



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
VICERRECTORADO ACADÉMICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN DE POSTGRADO
Postgrado en Ingeniería Estructural

Proyecto de Trabajo Especial de Grado

**“ESTUDIO COMPARATIVO DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE
PÓRTICOS EN CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A CARGAS
LATERALES EN DISTINTAS ZONAS SÍSMICAS”**

Presentado por.

Gabrielle Romero

Para optar por el título de
Especialista en Ingeniería Estructural

Asesor:

Mcs. Salvatore Marinaro

Caracas, Septiembre de 2017

Universidad Católica Andrés Bello
Facultad de Ingeniería
Postgrado en Ingeniería Estructural
Presente.-

CARTA DE ACEPTACIÓN DEL ASESOR

Por la presente hago constar que he leído el Proyecto de Trabajo Especial de Grado, presentado por **Gabrielle Romero**, cédula de identidad N° 19.469.251, cuyo título tentativo es: **“ESTUDIO COMPARATIVO DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS EN CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A CARGAS LATERALES EN DISTINTAS ZONAS SÍSMICAS”**; y que acepto asesorar al estudiante, durante la etapa de desarrollo del trabajo hasta su presentación y evaluación.

En la ciudad de Caracas a los 29 días del mes de Septiembre 2017



Salvatore Marinaro

C.I. 11.978.014



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

www.ucab.edu.ve

Tel.: (0212) 407-56-24 Fax 407-43-52

Estudios de Postgrado

ACTA DE EVALUACIÓN DE TRABAJO ESPECIAL DE GRADO ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Nosotros, Profesores SALVATORE MARINARO P. (Asesor) y CAROLINA TOVAR NATERA, designados por el Consejo de Postgrado de la Facultad de Ingeniería a los veintisiete días del mes de marzo del año dos mil diecinueve, para conocer y evaluar en nuestra condición de jurado del Trabajo Especial de Grado " ESTUDIO COMPARATIVO DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS EN CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A CARGAS LATERALES EN DISTINTAS ZONAS SÍSMICAS ", presentado por el ciudadano Romero Loi, Gabrielle Eduardo, C.I. N°. 19469251, para optar al grado de Especialista en Ingeniería Estructural.

Declaramos que:

Hemos leído el ejemplar del Trabajo Especial de Grado que nos fue entregado con anterioridad por la Dirección del Programa.

Reunidos a los dieciocho días del mes de junio del año dos mil diecinueve, en la sede de los Estudios de Postgrado de la Universidad Católica Andrés Bello, previa lectura y estudio del mencionado trabajo, hemos decidido convocar al estudiante con el fin de responder las preguntas que le formule el jurado. Hechas por nuestra parte las preguntas y aclaratorias correspondientes, se consideró formalizar el siguiente dictamen:

APROBADO

Hemos acordado calificar el Trabajo Especial de Grado con Veinte (20) puntos.

(Observaciones o declaratoria de recomendación)

En fe de lo cual, nosotros los miembros del jurado designado, firmamos la presente acta en Caracas, a los dieciocho días del mes de junio del año dos mil diecinueve.

Salvatore Marinaro P.

C.I.: 11978014

Carolina Tovar Natera

C.I.: 12.310.796





UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

www.ucab.edu.ve

Tel.: (0212) 407-56-24 Fax 407-43-52

Estudios de Postgrado

ACTA DE EVALUACIÓN DE TRABAJO ESPECIAL DE GRADO ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Nosotros, Profesores SALVATORE MARINARO P. (Asesor) y CAROLINA TOVAR NATERA, designados por el Consejo de Postgrado de la Facultad de Ingeniería a los veintisiete días del mes de marzo del año dos mil diecinueve, para conocer y evaluar en nuestra condición de jurado del Trabajo Especial de Grado " ESTUDIO COMPARATIVO DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS EN CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A CARGAS LATERALES EN DISTINTAS ZONAS SÍSMICAS ", presentado por el ciudadano Romero Loi, Gabrielle Eduardo, C.I. N°. 19469251, para optar al grado de Especialista en Ingeniería Estructural.

Declaramos que:

Hemos leído el ejemplar del Trabajo Especial de Grado que nos fue entregado con anterioridad por la Dirección del Programa.

Reunidos a los dieciocho días del mes de junio del año dos mil diecinueve, en la sede de los Estudios de Postgrado de la Universidad Católica Andrés Bello, previa lectura y estudio del mencionado trabajo, hemos decidido convocar al estudiante con el fin de responder las preguntas que le formule el jurado. Hechas por nuestra parte las preguntas y aclaratorias correspondientes, se consideró formalizar el siguiente dictamen:

APROBADO

Hemos acordado calificar el Trabajo Especial de Grado con Veinte (20) puntos.

(Observaciones o declaratoria de recomendación)

En fe de lo cual, nosotros los miembros del jurado designado, firmamos la presente acta en Caracas, a los dieciocho días del mes de junio del año dos mil diecinueve.

Salvatore Marinaro P.

C.I.: 11978014

Carolina Tovar Natera

C.I.: 12.310.796



INDICE GENERAL

	pp.
LISTA DE CUADROS	v
LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE GRÁFICOS	vii
RESUMEN	viii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO	
I. EL PROBLEMA	3
Planteamiento del Problema	3
Objetivos de la Investigación	6
Objetivo General	6
Objetivos Específicos	6
Justificación de la Investigación	6
Alcance y Limitaciones de la Investigación	8
II. MARCO REFERENCIAL	9
Antecedentes.....	9
Bases Legales	12
Bases Teóricas	14
Sismo resistencia	14
Amenaza Sísmica	16
Daño Sísmico	17
Riesgo Sísmico	18
Tracción Axial	19
Materiales y sistema estructural	19
Análisis de cargas para edificaciones en concreto reforzado	23
Diseño de vigas en concreto reforzado	28
Factores para estructuras en concreto	30
Criterios de fallas en miembros de concreto reforzado	32
Normas COVENIN MINDUR Edificaciones Sismorresistentes	33
Clasificación de la estructura según el uso	35
Espectro de Diseño	36
Clasificación según el tipo de estructura	39
Tipos de sistemas estructurales resistentes a sismos	39
Criterios de Estructuración y diseño Sismo resistente	41
Fiabilidad Estructural	45
El enfoque determinista y semi probabilística de la seguridad	51
Vulnerabilidad Sísmica	53
Caracterización de la vulnerabilidad sísmica	54
Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica	54
Definición de Términos	58

III. MARCO METODOLOGICO	66
Tipo de Investigación	67
Diseño de la Investigación	68
Diseño de las fases metodológicas	69
Técnicas e Instrumentos de recolección de información	70
Técnicas y Análisis de la Interpretación de los datos	71
Operacionalización de objetivos	73
Cronograma de actividades	75
IV. RESULTADOS	76
Fase I	76
Fase II	94
Fase III	119
CONCLUSIONES	127
RECOMENDACIONES	128
REFERENCIAS	129
ANEXOS	130
ANEXO A.....	131
ANEXO B.....	132
ANEXO C.....	133
ANEXO D.....	134
CURRICULUM VITAE	135

LISTA DE CUADROS

Cuadro	pp.
1. Valores de Coeficiente de Aceleración Horizontal (COVENIN 1756-2: 2001)	34
2. Niveles de Diseño (COVENIN 1756-2: 2001)	38
3. Áreas o Componentes en las cuales debe extenderse los requerimientos de diseño (COVENIN 1756-2: 2001).....	38
4. Operacionalización de objetivos	73
5. Propiedades dinámicas para un amortiguamiento estructural del 5% modelo 1 y 3	85
6. Propiedades dinámicas para un amortiguamiento estructural del 5% modelo 2 y 4	86
7. Fuerza cortante en la base	87
8. Función de fallo $G(x)$ = Relación D/C columnas > 1 en modelo 1....	101
9. Datos de material en modelo 1.	102
10. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 1.	102
11. Parámetros estadísticos en modelo 1.....	103
12. Función de fallo $G(x)$ = Relación D/C columnas > 1 en modelo 2..	103
13. Datos de material en modelo 2.	104
14. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 2.	104
15. Parámetros estadísticos en modelo 2.....	105
16. Función de fallo $G(x)$ = Relación D/C columnas > 1 en modelo 3..	106
17. Datos de material en modelo 3.	106
18. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 3.	107
19. Parámetros estadísticos en modelo 3.....	107
20. Función de fallo $G(x)$ = Relación D/C columnas > 1 en modelo 4..	108
21. Datos de material en modelo 4.	108
22. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 4.	109
23. Parámetros estadísticos en modelo 4.....	109
24. Datos de material en modelo 4.	110
25. Calculo del corte por capacidad y el corte resistente en modelo 1.	110
26. Función de fallo $G(x)$ = cuando $V_p > \phi V_n$ en modelo 1.	111
27. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 1.	111
28. Parámetros estadísticos en modelo 1.....	112
29. Calculo del corte por capacidad y el corte resistente en modelo 2.	112
30. Función de fallo $G(x)$ = cuando $V_p > \phi V_n$ en modelo 2.	113
31. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 2.	113
32. Parámetros estadísticos en modelo 2.....	114
33. Calculo del corte por capacidad y el corte resistente en modelo 3.	114
34. Función de fallo $G(x)$ = cuando $V_p > \phi V_n$ en modelo 3.	115
35. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 3.	115
36. Parámetros estadísticos en modelo 3.....	116
37. Calculo del corte por capacidad y el corte resistente en modelo 4	116

38. Función de fallo $G(x) = \text{cuando } V_p > \phi V_n$ en modelo 4.	117
39. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 4	118
40. Parámetros estadísticos en modelo 4.....	118
41. Parámetros de Optimización basados en JCCS	126

LISTA DE FIGURAS

Figura	pp.
1. Clasificación de Regularidad vertical según las variaciones en la geometría de la Estructura.....	42
2. Función de fallo (Mosquera 2011)	43
3. Diagrama esquemático que ilustra el enfoque determinista de seguridad estructural (Mosquera 2011).....	52
4. Ilustración de la demanda (Mosquera 2011)	53
5. Pórtico 5 con diagonal equivalente	77
6. Pórtico C con diagonal equivalente.....	77
7. Pórtico 5.....	78
8. Pórtico C.....	78
9. Definición del FC.....	79
10. Definición del FY.....	79
11. Viga nivel 1 y 2 dirección X.....	80
12. Viga nivel 1 y 2 dirección Y.....	80
13. Columna nivel 1 y 2	81
14. Patrones de carga.....	81
15. Casos de carga sísmicos Norma 1756-82	84
16. Casos de carga sísmicos Norma 1756-01	84
17. Pórtico 3 modelo 1	89
18. Pórtico B modelo 1.....	89
19. Pórtico 3 modelo 2.....	90
20. Pórtico B modelo 2.....	90
21. Pórtico 3 modelo 3.....	91
22. Pórtico B modelo 3.....	91
23. Pórtico 3 modelo 4.....	92
24. Pórtico B modelo 4.....	92
25. Combinación A1.....	98
26. Combinación A2.....	98
27. Combinación A3.....	99
28. Combinación A4.....	99
29. Combinación A5.....	100
30. Combinación A6.....	100
31. Combinación A7.....	101
32. Parámetros de Índices de Confiabilidad y Probabilidad de fallo	123

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico	pp.
1. Fuerzas cortantes en la base para X	87
2. Fuerzas cortantes en la base para Y	88
3. Relación D/C Columna B3	93
4. Aceleración espectral N-82 vs N-01	93
5. Índice confiabilidad para función de fallo D/C en columna B3	119
6. Probabilidad de fallo para función de fallo D/C en columna B3	120
7. Índice de confiabilidad para función de fallo $V_p > \phi V_n$ en columna B3	120
8. Probabilidad de fallo para función de fallo $V_p > \phi V_n$ en columna B3	121
9. Índice confiabilidad para función de fallo D/C entre normas	121
10. Probabilidad de fallo para función de fallo D/C entre normas	122
11. Índice de confiabilidad para función de fallo $V_p > \phi V_n$ entre normas	122
12. Probabilidad de fallo para función de fallo $V_p > \phi V_n$ en columna B3	123
13. Índices de confiabilidad recomendados	124



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
VICERRECTORADO ACADÉMICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN DE POSTGRADO
Postgrado en Ingeniería Estructural

ESTUDIO COMPARATIVO DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS EN CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A CARGAS LATERALES EN DISTINTAS ZONAS SÍSMICAS

Autor: Romero Loi, Gabrielle Eduardo
Asesor: Mcs. Salvatore, Marinaro
Fecha: Septiembre de 2017

RESUMEN

La norma de “Edificaciones Sismorresistentes” ha sufrido constantes modificaciones, siendo la del 2001 quien admite que estructuras sometidas al sismo de diseño, experimentan deformaciones inelásticas que ocasionan daño estructural, daños severos en estructuras, producto de los movimientos sísmicos, indican que es necesaria la revisión de los procedimientos y parámetros empleados en el diseño estructural. Es por ello, que en este trabajo se establece un procedimiento que permite determinar el índice de confiabilidad de miembros estructurales, con base al estado límite de daño referencial, de modo que sea posible evaluar el nivel de seguridad suministrado por la norma 1756-82, al caracterizar la respuesta de los pórticos en concreto reforzado, obtenida mediante un análisis inelástico y probabilístico. La investigación será de tipo evaluativa y descriptiva, su diseño será documental y se dividirá en cuatro fases orientadas a desarrollar los objetivos planteados. El propósito de esta investigación es evaluar el comportamiento de pórticos de concreto reforzado, bajos los parámetros de la norma 1756-82 y 1756-01. Este análisis se realizará a través de las aceleraciones espectrales tomadas de la norma 1756-01 y comparan los resultados con la norma 1756-82, con la finalidad de determinar el índice de confiabilidad de los pórticos mencionados de acuerdo al método probabilístico “Estimadores Puntuales”.

Palabras claves: Pórticos, Concreto reforzado, Zonas sísmicas, Estimadores Puntuales.

Línea de trabajo: Concreto, Ingeniería Sismorresistente

INTRODUCCIÓN

En el transcurso de la historia, se han desarrollado innumerables eventos sísmicos los cuales se consideran altamente devastadores dentro de los fenómenos naturales que se han conocido a lo largo del tiempo, trayendo como consecuencia altos índices de mortalidad y pérdidas económicas o materiales. En este sentido, se han venido estudiando diversas maneras para poder disipar estas catástrofes por medio de estudios empíricos, analíticos, probabilísticos y estadísticos, profundizándose cada vez más para así poder conseguir resultados satisfactorios en cuanto a las estructuras en concreto reforzado se refiere y poder erradicar las consecuencias graves que produce este fenómeno.

Siguiendo el mismo orden de ideas, se acota que el comportamiento adecuado de una estructura es altamente dependiente de las propiedades mecánicas de los materiales estructurales. Un análisis probabilístico permite evaluar el efecto de la variabilidad de dichas propiedades sobre el comportamiento sismorresistente de las estructuras. Por lo tanto, el análisis, diseño, detallado y construcción de una estructura en concreto reforzado son realizados para garantizar comportamientos sismorresistentes adecuados. Sin embargo, algunos aspectos del mismo tales como la resistencia, la ductilidad y la capacidad de absorber y disipar energía dependen de las propiedades mecánicas mencionadas.

En este sentido, el objeto de esta investigación es desarrollar un análisis para indicar el índice de confiabilidad de pórticos en concreto reforzado de diferentes alturas ante coeficientes de aceleración respectivos en zonas sísmicas ascendentes. Los análisis simplificados fueron basados en el Método de los Estimadores Puntuales de Rosenblueth, considerando la tensión cedente del acero (F_y) y resistencia cilíndrica a la compresión del concreto (F_c) como variables aleatorias independientes. Por lo tanto, el estudio ha sido

distribuido en Capítulos con la finalidad de facilitar su comprensión, los cuales se presentan a continuación especificando su contenido:

Capítulo I. El Problema: Comprende el planteamiento del problema, las interrogantes de la investigación, los objetivos de la investigación, la justificación que avala la realización de este proyecto, la justificación, el alcance y las limitaciones presentadas para el desarrollo del mismo.

Capítulo II. Revisión Bibliográfica: Conformado por los antecedentes de la investigación, las bases teóricas y legales, así como el marco organizacional que sustentan el presente trabajo de final.

Capítulo III. Metodología: Compuesto por el tipo de estudio planteado en este trabajo, la metodología para la detección de necesidades y para el desarrollo de la propuesta, así como el cronograma de actividades y presupuesto del proyecto.

Capítulo IV. Desarrollo de Objetivos: Este capítulo está conformado por el desarrollo y análisis de los resultados obtenidos en cada uno de los objetivos establecidos en este Trabajo Final.

Capítulo V. Conclusiones y Recomendaciones: Presenta las conclusiones y recomendaciones derivadas del desarrollo del presente estudio.

Por último se encuentran las referencias bibliográficas y los anexos.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Este capítulo presenta el planteamiento del problema el cual consiste en describir de manera amplia la situación objeto de estudio, ubicándola en un contexto que permita comprender su origen y relaciones de acuerdo con el tipo de investigación por realizar (Valarino, Yaber y Cemborain, 2015, p.102).

Por otro lado, en este primer capítulo se expondrá las generalidades del presente trabajo especial de grado, el problema que se pretende resolver, los objetivos que se cumplirán en el desarrollo del mismo, así como también aquellos motivos por la cual se plantea el trabajo, los métodos utilizados, entre otros parámetros importantes para dar un panorama general de lo que tratará el tema.

Planteamiento del Problema

Al diseñar una estructura deben satisfacerse diversos criterios de seguridad, funcionamiento adecuado, factibilidad y confiabilidad. La seguridad es sin lugar a dudas la primera preocupación que existe en estos estudios, ya que el colapso de la edificación podría significar no sólo grandes pérdidas materiales sino también la pérdida de vidas, como ha ocurrido en todo el mundo. Sin embargo esto no es suficiente; la estructura debe soportar las cargas propias del uso de la edificación y del medio en que se ubica sin que se produzcan deformaciones excesivas u otros efectos indeseados que dificultarían su uso. Por otro lado, para que la estructura pueda ser una realidad, el diseño debe ser factible, no solo desde el punto de vista constructivo sino también económico.

En este sentido Alonso, J (2012), los análisis estructurales a nivel mundial suelen plantearse diversos métodos de confiabilidad en pórticos, encontrando un equilibrio adecuado en estos diversos requerimientos o exigencias que provienen de los sismos, por ello, se necesita un conocimiento lo más preciso posible de los efectos internos que se originarán en los diversos componentes de la estructura como resultado de las acciones externas. Este es justamente el propósito de este análisis estructural. Estos métodos y su evolución ha sido particularmente notoria en las últimas décadas, con el uso cada vez más frecuente las los software en computadoras digitales.

Es por ello, que actualmente estas herramientas se consideran indispensables para un análisis sísmico apropiado, no tanto por la posibilidad de efectuar los cálculos más rápidamente sino porque, al poder considerar mejores modelos, se logran estructuras más eficientes y confiables, de lo contrario se tendrá edificaciones mal concebidas y diseñada bajo parámetros no reales ni factibles en la zona sísmica donde se ubique.

Cabe destacar, que para limitar las consecuencias desfavorables de sismos intensos, es preciso respetar todo el conjunto de recomendaciones de cada nivel de diseño de la Norma Covenin Venezolana, cuya finalidad es la de conferir al sistema resistentes a sismos la cualidad de mantener una elevada capacidad para absorber y disipar energía, sin pérdida apreciable de la resistencia de sus elementos portantes, redistribuyendo las solicitaciones debidas al efecto conjunto del sismo y la gravedad terrestre.

La experiencia adquirida en sismos intensos que han afectado a edificaciones en concreto reforzado en el mundo y en Venezuela, han puesto como manifiesto que con este material, bien diseñado y ejecutado, se pueden construir estructuras con una importante ductilidad , siempre y cuando se garanticen todas y cada una de las exigencias de las normativas vigentes. Para la mayoría de las edificaciones, el criterio dominante es el de prevenir la inestabilidad (ruina o colapso) como consecuencia del sismo más severo que pueda esperarse durante la vida útil de la edificación. Sin embargo, en

ocasiones contrarias se ha evidenciado colapsos debido a la variabilidad de resistencias de los materiales, así como también la ejecución de estructuras en zonas sísmicas de mayor demanda, cuando las mismas han sido destinadas para una zona con un riesgo sísmico menor.

En este sentido, es indispensable realizar este análisis como estrategia encaminada a la protección de vidas, y poder así lograr que el sistema resistente a sismos posea suficiente resistencia, capacidad de absorción y disipación de energía permitiendo controlar daños como consecuencia de eventos sísmicos moderados, aun cuando sean frecuentes. Es por eso que debe conocerse cuáles serían esos comportamientos de pórticos tipos de baja, media y elevada altura propuestos con resistencias diferentes y evaluadas en distintas zonas sísmicas para así, determinar su índice de confiabilidad estructural y con base a esta investigación surgen las siguientes interrogantes:

¿Cómo serían los comportamientos sismorresistentes en pórticos diseñados con las distintas normas sísmicas?

¿Qué incertidumbre se puede generar si la resistencia de diseño varía en la ejecución de estructuras en concreto reforzado?

¿Qué recomendaciones se podrían proponer de no ser suficiente un análisis determinístico como el de superposición modal con tres grados de libertad para reconocer que una estructura es 100% confiable?

¿Qué resultados de diseño se puede obtener con un análisis probabilístico para determinar el índice de confiabilidad estructural en pórticos de concreto reforzado?

Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Estudiar la confiabilidad estructural de pórticos en concreto reforzado sometidos a cargas laterales utilizando las Normas sismorresistentes 1756-82 y 1756-01.

Objetivos Específicos

1. Crear modelos analíticos de dos niveles en concreto reforzado, considerando los parámetros de la Norma sismorresistente 1756-82 y la Norma sismorresistente 1756-01.
2. Determinar el índice de confiabilidad estructural de los modelos de acuerdo al método de los estimadores puntuales, considerando la demanda sísmica calculada según la Norma 1756-1982 y la Norma 1756-2001.
3. Establecer parámetros comparativos entre las Normas Sismorresistentes 1756-1982 y 1756-2001 de acuerdo a los resultados obtenidos.

Justificación

La mayoría de las pérdidas tanto humanas como económicas ocasionadas por los terremotos a lo largo de la historia, han sido causadas por un comportamiento deficiente de la estructura durante un evento sísmico. Dicho comportamiento puede dar lugar a colapsos parciales e incluso totales de los mismos, así como a la aparición de otros peligros colaterales, tales como incendios o explosiones, que en ocasiones incrementan las pérdidas. Sin embargo, a pesar de que las normativas existentes de construcción sismorresistente mejoran día a día, enriquecidas con la información obtenida a partir de nuevas investigaciones y experiencias, todavía continúan ocurriendo catastróficas pérdidas en muchos países del mundo, incluso en aquellos en los que los estudios en el campo de la Ingeniería Sísmica constituye una de las actividades prioritarias.

Es evidente que los nuevos logros que se alcanzan en el campo del diseño de estructuras pueden aplicarse únicamente a las nuevas construcciones, cuyo número es un ínfimo porcentaje del número total de estructuras existentes. Considerando además, que la ocurrencia de los fenómenos sísmicos está aún fuera del control de la ciencia, la conclusión inmediata es la necesidad de aplicar métodos que minoren en lo posible el daño esperado en las estructuras existentes.

De esta necesidad nace esta propuesta que en muchos lugares puede ser aplicada si se llega a un resultado positivo, los cuales merecen una atención prioritaria hoy en día, con miras a cualquier plan de mitigación de futuros desastres por sismos. Así pues el diseño de las nuevas estructuras y el estudio de los daños de las mismas por medio de otros métodos como el de confiabilidad estructural puede ayudar a disminuir las pérdidas en vidas humanas, económicas y sociales que se originan en toda catástrofe sísmica.

En este sentido, el conocimiento del peligro sísmico y el estudio del comportamiento de estructuras sometidas a la acción sísmica son de una importancia esencial y que se debe tomar muy seriamente en cuenta a la hora del cálculo estructural de cualquier pórtico, indiferentemente en la zona donde se ubique y resistencia que se le aporte, ya que en la mayoría de las ocasiones las resistencias de teóricas de diseño no siempre son las que se le otorga en el proceso de ejecución, por lo tanto es de suma importancia, evaluar en todo caso los índices de confiabilidad para probablemente reducir los posibles riesgos a colapsos en las estructuras.

Finalmente, el presente estudio aportará conocimientos ya existentes sobre la materia, el cual reforzará y/o agregará nuevas ideas al conjunto de teorías sobre diseños de superestructuras para edificaciones en concreto reforzado de baja, media y elevada altura. A nivel profesional y hasta académico son innumerables los beneficios que aporta, ya que si se cuenta con estructuras ciertamente más seguras, al producirse cualquier evento

adverso evitaría la destrucción de las mismas y se conservarían las vidas humanas de quienes hacen vida en la edificación.

Alcance y Limitaciones de la Investigación

La presente investigación se limita a la aplicación de un método probabilístico, procedimiento que servirá para determinar el índice de confiabilidad estructural de pórticos en concreto reforzado en conjunto a un análisis dinámico espectral.

La ausencia de una normativa nacional que establezca nuevos métodos para obtener estructuras más seguras, hace necesaria la utilización de códigos o bibliografías internacionales, con la finalidad de obtener los criterios básicos para el desarrollo de este tipo de método de cálculo.

La investigación se limitará al estudio de modelos definidos por tres edificaciones en concreto reforzado, de 2, 4 y 6 niveles diseñados según norma 1753-87 y evaluados a nivel sismorresistente según norma 1756-2001, utilizando el método de Análisis Dinámico Espectral, definiendo las variables necesarias para determinar las demandas de corte y momento y evaluar los índices de confiabilidad en los pórticos más vulnerables de cada edificación.

Esta investigación se limita a la evaluación del comportamiento de los distintos modelos de estudio, de acuerdo a las resistencias probables de los miembros y evaluación en zonas sísmicas ascendentes, punto clave para establecer parámetros de comparación y evidenciar las malas prácticas cotidianas en Venezuela.

Es importante destacar que en Venezuela se han diseñado edificaciones en concreto reforzado en zonas de bajo riesgo sísmico y las mismas han sido ejecutadas en zonas de alto riesgo sin aparente modificación en cuanto a geometría y detallado, sirviendo como ejemplo los módulos escolares de tipo P2 (instituciones públicas).

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

El presente Capítulo contiene la información correspondiente al Marco Teórico, dentro del cual se desarrolla la teoría que fundamenta la presente investigación. Para ello se inicia con la descripción de los Antecedentes, seguido de los Fundamentos Teóricos y del Marco Organizacional. Por lo que dará a entender los aspectos teóricos existentes sobre el problema en estudio, encontrados en fuentes documentales. Así mismo, se reflejarán las implicaciones del estudio, información sustentada a nivel científico con los aportes de otras investigaciones que serán de utilidad para el presente trabajo de grado.

Antecedentes

Para una buena estructuración del marco referencial debe haberse cotejado con el conocimiento de estudios previos. En tal sentido (Balestrini, 2007, p.33), establece que “los antecedentes representan un soporte que les permitirán al investigador estar bien informado con respecto al tema en estudio”. Por consiguiente, los antecedentes son de vital importancia, ya que orientan al investigador con el estado actual del conocimiento sobre las variables o tema desarrollado en la investigación, evitando de esta manera, realizar un trabajo que ya se haya ejecutado anteriormente. Como marco referencial para el desarrollo de la presente investigación se han examinado diversos trabajos relacionados con estudios de confiabilidad estructural en el país y dejar importantes aportes a las normativas Venezolanas, además de

contar con antecedentes representados por investigadores que guardan relación con el tema en estudio.

Grillet, P. (2016), *Estudio de confiabilidad de una Edificación de cuatro niveles de uso Residencial Ubicado en Turmero Municipio Santiago Mariño Edo. Aragua*, contribuyó de manera significativa a la presente investigación ya que la autora realizó una evaluación estructural en donde evidenció la relación que existe entre la calidad de materiales y sistema constructivo de una edificación construida hace más de 30 años, con la confiabilidad estructural de la propia edificación en años actuales, aportando conocimientos previos a la introducción y desarrollo del presente trabajo.

Davila, G. (2014), *Estudio de Confiabilidad de Los Edificios Tipo Túnel de Misión Vivienda Expuestos A Diferentes Zonas Sísmicas*, propuso un criterio para evaluar la confiabilidad estructural de Edificaciones de muros portantes en el que se evaluaron expresiones estadísticas considerando la variabilidad de los materiales. Dichas expresiones toman en cuenta de manera simultánea, la variación de resistencia y de la demanda sísmica para una intensidad dada. Esta investigación sirvió como aporte a la presente, para establecer parámetros de comparación de capacidades en cuanto a respuestas se refiere en edificaciones de mediana altura según sus materiales utilizados (Concreto y acero).

López (2011), *Confiabilidad de Estructuras considerando el daño acumulado en el tiempo*, en su trabajo propuso un criterio para evaluar la confiabilidad estructural en el que se utiliza una expresión matemática que considera la acumulación de daño por sismo en un intervalo de tiempo. Dicha expresión toma en cuenta de manera simultánea, la variación en el tiempo de la capacidad estructural y de la demanda sísmica para una intensidad dada. El aporte de esta investigación fue la selección de una muestra para determinar la incertidumbre en los miembros estructurales más afectados, de tal manera que se pudo cuantificar mediante un proceso probabilístico las capacidades locales de la estructura.

Calvache (2010), *Estimadores Puntuales e Intervalo de Confianza en Estructuras Sometidas a Fuerzas Sísmicas*, estudió la selección de una muestra, donde en ella implica jugar con el error aleatorio que está presente durante un evento sísmico, siendo las resistencias de los materiales de la edificación. Se extrajo el valor de interés resumiendo parámetros para aplicarlo a la población, por lo que fue muy importante su aporte a nivel del contexto, ya que en el presente estudio de igual manera se evaluaron pórticos independientes y más vulnerables y que en resumen, con la aplicación de un método probabilístico determinar el índice de confiabilidad estructural según las normativas vigentes y capacidades de los miembros.

E.E. Muñoz-G, D.M. Ruiz-V, J.A. Prieto-S y A. Ramos (2011), *Estimación De La Vulnerabilidad Sísmica De Una Edificación Indispensable Mediante Confiabilidad Estructural*. El presente se basó en recopilación de información existente (planos, memorias de cálculo, entre otros), estudios de patología, levantamiento estructural y la evaluación de amenaza sísmica local. Para evaluar la capacidad a cortante de la estructura, en donde 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.

Por consiguiente, de acuerdo con los resultados basados en confiabilidad, el aporte que se tuvo de esta investigación, ha sido la identificación de 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 o refuerzos en pórticos de concreto reforzado. De esta manera se determinaron probabilidades anuales de falla menores para la estructura rehabilitada, que representa una disminución del riesgo.

Como bien se expresó en los antecedentes mencionados, para llevar a cabo el desarrollo del presente proyecto, los mismos, otorgan de manera fundamental conocimientos y experiencias para la aplicación técnica de los

diferentes objetivos de la investigación, en el que con su valioso aporte, se tomaran las metodologías de diseño, análisis y evaluación de estructuras en concreto reforzado, así como también precisas las variables de resistencia y funciones de fallo de los pórticos para determinar el índice de confiabilidad en los miembros más demandados de acuerdo a los coeficientes de aceleración de las distintas zonas sísmicas.

Bases Legales

En las bases legales, tal como la denominación de la sección lo indica, se incluyen todos los documentos de naturaleza legal que soportan el tema o problema de la investigación, entre esos documentos se tienen: normas, leyes reglamentos, decretos y resoluciones, tomando en consideración el aporte de códigos internaciones debido a que la mayoría de las normativas vigentes en Venezuela concerniente a esta investigación, no ha sido actualizada en aproximadamente 12 años.

En este sentido (Villafranca, 2002, p.25), establece que “Las bases legales no son más que se leyes que sustentan de forma legal el desarrollo del proyecto”, explica que las bases legales “son leyes, reglamentos y normas necesarias en algunas investigaciones cuyo tema así lo amerite” (ibídem). Es decir las mismas son referencias de soportes para el tema o problema de investigación. Por consiguiente a continuación se presentan los códigos que servirán de apoyo para la presente investigación:

Normativa Nacional

1. COVENIN 1756:1982 “Norma Venezolana de Edificaciones Antisísmicas”.

2. COVENIN-MINDUR 1756:2001-1 “Edificaciones Sismorresistentes. Articulado”, la cual será referida como 1756:01 para los fines de esta investigación.
3. COVENIN-MINDUR 1756:2001-2 “Edificaciones Sismorresistentes. Comentarios”.
4. COVENIN-MINDUR (PROVISIONAL) 2002 – 88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.
5. COVENIN-MINDUR 1753 – 87 “Estructuras en concreto armado para edificaciones Análisis y Diseño”.
6. FONDONORMA 1753-2006 “Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural”.

Códigos Internacionales

1. FEMA P-750 / 2009: “NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures”, Estados Unidos.
2. ANSI/AISC 358-10: “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. Including Supplement No. 1”, Código Nacional de los Estados Unidos.

Bases Teóricas

De acuerdo a (Arias, 2011, p.106) “las bases teóricas implican un desarrollo amplio de los conceptos y proposiciones q conforman el punto de vista o enfoque adoptado para sustentar o explicar el problema planteado”. Para la

realización de una investigación se debe soportar con consultas bibliográficas, que permitan desarrollar los fundamentos teóricos relacionados con el tema a desarrollar, según lo establecido por el Manual de Trabajo Especial de Grado del Instituto Universitario Politécnico “Santiago Mariño” (2006) plantea que las bases teóricas:

Comprenden el conjunto de conocimientos existentes sobre el campo del saber o sector de la realidad (el problema o necesidad) que será objeto de estudio, y los cuales se encuentran contenidos en diferentes fuentes documentales reflejando específicos puntos de vista de los autores. Los conocimientos sobre un determinado hecho, fenómeno, situación, configuran teorías particulares que pueden constituir enfoques diferentes, los cuales son indicativos de las variadas maneras de interpretar la realidad. Obviamente, cada enfoque utiliza un conjunto de categorías y conceptos que al interconectarse entre sí explicarán un aspecto de la realidad que se procura conocer. (p.21).

En relación a esto, (Arias, 2006, p.95), indica que las bases teóricas “comprenden un conjunto de conceptos y proporciones que conforman un punto de vista o enfoque dirigido a explicar el problema planteado”.

Sismo Resistencia

La sismo resistencia es un atributo que es destinado a una edificación de acuerdo a su configuración geométrica y a las técnicas de diseño que tiene empleadas para resistir las fuerzas de un movimiento sísmico. (Villareal, 2016, p.5), expresa que:

Para asegurar un adecuado comportamiento de las estructuras frente a los sismos, el diseño de estas, puede plantearse de dos maneras. La primera vendría a ser a base de un diseño convencional, el cual consiste en crear estructuras lo suficientemente rígidas pero a su vez dúctiles, es decir, que tengan la capacidad de incursionar en el rango inelástico y la segunda forma de diseñar edificaciones sismo-resistentes es incorporando dispositivos de disipación de energía, cuya función principal es incrementar el

amortiguamiento, reduciendo los desplazamientos laterales, velocidades y aceleraciones.

Para lograr que un sismo le cause el mínimo daño a una propiedad es necesario que la simetría en los volúmenes sea una de las características principales de la estructura. La simplicidad se logra proyectando diseños sencillos que faciliten la distribución de los muros y la simetría, lo que proporciona que las partes que conforman los volúmenes estén ubicadas en los ejes de una manera equilibrada. La forma regular es la forma más recomendada para un proyecto ya que no hay presencia de irregularidades en la conformación geométrica, las formas irregulares no son recomendables ya que al estar compuesto por volúmenes diferentes a la hora de un sismo se comportan totalmente diferente una de las otras y pueden provocar fuerzas irregulares a la edificación.

En cuanto a la disposición de los muros, no es recomendable colocar los muros en una misma dirección ya que si las fuerzas sísmicas vienen perpendiculares a la dirección de los muros la estructura se comportaría de una manera sumamente débil y no habría capacidad para enfrentar las ondas sísmicas. Un elemento muy importante en la sismo resistencia son los materiales, es necesario que haya uniformidad en la estructura para que se desempeñen funciones similares en la edificación, dentro de la continuidad en la construcción se recomienda que los ejes de los muros sean colineales.

Una edificación es sismorresistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de fuerzas causadas por sismos frecuentes. Para tener una casa sismo resistente se deben cumplir unas condiciones en cuanto a la colocación de los muros, el grueso de las paredes, si van a ser cargueros, o si son divisorios, la forma de colocar las vigas de amarre, las cintas de culata y cómo lograr la continuidad que estos elementos deben tener al momento de construir para que actúen adecuadamente durante un sismo.

Aun cuando se diseñe y construya una edificación cumpliendo con todos los requisitos que indican las normas de diseño y construcción sísmo resistente, siempre existe la posibilidad de que se presente un terremoto aún más fuerte que los que han sido previstos y que deben ser resistidos por la edificación sin que ocurran colapsos totales o parciales en la edificación. Por esta razón, no existen edificios totalmente sísmo resistente. Sin embargo, la sísmo resistencia es una propiedad o capacidad que se le provee a la edificación con el fin de proteger la vida y los bienes de las personas que la ocupan.

Aunque se presenten daños, en el caso de un sismo muy fuerte, una edificación sísmo resistente no colapsará y contribuirá a que no haya pérdida de vidas ni pérdida total de la propiedad. Una edificación no sísmo resistente es vulnerable, es decir susceptible o predispuesto a dañarse en forma grave o a colapsar fácilmente en caso de terremoto. Un elemento muy importante en la sísmo resistencia son los materiales, es necesario que haya uniformidad en la estructura para que se desempeñen funciones similares en la edificación, dentro de la continuidad en la construcción se recomienda que los ejes de los muros sean colineales.

Amenaza Sísmica

La amenaza sísmica es la probabilidad de que se presente un sismo potencialmente adverso durante un cierto periodo de tiempo en un determinado lugar. Esta representa un factor externo al elemento en estudio y un peligro latente asociado al movimiento del terreno. De acuerdo a lo anteriormente expuesto, (Alonso, 2014, p.3), establece que “reciben el nombre de amenaza sísmica, aquellas amenazas de tipo geológico que estén directamente asociadas a la acción de terremotos”. Esta puede calcularse a nivel regional y a nivel local, para lo cual se deben considerar los parámetros

de fuentes sismo génico, así como también los registros de eventos sísmicos ocurridos en cada zona fuente y la atenuación del movimiento del terreno.

Daño Sísmico

(Bonnet, 2005, p.19), lo define daño sísmico como “el grado de degradación o destrucción causado por un fenómeno peligroso sobre las personas, los bienes, los sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales”. La evaluación e interpretación del daño causado por los sismos surge de la necesidad de cuantificar y explicar los efectos de este fenómeno sobre los diferentes tipos de estructuras existentes.

En otras palabras el daño sísmico estructural es el que sufren las vigas, las columnas, las losas o las cimentaciones durante un sismo. Es decir, es el deterioro de aquellos elementos o componentes que forman parte del sistema resistente o estructural de la edificación. El nivel de daño estructural que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como del comportamiento local de la estructura. Está relacionado con los tipos y la calidad de los materiales que se utilizan, sus características, su configuración, el esquema resistente y con las cargas que actúan.

Algunos problemas en el diseño de edificios tienen que ver con la configuración geométrica y estructural, esta última se refiere al tipo, disposición, fragmentación, resistencia y geometría de la edificación. Es decir, si el edificio se aleja de formas y esquemas estructurales simples hace que estas tengan un comportamiento inestable ante sismos. Además, resultan ser estructuras difíciles de modelar en la etapa de diseño y muchas veces presentan dificultades de construcción.

Caracterización del Daño Sísmico

Es la forma de clasificar los daños sísmicos que se presentan luego de acontecido un evento sísmico, un ejemplo de estos son los estados de daño, estos representan una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: primero, los daños físicos sobre los elementos estructurales y no estructurales; segundo, el riesgo a que se encuentran expuestos los habitantes de la edificación; y tercero, la funcionalidad de la edificación posterior al sismo. (Bonnet, 2005, p.23) determina que “se pueden distinguir tres clases: local intermedio y global, dependiendo si ellos se refieren al daño en un elemento, en una parte de la estructura o en toda la estructura respectivamente”

Riesgo Sísmico

(Alonso, 2012, p.38) lo define como la probabilidad de que en un determinado sitio y durante la acción de alguna amenaza natural se produzcan pérdidas de vidas, económicas y sociales que excedan ciertos niveles de daño preestablecidos. Para evaluar el riesgo sísmico de edificaciones o de una obra civil se puede realizar en función de la amenaza sísmica, su vulnerabilidad estructural y del costo o importancia de la misma. Al reducir alguna de las variables antes mencionadas, reduce el riesgo sísmico de la edificación, donde la reducción de la vulnerabilidad estructural es en la que se enfocan los ingenieros estructurales y arquitectos para lograr este objetivo.

Tracción Axial

De acuerdo a lo dicho por Ramos (2004) p.45, este tipo de sollicitación es poco frecuente en elementos de concreto armado, y puede originar, si no se han realizado las verificaciones correspondientes a los estados últimos de utilización, a numerosas e importantes fisuras, de configuración perpendicular

a las barras de acero principales. Estas fisuras se forman prácticamente en forma simultánea, atraviesan generalmente toda la sección del elemento estructural y suelen ubicarse en coincidencia con la posición de la armadura transversal, como pueden ser los estribos y la armadura de repartición.

El concreto posee un buen comportamiento mecánico cuando está solicitado a la compresión pero no ocurre lo mismo si se lo solicita a la tracción. Las tensiones que puede resistir un concreto traccionado están en el orden del (10%) de las de compresión. Por esta razón y por la dificultad en contar con un concreto armado, la pequeña resistencia a la tracción. Sin embargo esta pequeña resistencia del concreto a la tracción deber ser tomada en cuenta en las verificaciones de figuración y deformación que forman parte de lo que denominamos estados límites de utilización o servicio.

Materiales y Sistema Estructural

Concreto Reforzado

Es el material de construcción que más se utiliza en las obras en todo el mundo, debido a su maleabilidad y durabilidad. Este se ha reforzado con diferentes materiales a lo largo de la historia, con materiales como fibras vegetales, metálicas y plásticas, pero varias de ellas no han dado buenos resultados debido a la durabilidad. Actualmente, cuando se habla de concreto reforzado se refiere al que está formado por concreto y barras de acero, donde el concreto aporta la resistencia a compresión y el acero por su elevada ductilidad, aporta la resistencia a la tracción, además de confinar el concreto en su interior para lograr un comportamiento más adecuado. Indica (Gonzalez, 2005, p.31) que el uso del acero de refuerzo:

También se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar

confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión. La combinación de concreto simple con refuerzo constituye lo que se llama *concreto reforzado*.

Concreto

(Gonzalez, 2005, p.31), indica en su obra que “el concreto es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua”, dependiendo de las cantidades de cada uno de estos elementos con respecto al total de la mezcla, se logra un mejor comportamiento tanto físico como mecánico de este. Este material se utiliza en elementos estructurales de edificaciones como muros, vigas, columnas, losas y también para la construcción de puentes, autopistas y túneles.

Coeficiente de Poisson (μ)

La relación entre la deformación por acortamiento en la dirección de la carga y la expansión en la dirección transversal, es lo que se denomina coeficiente de Poisson (Cuevas, 2005, p.67), este coeficiente se mantiene generalmente constante para cada material, para el concreto es de 0.20 a menos que se determine experimentalmente.

Relación Tensión - Deformación Unitaria ($f-\epsilon$).

Según (Cuevas, 2005, p.67) esta relación se determina mediante ensayos a la compresión, donde a medida que se aumenta la tensión de compresión se lleva control del cambio de longitud ΔL en función de la longitud inicial L_0 . El cociente entre la deformación y la longitud inicial $\Delta L/L_0$, se define como deformación unitaria de compresión (ϵ_c). El concreto alcanza deformación unitarias de 0.2% a 0.3%.

Módulo de rigidez

Por otro lado de acuerdo a lo antes expresado expresa que los ensayos para determinar el módulo de rigidez del concreto se hacen con fines investigativos. El módulo de rigidez, es la resistencia de los planos adyacentes de una pieza a ser desplazados por sollicitaciones de sentido contrario, paralelas a dichos planos o resistencia que oponen los materiales a ser deformados por corte puro.

Módulo de elasticidad (E_c)

(Cuevas, 2005, p.67) Es la relación entre la tensión aplicada (Δf) y la deformación unitaria resultante (ε) como se muestra en la ecuación 1. Esta posee las mismas unidades de la tensión aplicada (kgf/cm^2), ya que la deformación unitaria es adimensional (mm/mm).

$$E_c = \frac{\Delta f}{\varepsilon}$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

Δf = Tensión aplicada.

ε = Deformación unitaria.

El parámetro que se utiliza generalmente para determinar la deformación del concreto es el módulo de elasticidad. Algunas de las variables que modifican el módulo de elasticidad son:

La velocidad de aplicación de la carga.

El tipo de agregado de la mezcla.

La humedad del sitio.

Esta variable depende directamente de la calidad de los agregados, relación agua-cemento y nivel de humedad para que desarrolle la resistencia a la compresión necesaria para la que fue diseñada, pero siempre existe un rango de posibles valores que puede adoptar.

Para calcular el módulo de elasticidad (E_c), en la Norma Venezolana 1753-2006, se presentan expresiones válidas. La ecuación 2 es válida para valores de pesos unitario del concreto entre 1400 y 2500 kgf/m^3 (w_c):

$$E_c = 0.137 * w_c^{1.5} * \sqrt{f'c} \quad [\text{kgf}/\text{cm}^2]$$

Para concretos de peso normal ($2300 \text{ kgf}/\text{m}^3$) se utilizará la ecuación 3:

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'c} \quad [\text{kgf}/\text{cm}^2]$$

Donde:

$f'c$ = Resistencia del concreto en compresión.

w_c = Peso Unitario del Concreto.

Acero

(Vinnakota, 2006, p.17) “como una aleación de hierro y carbono, mezclados en caliente, con pequeñas cantidades de otros elementos para variar sus propiedades físicas y mecánicas o simplemente por impurezas”. Este se puede deformar plásticamente con cantidades de carbono mínimo de 0.008% y máximo de 2.0%. (COVENIN, 1618-98). En el concreto reforzado se utiliza el acero en forma de varillas, o barras de refuerzo. En Venezuela tienen el nombre de cabillas. A mediados del siglo XX, se producían en Venezuela, barras con una resistencia nominal (F_y) de $4200 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ y $2800 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ y $5000 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ para la exportación. El módulo de elasticidad de acero utilizado es de $2.1 \times 10^6 \text{ kgf}/\text{cm}^2$, dato importante para la realización de cálculos estructurales. Además estas barras de acero poseen en la superficie “resaltes” o “estrías” (como se conocen en Venezuela) para garantizar la adherencia entre el acero y concreto, necesaria para resistir las sollicitaciones sísmicas.

Sistema Estructural

Según (Vinnakota, 2006, p.3), “una estructura puede definirse como un sistema de miembros y conexiones individuales, dispuesto para que todo el conjunto permanezca estable y sin cambios especiales en forma, mientras se logran los criterios de desempeño prescritos”. Un sistema estructural debe distribuir dos tipos de cargas; las cargas verticales o gravitacionales, producto del peso propio de los elementos que forman el sistema estructural, así como de las cargas variables y de servicio que cargan constantemente sobre el sistema; y el segundo tipo son las cargas laterales productos de las acciones sísmicas y de viento, entre otras.

Análisis de Carga para Edificaciones en Concreto Armado

De acuerdo a las diferentes experiencias a nivel mundial, el investigador hace énfasis en que una estructura de concreto armado tenga un buen comportamiento frente a cargas estáticas y dinámicas, no basta con un buen diseño y una buena construcción, el buen detallado de la armadura de acero es fundamental para que esto se logre. El detallado del acero de refuerzo viene a ser la última etapa en la fase de diseño de cualquier elemento de concreto armado, y éste consiste en la preparación de dibujos de colocación, detalles de las barras de refuerzo, ubicación de las armaduras y todos los aspectos que se puedan incluir en los planos de manera que se interprete correctamente la disposición del acero dentro de la sección de concreto por parte de las personas encargadas de materializar la estructura que fue diseñada, y así evitar que los elementos queden armados en forma diferente a como fueron calculados.

El detallado de acero incorpora el proceso de razonamiento por el cual el diseñador permite que cada parte de la estructura funcione con seguridad bajo

las condiciones de servicio y con eficiencia cuando se somete a las cargas últimas o deformaciones. A través de un correcto detallado del acero de refuerzo no sólo debemos garantizar la seguridad de la estructura sino que debemos optimizar la utilización de los recursos, en éste caso las barras de acero, para que la etapa de construcción se lleve a cabo en forma eficiente y así se disminuyan los costos y los plazos de ejecución. En edificios de concreto armado generalmente se tienen elementos de geometría muy similar o idéntica, por lo que se pudiera hacer una estandarización de los esquemas de armado de elementos de características similares, siempre y cuando se respeten las condiciones de seguridad.

Cargas Permanentes

Se entiende que son aquellas cargas que actúan durante toda la vida de la estructura. Incluyen todos aquellos elementos de la estructura como vigas, pisos, techos, columnas, cubiertas y los elementos arquitectónicos como ventanas, acabados, divisiones permanentes”. También se denominan cargas permanentes. Su símbolo “D”, corresponde a la inicial en inglés de Dead (muerto).

La principal carga permanente es el peso propio de la estructura. Sus valores se obtienen considerando el peso específico del material de la estructura y el volumen de la estructura. Aunque es el tipo de carga más fácil de evaluar, su monto depende de las dimensiones de los miembros de la estructura las cuales no se conocen al inicio del proceso. Es necesario recurrir entonces a estimaciones del valor inicial. Esta acción será más o menos aproximada, dependiendo de la experiencia del diseñador. En los casos comunes esta estimación inicial será suficiente; pero en casos no rutinarios, será necesario evaluar de nuevo el peso de la estructura y revisar el diseño.

Para elementos longitudinales (vigas), la carga se evalúa por unidad de longitud. Ha sido costumbre evaluarla en sistema MKS: “kg/m, t/m”. En el Sistema Internacional (SI) se debe hacer: N/m, kN/m. El control de las cargas muertas es muy importante en estructuras de concreto reforzado construidas in situ, pues el volumen de los concretos colocados puede ser muy variable, conduciendo a sobre-espesores que producen masas adicionales a las contempladas en el diseño, afectando la evaluación de las cargas de sismo. En el acero estructural se controlan más fácilmente, pues los perfiles vienen de fábrica con tolerancias de peso pequeñas.

Cargas Variables

Por otra parte se conoce también que las cargas variables vienen siendo aquellas debidas al uso u ocupación de la construcción y que la identifican. Incluyen personas, objetos móviles o divisiones que puedan cambiar de sitio. Generalmente actúan durante períodos cortos de la vida de la estructura. También incluyen el impacto. Su símbolo corresponde a la inicial de Live (vivo). También se denominan cargas de “ocupación”. Debido a la dificultad de evaluarlas, se especifican por los Códigos de Construcción, en kN/m² en el SI o en kgf/m² en el MKS.

Cargas de Sismos

Así mismo se puede definir que las cargas por sismo se generan por el efecto producido por los movimientos sísmicos en las estructuras, que depende de la situación de la edificación con respecto a las zonas de actividad sísmica en el mundo. Los movimientos del terreno le transmiten a las construcciones aceleraciones, que producen en las estructuras reacciones de “inercia”, según la masa y su distribución en la estructura. La fuerza total de

inercia se considera igual al denominado “cortante de base”, el cual es un porcentaje del peso total de la construcción.

La respuesta de una edificación a los sismos depende de varios factores, como: la rigidez de la estructura (que se relaciona con la mayor o menor deformabilidad; un edificio de pocos pisos es un edificio más rígido que un edificio alto); la distribución de la masa, tanto en planta como en altura; el tipo de suelo sobre el que está apoyada, siendo mayor para suelos blandos que para roca; las características del terremoto (duración, magnitud, distancia del epicentro); la historia sísmica de la construcción. Los códigos sismo resistentes le dan al diseñador estructural, las recomendaciones para que sus diseños tengan un margen de seguridad adecuado para proteger la vida y bienes de los propietarios de las edificaciones situadas en zonas de gran actividad sísmica.

Cargas de Vientos

La carga de viento es una carga muy importante en el diseño de estructuras altas o muy flexibles, como los puentes colgantes, o de gran superficie lateral, como las bodegas o grandes cubiertas.

Los factores que influyen en la magnitud de esta carga son: la velocidad del viento y su variación con la altura, la magnitud de las ráfagas, las condiciones locales de la superficie del terreno circunvecino, la forma de la superficie expuesta al viento, la zona o región; es especialmente crítico el efecto en zonas sometidas a huracanes o ciclones, que producen velocidades del viento superiores a los 200 KMH.

La presión del viento ha causado muchos daños inesperados. Durante los procesos de construcción es común que las paredes de ladrillo o de bloques de concreto, queden sin apoyo hasta que se construyan los elementos de amarres de los techos, con lo que vientos ligeros pueden derribar estos muros

sin apuntalamiento, debido a la gran superficie expuesta a la presión del viento.

Las estructuras muy flexibles como los cables de transmisión o los puentes colgantes pueden recibir fuerzas periódicas que inducen vibraciones, causando hasta la falla.

Los Sistemas para Resistir Cargas Verticales

Diafragmas horizontales, formado por losas macizas, losas nervadas con nervios en una o dos direcciones y otro tipo de losa que genere entre sí suficiente rigidez y resistencia para trabajar como un plano rígido.

Sistemas de entramado vertical, formado por vigas de transferencia, columnas, y pantallas o paredes, distribuyendo las cargas entre dichos elementos hasta la fundación de la estructura.

Los Sistemas para Resistir Cargas Laterales

Sistemas de pórticos resistentes a momentos; es un sistema formado por marcos rígidos (vigas y columnas) capaces de resistir los momentos a flexión causados por las cargas laterales así como las fuerzas gravitacionales.

Sistema de muros portantes; sistema donde las cargas laterales y las cargas gravitacionales son resistidas por las pantallas verticales que actúan como muros de corte, estas pueden ser de concreto reforzado, mampostería armada o perfiles de metálicos verticales con diagonales.

Sistema mixto; es una combinación de los dos sistemas anteriores, donde los pórticos resistentes las cargas gravitacionales y las muros de corte la totalidad de las cargas laterales.

Sistema dual; son combinación de sistemas donde ambos deben resistir tanto las cargas gravitacionales como las cargas laterales.

Péndulo invertido; son estructura donde la mayor cantidad de la masa se encuentra en la parte superior de la estructura.

Sistema tubo dentro de tubo; sistema utilizado para edificios de grandes alturas o muy esbeltos, formado por un núcleo rígido central de pantallas que trabaja junto a un sistema perimetral de pórticos resistentes a momento.

Sistema híbrido de pórticos más tabiquería; este sistema utilizado en Venezuela y otros países, donde los pórticos de concreto reforzado o de acero resistentes a momento, son rellenos total o parcialmente con paredes de bloques de arcilla comúnmente llama mampostería o tabiquería. Paredes que el ingeniero estructural no toma en cuenta para la rigidez, solo su peso. No obstante ante la ocurrencia de un evento sísmico dependiendo de la ubicación de la tabiquería esta puede generar grandes daños estructurales y en algunos casos el colapso de la edificación.

Diseño de Vigas en Concreto Armado

De acuerdo a lo indicado por Cesar Vallejo (2013), p. 11, las vigas son elementos estructurales horizontales o inclinados que pueden ser de cualquier forma pero prefieren de estructuras regulares por su facilidad de construcción y diseño, en el caso particular de concreto armado, las proporciones entre la base y la altura pueden ser de 1: 2 hasta 1: 4, aunque no se descartan las secciones cuadradas trapezoidales y circulares. Se dice que la base a la buena resistencia del concreto a compresión pero deficiente a tracción, así como las relaciones entre el acero de refuerzo y el concreto, se han propuestos diversas teorías de diseño para los elementos estructurales de concreto armado. La teoría elástica (esfuerzos de trabajo), y la plástica (Resistencia última).

Revisión de Columna fuerte y Viga Débil

Columnas Débiles: Las columnas dentro de una estructura tienen la vital importancia de ser los elementos que transmiten las cargas a las cimentaciones y mantienen en pie a la estructura, razón por la cual cualquier daño en este tipo de elementos puede provocar una redistribución de cargas entre los elementos de la estructura y traer consigo el colapso parcial o total de una edificación. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe la posibilidad de acción inelástica en ellas. En el peor caso de columnas débiles se puede producir fluencia por flexión en ambos extremos de todas las columnas que puede conducir al colapso. Por tal motivo la revisión de columna fuerte viga débil es un requisito indispensable para cualquier edificación de más de dos niveles los cuales deben cumplir a cabalidad los requisitos estipulados para evitar que una estructura colapse de manera repentina. Cesar Vallejo (2013), p. 17

Los elementos estructurales fundamentales son:

Las vigas de directriz recta, que trabajan fundamentalmente a flexión

Los pilares, que trabajan fundamentalmente a compresión.

Es importante no perder de vista la importancia que tienen otros dos elementos: La cimentación y el terreno, ya que si fallan por algún motivo no se consigue el objetivo final de una estructura que es fundamentalmente: traspasar las cargas de la construcción, de la que forma parte, al terreno.

Una tipología de viga muy frecuente es:

La viga continúa. Consta de unos apoyos intermedios. Los espacios entre pilares los denominamos vanos, que pueden ser:

Extremos

Intermedios

Central.

Factores y para estructuras de concreto y casos de cargas requeridos.

Combinaciones de cargas indicadas en el capítulo 9 de la Norma 1753-2006 “Diseño y construcción de Obras en concreto Estructural”:

$$U: 1,4 (CP + CF).$$

$$U: 1,2 (CP + CF + CT) + 1,6 (CV + CF) + 0,5 CVt.$$

$$U: 1,2 CP + 1,6 CVt + (\gamma CV \text{ o } \pm 0,8 W).$$

$$U: 1,2 CP + CV \pm S.$$

$$U: 0,9 CP \pm 1,6 W + 1,6 CE.$$

$$U: 0,9 CP \pm S + 1,6 CE.$$

Donde:

CE → Acciones o solicitaciones debidas al empuje de tierras u otros materiales, incluyendo la acción del agua contenido en los mismos.

CF → Acciones o solicitaciones debidas al peso y a la presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máxima controlables.

CFU → Acciones o solicitaciones debidas a inundaciones.

CP → Acciones o solicitaciones debidas a las permanentes.

CT → Acciones o solicitaciones debidas a cambios de temperatura, fenómenos eológicos como la fluencia y la retracción de fraguado, y asentamientos diferenciales.

CV → Acciones o solicitaciones debidas a la cargas variables.

CVt → Acciones o solicitaciones debidas a la cargas variables, en techos y cubiertas.

S → Acciones debidas al sismo.

W → Acciones debidas al viento (COVENIN 1753-2003).

Columnas:

Antonio Gless (1994), p. 15, Describe que las columnas son elementos estructurales que sirven para transmitir las cargas de la estructura del

cimientos, las formas, los armados y las especificaciones y las columnas estarán en razón directa del tipo de esfuerzos que están expuesta.

Las mismas pueden elaborarse con materiales como pueden ser de, maderas, tabiques, piedra, acero, concreto, etc. Siendo esto dos últimos los materiales más utilizados por su nobleza, resistencia y adaptabilidad.

Columnas de Concreto

(Nilson y Winter, 1994, p.16) Señala que “Cuando se trate columnas de concreto armado se mojara y lavara previamente la cimbra, sujetándola y aplomándola convenientemente por su cuatros lados; posteriormente deberá colocarse de una sola vez, cualquiera que sea su altura”.

Ayudas de Diseño.

Calcular la excentricidad ($\gamma_u = M / P\gamma$).

Columnas Débiles: Las columnas dentro de una estructura tienen la vital importancia de ser los elementos que transmiten las cargas a las cimentaciones y mantienen en pie a la estructura, razón por la cual cualquier daño en este tipo de elementos puede provocar una redistribución de cargas entre los elementos de la estructura y traer consigo el colapso parcial o total de una edificación.

Algunos principios básicos del cálculo estructural son:

Aleatoriedad e incertidumbre, sobre el valor de las cargas actuantes, por lo que estas deben ser tratadas como variables aleatorias por lo que un cálculo estructural seguro incluye determinar valores estadísticos asociados a la densidad de probabilidad de cada carga

Método de los estados límites, muchas instrucciones técnicas y métodos recomendados usan este método consistente en identificar un conjunto de

situaciones potencialmente peligrosas para la estructura, cuando el valor de cierta magnitud supera un cierto umbral.

Hipótesis de carga, dadas las incertidumbres existentes sobre una estructura, y las diferentes condiciones en que puede trabajar, no resulta posible determinar mediante un único cálculo o combinación de cargas el efecto general de las cargas.

Criterios de Falla en miembros de concreto reforzado

(Fratelli, 2008, p.59) Una estructura falla cuando deja de cumplir su función. Esto puede ocurrir o por desmoronamiento de ella o una de sus partes o por deformación excesiva. La falla por deformación puede ser por deformación elástica (recupera su forma una vez quitada la carga) o por deformación permanente. En este caso representa aquellas estructuras que producen un sentimiento de inseguridad en el usuario y que por lo tanto dejan de ser funcionales. Las fallas por desmoronamiento parcial o total son aquellas producidas por inestabilidad o por falta de resistencia de los materiales.

Norma venezolana COVENIN-MINDUR 1756:01 “Edificaciones Sismorresistentes”

En Venezuela actualmente el diseño sismorresistente se realiza bajo las especificaciones y criterios de análisis de la norma 1756:01 que especifica en sus comentarios:

“La acción sísmica se caracteriza mediante espectros de respuesta que toman en cuenta las formas espectrales tipificadas, la condición de amortiguamiento estructural, y la capacidad de absorción y disipación de energía de la estructura mediante factores de respuesta”

“...La acción sísmica también se puede caracterizar por acelerogramas u otra forma adecuada de representación para cada una de las componentes ortogonales del movimiento, que sea consistente con los espectros de respuesta elásticos indicados.”

“...Se exceptúa el caso en que se utilicen dispositivos de aislamiento sísmico o amortiguadores (Art. 8.7), para los cuales deben establecerse también mayores movimientos sísmicos para ciertas verificaciones...”

Zonificación Sísmica y Movimientos de Diseño. La distribución de la amenaza sísmica venezolana se define en 8 zonas, cuya delimitación se ajusta en lo posible a la actual división político-territorial del país. Se basa en curvas de isoaceleración de 50 en 50 gal para períodos de retorno de 475 años. Las 8 zonas sísmicas van desde una Zona 0, donde no se requiere considerar la acción sísmica, hasta una Zona 7 considerada la zona de más alta sismicidad. Los valores de aceleración horizontal del suelo establecidos para cada zona se consideran representativos de una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años.

Los valores máximos del coeficiente de aceleración horizontal del suelo (A_0) asignados a cada zona se dan en el Cuadro 3. En general se consideran zonas de elevada peligrosidad sísmica aquellas cuya aceleración horizontal del suelo sea mayor o igual a 0.30 g (zonas 5, 6 y 7). Las zonas 3 y 4 con coeficientes de aceleración entre $0.2 \text{ g} \leq A_0 < 0.30 \text{ g}$ se consideran de peligrosidad sísmica intermedia. Por su parte, las zonas 1 y 2 con movimientos del terreno inferiores a 0.2 g son catalogadas como zonas de baja peligrosidad sísmica. (Ver cuadro 1)

Cuadro 1. Valores de Coeficiente de Aceleración Horizontal (A_0)

ZONAS SÍSMICAS	A_0	Peligro Sísmico
7	0,40	Elevado
6	0,35	

5	0,30	
4	0,25	Intermedio
3	0,20	
2	0,15	Bajo
1	0,10	

Nota: Datos tomados de COVENIN-MINDUR 1756:01.

Los valores máximos del coeficiente de aceleración horizontal del suelo (A_0) pueden ser aumentados según la importancia de la edificación, para ello la norma 1756:01 define un factor de importancia “ α ” que introduce una menor probabilidad de excedencia del movimiento del terreno para la misma vida útil, lo cual resulta necesario para el diseño de las edificaciones consideradas de mayor importancia, este valor oscila entre 1 y 1,3.

Clasificación de Edificaciones según su Uso

Grupo A

Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas tales como, aunque no limitadas a:

Hospitales: Tipo IV, Tipo III y Tipo II.

Edificios gubernamentales o municipales de importancia, monumentos y templos de valor excepcional.

Edificios que contienen objetos de valor excepcional, como ciertos museos y bibliotecas.

Estaciones de Bomberos, de policía o cuarteles.

Centrales eléctricas, subestaciones de alto voltaje y de telecomunicaciones. Plantas de bombeo.

Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radiactivos.

Torres de control; hangares; centros de tráfico aéreo.

Edificaciones educacionales.

Edificaciones que puedan poner en peligro alguno de las de este grupo.

Grupo B1

Edificaciones de uso público privado, densamente ocupadas, permanente o temporalmente, tales como:

Edificios con capacidad de ocupación de más de 3.000 personas o área techada de más de 20.000 m².

Centros de salud no incluidos en el grupo A.

Edificaciones clasificadas en los Grupos B2 o C que puedan poner en peligro de este grupo.

Grupo B2

Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el grupo B1, tales como:

Viviendas.

Edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles.

Bancos, restaurantes, cines y teatros.

Almacenes y depósitos.

Toda edificación clasificada en el Grupo C, cuyo derrumbe pueda poner en peligro a este Grupo.

Grupo C

Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros Grupos.

Bonilla y Sánchez (2011), comenta que este factor de importancia pudiese ser utilizado para multiplicar el espectro de la norma venezolana para generar las solicitaciones correspondientes al sismo máximo posible, ya que en todo caso, la norma venezolana deja abierto el criterio en cuanto a este sismo máximo, pudiendo ser una posibilidad usar el factor 1,3 que corresponde a estructuras esenciales.

Espectros de Diseño

En la determinación del espectro de diseño la norma 1756:01 establece una clasificación de la edificación según su uso, nivel de diseño, tipo de sistema resistente al sismo y regularidad estructural.

Se define igualmente el factor de reducción de respuesta, tomando en cuenta la capacidad de absorción y disipación de energía de la estructura, permitiendo incursiones en el dominio inelástico bajo la acción sísmica. Este factor oscila, para estructuras de acero, entre 1,25 y 6, dependiendo del tipo de sistema resistente al sismo y del nivel de diseño de la misma.

Niveles de Diseño

Nivel de Diseño 1: corresponde a sistemas estructurales diseñados sin que se exija el cumplimiento de las especificaciones COVENIN para el dimensionamiento y detallado de miembros y conexiones en zonas sísmicas. Pero deben diseñarse para resistir mayores solicitaciones sísmicas que con los otros niveles de diseño, debido a los menores valores admitidos del Factor

de Reducción R. Se considera que el cumplimiento de las especificaciones detallado para cargas gravitacionales y de viento confiere a las estructuras una pequeña ductilidad.

Nivel de Diseño 2: sólo requiere la aplicación de algunas especificaciones COVENIN para el diseño y construcción en zonas sísmicas; están encaminadas a conferir una cierta ductilidad al sistema resistente a sismos y a evitar fallas prematuras en las regiones críticas de los elementos portantes del sistema. Requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR 1756:2001.

Nivel de Diseño 3: la mayor parte del respaldo experimental y de las evidencias de campo que han servido de base para establecer estas prescripciones de diseño, proviene de movimientos reales o de acciones simuladas de la severidad esperada en áreas donde A0 excede 0.20 aproximadamente. Requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas.

El diseño o evaluación estructural se realiza a partir de un adecuado balance entre las funciones propias que un material puede cumplir, a partir de sus características naturales específicas, sus capacidades mecánicas y el menor costo que puede conseguirse. El costo de la estructura siempre debe ser el menor, pero obteniendo el mejor resultado a partir de un análisis estructural previo. Es por ello que la Norma 1756-2001 presenta requerimientos estructurales según su nivel de diseño (Ver cuadro 2 y 3)

Cuadro 2. Niveles de Diseño.

Grupo	Zona Sísmica		
	1y2	3 y 4	5, 6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(*) Valido para edificaciones de hasta de 10 pisos o 30m de altura.

(**) Valido para edificaciones de hasta de 2 pisos u 8m de altura.

Nota. Datos tomados de *la Norma COVENIN 1756- 2001 Edificaciones Sismoresistentes* (p.26), por C. Hernández, A. Mazzeo, 2001, Caracas, Editado por FONDONORMA.

Cuadro 3. Áreas o Componentes en las cuales debe extenderse los requerimientos de diseño.

TIPO DE IRREGULARIDAD SEGÚN LA SECCIÓN 6.5.2	ÁREAS O COMPONENTES
VERTICAL	a.1: Entrepiso blanco. Todos los componentes del entpiso y de los entpisos adyacentes.
	a.2: Entrepiso débil.
	a.7: Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales.
EN PLANTA	a.9: Columnas cortas.
	b. 2: Riesgo torsional elevado. Toda la estructura.
	b. 4: Diafragma flexible Todos los componentes que se vinculan al diafragma en referencia.

Nota. Datos tomados de *la Norma COVENIN 1756- 2001 Edificaciones Sismoresistentes* (p.26), por C. Hernández, A. Mazzeo, 2001, Caracas, Editado por FONDONORMA.

Clasificación según el Tipo de Estructura

Según la Norma 1756-2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*” Una estructura puede clasificar en tipos diferentes, en sus dos direcciones ortogonales de análisis. Todos los tipos de estructuras, con excepción del Tipo IV, deberán poseer diafragmas con la rigidez y resistencias necesarias para distribuir eficazmente las acciones sísmicas entre los diferentes miembros del sistema resistente a sismos. En las zonas sísmicas de la 3 a la 7, ambas incluidas, no se permiten los sistemas de pisos sin vigas, ni pisos donde todas las vigas sean planas del mismo espesor de las losas.

Tipos de Sistemas Estructurales Resistentes a Sismos

(Norma 1756-2001) Con excepción del sistema estructural Tipo IV, se presupone que los sistemas resistentes a sismos poseen suficientes diafragmas. Por diafragma se entienden elementos generalmente horizontales con suficiente rigidez en su plano y diseñados para transmitir y distribuir eficazmente las acciones sísmicas, y debidamente conectados a los miembros que las reciben. Las edificaciones con diafragmas excesivamente flexibles o con vacíos, que no permitan la redistribución adecuada de solicitaciones entre los diferentes planos resistentes, se pueden asimilar a un conjunto de estructuras tipo IV.

Tipo I: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.

Tipo II: Estructuras constituidas por combinaciones de los tipos I y III, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta debe ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por si solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas.

Tipo III: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero – concreto, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Los últimos son los sistemas comúnmente llamados de muros. Se consideran igualmente dentro de este grupo las combinaciones de los tipos I y III, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por si solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las fuerzas sísmicas totales, respetando en su diseño, el nivel de diseño adoptado para toda la estructura. Se distinguen como Tipo III a los sistemas conformados por muros, de concreto armado acoplados con dinteles o vigas dúctiles, así como los pórticos de acero con diagonales excéntricas acopladas con eslabones dúctiles.

Tipo IV: Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras sustentadas por una sola columna. Edificaciones con losas sin vigas.

Es por lo antes expuesto que el espectro de diseño considera además de la máxima aceleración esperada del terreno (A_0) y las condiciones locales del suelo mediante las formas espectrales tipificadas (S1, S2, S3 y S4). Las formas espectrales tipifican la respuesta dinámica de los perfiles geotécnicos, la cual es controlada por los parámetros del suelo, del depósito y de las fuentes sísmicas. Estas formas espectrales también toman en cuenta la distancia epicentral, las propiedades sismo elásticas locales, el tipo de suelo, la dirección de aproximación de las ondas sísmicas, la profundidad de los depósitos y la estratigrafía, considerando en el análisis sismos provenientes de fuentes lejanas y cercanas, tanto reales como sintéticos (1756:01).

El espectro de respuesta permite describir cuantitativamente la intensidad y el contenido de frecuencias esperado para una determinada localidad, incorporando la actividad de las fuentes sismogénicas y las condiciones locales del subsuelo. El espectro de respuesta definido en la norma 1756:01 describe la máxima respuesta expresada en términos de aceleraciones absolutas para sistemas con un único grado de libertad dinámico y de un porcentaje de amortiguamiento crítico igual a 5%, sometidos a la acción de un movimiento sísmico conocido. Para sistemas de múltiples grados de libertad los espectros de respuesta permiten la aproximación de la máxima respuesta del sistema mediante métodos de combinación modal.

Para el diseño de la edificación aislada se necesita modificar el porcentaje de amortiguamiento crítico del modo fundamental, al proporcionado por el dispositivo de aislamiento siempre y cuando éste sea menor al 30% (ASCE7-10), para ello la Norma 1756:01 establece que en caso de edificaciones con amortiguamientos (ξ) diferentes al cinco por ciento (5%) el factor β podrá ser modificado por medio de la siguiente expresión:

$$\beta(\xi) = \frac{\beta(5\%)}{2.3} (0.0853 - 0.739 \ln \xi) \text{ (Ec. 1) Comentario 1756:01}$$

Donde,

β = Factor de magnificación promedio definido en la Tabla 7.1 de la Norma 1756:01.

ξ = Porcentaje de amortiguamiento crítico.

Criterios de Estructuración y diseño Sismo Resistente de Edificios

Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico. Por esta razón, es aconsejable que la estructuración sea lo más simple y limpia posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real. Debe además tratarse que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas considerada, pues se generan fuerzas en elementos que no fueron diseñadas para esas condiciones.

Requisitos de Configuración

Cada estructura debe designarse como regular o irregular desde el punto de vista estructural:

Estructuras regulares: Las estructuras regulares no tienen discontinuidades físicas considerables en su configuración en planta y configuración vertical o en sus sistemas resistentes a las fuerzas laterales.

Estructuras irregulares: Las estructuras irregulares tienen discontinuidades físicas considerables en su configuración o en sus sistemas resistentes a las fuerzas laterales. Las características irregulares incluyen, sin estar limitadas a ello.

Irregularidades Verticales

Las irregularidades en la configuración vertical, tales como las variaciones substanciales en la distribución vertical de masas, rigideces o resistencias, afectan la respuesta a distintos niveles y pueden inducir solicitaciones significativamente diferentes a la distribución, por lo tanto requieren análisis dinámicos. Geometrías verticales asimétricas pueden dar lugar a que un edificio sea clasificado como irregular. Aun cuando la geometría vertical sea simétrica, un edificio puede quedar clasificado como irregular debido a la presencia de entrantes horizontales significativos en uno o más niveles. (Ver figura 1)

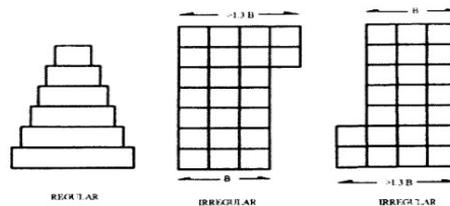


Figura 1. Clasificación de Regularidad vertical. Tomado de la Norma COVENIN 1756-2: 2001 Edificaciones Sismo resistentes. (2001)

Entrepiso Blando: La rigidez lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la del entrepiso superior, o 0,80 veces el promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores. En el cálculo de las rigideces se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.

Entrepiso débil: La resistencia lateral de algún entrepiso, es mayor que 0.70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, 0.80 veces el promedio de la resistencia de los tres entrepisos superiores. En la evaluación de los entrepisos se incluirá la contribución de tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.

Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos: Cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos.

Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

Aumento de las masas con elevación: La distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

Variación de la geometría del sistema estructural: La dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1.30 la del piso adyacente. Se excluye el caso del último nivel.

Esbeltez excesiva: El cociente entre la altura de la edificación y a la menor dimensión en planta de la estructura a nivel de base exceda a 4. Igualmente cuando esta situación se presente en alguna porción significativa de la estructura.

Falta de conexión entre miembros verticales: Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel.

Efecto de columna corta: Marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes, u otros elementos no estructurales.

Irregularidades en Planta

Se consideran dos casos de irregularidad en planta relacionadas estrictamente con la respuesta torsional de las plantas. Las variables involucradas son:

La excentricidad entre el centro de aplicación de la fuerza cortante y el centro de rigidez de la planta, para una determinada dirección.

El radio de giro inercial de la planta, función con la distribución de la masa en la planta y la relación de aspecto ancho/largo.

El radio de giro torsional de la planta en una determinada dirección, obtenido a partir de la rigidez torsional de la planta y la rigidez lateral en esa

dirección. En caso de que alguna excentricidad supere el 20% del radio de giro inercial de la planta, los parámetros de modificación dinámica de la excentricidad (T y T') del Método de la Torsión Estática Equivalente. Por consiguiente, la estructura se clasifica como irregular, a fin de que se utilice el Método de Análisis Dinámico Espacial, se denomina caso de gran excentricidad y, si no hay problemas de rigidez torsional pequeña, no se estima que ocurran demandas inelásticas inesperada y el problema es fundamentalmente de análisis.

Sistema no Ortogonal: Cuando una porción importante del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema.

Diafragma Flexible: Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5.

Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito. Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas. Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismo resistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.

Fiabilidad Estructural

Dice Arteaga (2007), p. 3, que la fiabilidad estructural es la habilidad de una estructura o de un elemento estructural para cumplir los requisitos especificados, incluyendo la vida útil de cálculo, para las que ha sido proyectado. La fiabilidad se expresa normalmente en términos probabilísticos, en la cual dichos métodos representan el paradigma científico en seguridad

estructural y permiten incorporar el conocimiento actualizado; pero aun´ con muchas dificultades de aplicaci3n por la escasez de datos estadísticos y complejidad de los sistemas estructurales.

La seguridad estructural en los c3digos Una estructura debe proyectarse y ejecutarse de forma que, durante su vida prevista, con los grados de fiabilidad apropiados y de manera econ3mica:

Sostenga todas las acciones y condicionantes que puedan ocurrir durante su ejecuci3n y utilizaci3n.

Se mantenga apta al uso requerido.

Sea durable, con el adecuado mantenimiento.

Seguridad adecuada frente a acciones accidentales (fuego, impactos, etc.).

Esta teoría fue aplicada a partir de 1960, en el campo de la ingeniería estructural para elaborar métodos que lograran definir los niveles de seguridad de los sistemas estructurales, junto a un previo tratamiento de las incertidumbres existentes en dichos sistemas.

El problema de la determinaci3n de la confiabilidad de un sistema estructural implica, la consideraci3n de todas las variables, x_i , que controlan la respuesta del sistema; y se formula en base a Estados Límites, que pueden definirse mediante funciones del tipo: $g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$

Que establecen, sobre el dominio de definici3n de las variables básicas, la frontera que separa la regi3n de seguridad, ($g(x_i) > 0$) de regi3n el fallo, ($g(x_i) < 0$).

Cuando se habla de una funci3n de fallo hay que hacer énfasis al estado límite, en el cual puede ser definido por una funci3n de un vector de variables básicas. En el caso fundamental se consideran dos: Resistencia y Efecto de las acciones Funci3n de Estado Límite por elemento y modo de fallar del mismo. (Ver figura 2)

$$Z(X) = R - E = 0$$

$$P_f = P(R < E)$$

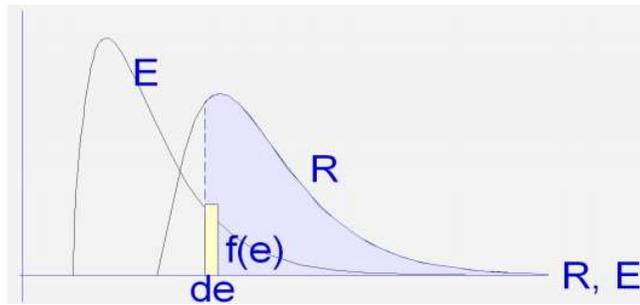


Figura 2. **Función de fallo.** Datos aportados por bibliografía de **Introducción a la fiabilidad estructural.** (Mosquera 2011).

Caso general

$$Z(X) = 0; X = [X_1, X_2, \dots, X_n]$$

Probabilidad de fallo

$$P_f = P(Z(X) < 0) = \int_{-\infty}^0 f_Z(z) dz$$

Solución de la Integral:

Analítica: Solo posible en casos muy particulares

Numérica: Valida para pocas variables básicas

Simulación: Montecarlo (Muestreo directo, Reducción de varianza, Muestreo por importancia)

Aproximada: Métodos de estimadores puntuales.

Limitaciones en la aplicación de la fiabilidad:

Falta de datos para la caracterización estadística de las variables

Probabilidades nominales de fallo

Probabilidad de fallo aceptable

Estudio por elemento y no el sistema

Dependencia en el tiempo de las variables

Durabilidad y mantenimiento

Falta de datos para la caracterización de las variables

De las resistencias:

- Según los materiales: Bien los clásicos. Mal los modernos
 - Según el tipo de acciones: mal la durabilidad, fatiga.

De las acciones:

- Falta de muestreos
- Series temporales muy cortas y referidas a localizaciones concretas

Sensibilidad de la cola.

Probabilidades de nominales fallo:

Las probabilidades de fallo obtenidas no corresponden con las encontradas.

- No se considera el fallo por errores irreversibles
 - En el proyecto
 - En la ejecución
 - En el uso

- Eliminación mediante Control de Calidad

Permite la comparación y ordenación.

El principal objetivo del presente proyecto, se basa en que la estructura cumpla de forma satisfactoria la función para la que inicialmente fue concebida; el mantenimiento de esta función a lo largo de la vida útil de la misma, depende de múltiples factores o parámetros que tradicionalmente han sido considerados como cantidades deterministas. Sin embargo:

a) Los parámetros implicados en el Proyecto son inciertos por lo que deberán tratarse en forma estadística como variables aleatorias; en este sentido, problemas tales como las combinaciones de carga o resistencias de

materiales no pueden formularse sin razonamientos que impliquen consideraciones probabilistas.

b) La falta de información acerca del comportamiento estructural, combinada con la utilización de códigos que incorporan factores relativamente altos de seguridad, pueden llevar a la conclusión, aún mantenida por algunos ingenieros y público en general, de que la seguridad absoluta puede alcanzarse.

A pesar de las salvedades anteriores, una observación de los datos indicados en el cuadro siguiente, permite afirmar que el riesgo de muerte por fallos estructurales es muy pequeño; siendo, por el contrario, su importancia relativa muy grande, lo que implica que los niveles aceptables de la probabilidad de fallo sean del orden de 10^{-3} o 10^{-6} , para el caso de estructuras cuyo funcionamiento incorrecto trajese como consecuencia la pérdida de vidas humanas.

EXPOSICION	RIESGO DE MUERTE POR HORA POR CADA 10^3 PERSONAS EXPUESTAS	HORAS DE EXPOSICIÓN POR PERSONA EXPUESTA Y POR AÑO	RIESGO DE MUERTE POR CADA 10^4 PERSONAS EXPUESTAS POR AÑO
Alpinismo Internacional	2.700	100	27
Pesca de arrastre	59	2.900	17
Transporte aéreo (tripulaciones)	120	1.000	12
Minería de Carbón	21	1.600	3,3
Desplazamientos en automóvil	56	400	2,2
Construcción	7,7	2.200	1,7
Transporte aéreo (pasajeros)	120	100	1,2
Accidentes domésticos	2,1	5.500	1,1
Trabajo en Fábrica	2	2.000	0,4
Fuego en edificios	0,15	5.500	0,08
Fallo estructural	0,002	5.500	0,001

Nota: Riesgos asumidos socialmente según actividades humanas (Gómez, M. S. y Alarcón, E.; 1992)

Hasta épocas relativamente recientes, el método utilizado para el establecimiento de la seguridad estructural ha sido el denominado en tensiones admisibles, y en él se supone a la estructura trabajando en régimen elástico, lo que permite determinar un valor máximo de la tensión, que se compara con el obtenido al dividir una tensión típica del material por un

coeficiente de seguridad establecido en base a la experiencia. La situación se complica cuando, por ejemplo, se trata con estructuras (hormigón, madera) en las que las hipótesis de comportamiento lineal no son válidas más que para ciertos niveles de carga o bien cuando aparecen efectos especiales tales como abolladuras, alabeo de las secciones, etc.

La puesta a punto de los métodos de cálculo plástico de estructuras provocó, en los años 50, la reconsideración de los métodos de cálculo basados en el coeficiente de seguridad, y abrió el camino a la filosofía del cálculo en Estados Límites, que arranca del reconocimiento del carácter incierto de cargas y acciones y establece un número finito de modos de fallo o estados límites, entendidos como los márgenes dentro de los que se considera satisfactoria la respuesta de la estructura, y frente a los que se establecen los niveles de seguridad correspondientes.

Esta última filosofía, ha sido la adoptada por las Normas españolas de estructuras de acero y hormigón y es la base conceptual de los Euro códigos que regularán las construcciones en los próximos años.

Los fallos se relacionan con estados límites que pueden clasificarse en:

1. Estados Límites Últimos, establecen condicionantes relativos al colapso total o parcial de la estructura, como:

Rotura de secciones críticas

Pandeo por inestabilidad elástica o plástica

Pérdida global de equilibrio (vuelco, mecanismo, etc.).

2. Estados Límites de Servicio, relacionados con la funcionalidad de la estructura, entre ellos pueden citarse:

Flechas

Fisuración

Vibración, etc.

3. Estado Límite de Durabilidad, relacionado con la posibilidad de no alcanzar la vida útil de diseño como consecuencia de los procesos de degradación de los materiales en el medio, se pueden citar:

Corrosión.

Arenización.

Pudrición, etc.

Por lo tanto, el fallo puede ser definido como la violación de uno de estos estados límite. A partir de las definiciones anteriores, el fallo no significa necesariamente el colapso de un elemento o sistema estructural. Con el fin de poder llevar a cabo un análisis estructural, los estados límite deben ser descritos cuantitativamente, esto se realiza con la ayuda de las llamadas funciones de estados límite (o rendimiento, función, G). La función de estado límite se define de la siguiente manera:

$G < 0$ - funcionamiento no deseado, la estructura no es segura.

$G = 0$ - un estado límite, es decir, el límite entre funcionamiento seguro e inseguro.

$G > 0$ - el funcionamiento deseado, la estructura es segura.

En la forma más simple de la función de estado límite se expresa como:

$$G = C - D$$

Dónde:

C indica la capacidad de una estructura o un elemento estructural (por ejemplo, la resistencia, R.) y D es la demanda (por ejemplo, el efecto de la carga, S).

En general se proyecta para el estado límite más crítico y el resto se comprueba. El Proyecto estructural se realiza utilizando Normas o códigos, que describen las mínimas consideraciones que deben tenerse en cuenta para el diseño, análisis y construcción de cada tipo estructural. Hasta hace poco estos códigos podían considerarse como documentos en los que la práctica cotidiana estaba codificada, garantizando estructuras del lado de la seguridad,

aunque no siempre económicas. La seguridad se alcanzaba, en la mayoría de los casos, no por un conocimiento profundo de las acciones, materiales y respuesta del sistema, sino por la codificación de prácticas comprobadas.

El enfoque determinista y semi-probabilista de la seguridad estructural

Costa (2016), p. 73 En el enfoque determinista, la seguridad de la capacidad (C) de una estructura para soportar una carga siempre supera el efecto de la carga o de la demanda (D) que se le imponga con un margen significativo generalmente expresado a través del llamado coeficiente de seguridad:

$$\text{Coeficiente de seguridad} = \frac{\text{Capacidad o resistencia (C)}}{\text{Demanda o solicitud (D)}} = \frac{R}{S}$$

Esto se ilustra en la figura 2.1 donde la línea en la posición "C" indica la magnitud de la fuerza o la "capacidad". Esto podría ser, por ejemplo, la fuerza requerida para causar colapso de la estructura, o la tensión en un elemento que podría causar fallo del material. La línea "D" representa la máxima solicitud o "demanda" esperada, es el la seguridad estructural Zacarías González Costa 27 efecto de carga sobre la estructura; de nuevo esto puede ser medido como una fuerza o una tensión. Mientras la magnitud de "C" sea mayor que la de "D", existirá un margen (o coeficiente) de seguridad. (Ver figura 3)

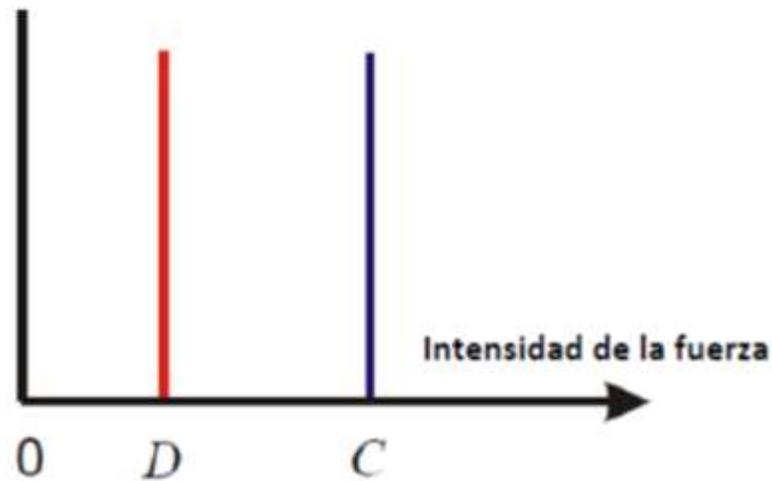


Figura 3. **Diagrama esquemático que ilustra el enfoque determinista de seguridad estructural.** (Mosquera 2011)

Las incertidumbres de la Capacidad (C) y de la Demanda (D), se reconoce en el enfoque normativo de los coeficientes parciales de seguridad. Este enfoque asocia valores característicos D_k y C_k con demanda y capacidad, por lo general con representación probabilista cercana del 95% - superior e inferior, respectivamente, como se muestra en la figura siguiente. Aquí, en lugar de limitarse a tomar los valores medios o más probables, se reconocen las incertidumbres de la demanda y la capacidad. (Ver figura 4)

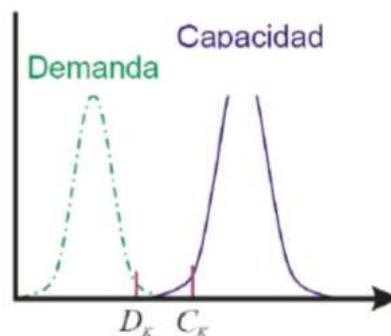


Figura 4. **Ilustración de la demanda característica (D_k) y la capacidad característica (C_k) que se utilizan en el enfoque de los coeficientes parciales de seguridad.** (Mosquera 2011)

Vulnerabilidad Sísmica

Alonso, J (2012), p.39 Es el nivel de predisposición que tiene una estructura a sufrir daños ante un evento sísmico, es decir, el límite en el que se sobrepasa el grado de reserva o el nivel de capacidad de respuesta disponible ante una amenaza sísmica conocida. Los factores que influyen en la variación de la vulnerabilidad sísmica son:

- Factores geológicos.
- Factores estructurales.
- Factores arquitectónicos.
- Factores constructivos.
- Factores socio-económicos.

Caracterización de la Vulnerabilidad Sísmica

Alonso, J (2012), p.39 Son las distintas formas de identificar una vulnerabilidad sísmica teniendo en cuenta caracterizar los daños causados, la probabilidad de daño, el tipo de estructura, la intensidad del movimiento, el estado límite de daño nivel máximo permitido. La vulnerabilidad se clasifica en:

- Matrices de probabilidad de daños.
- Funciones de vulnerabilidad.
- Índices de vulnerabilidad.

Métodos de evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica

Métodos Empíricos

De acuerdo a las investigaciones realizadas estos, son los métodos basados en la experiencia previa y la inspección visual, sobre eventos sísmicos ocurridos en la zona de estudio.

Métodos Analíticos

Así mismo los analíticos son métodos para estimar las respuestas de la estructura cuando es sometida a un evento sísmico, utilizando modelos matemáticos. Como lo son:

Métodos basados en análisis estructural aproximado.

Métodos basados en análisis estático lineal.

Métodos basados en análisis estático no lineal.

Métodos basados en análisis dinámico lineal.

Métodos basados en análisis dinámico no lineal.

Métodos experimentales.

Métodos donde se utilizan ensayos para el cálculo de las propiedades y componentes de una estructura.

La mayor parte de los códigos de diseño sismo-resistente permiten, por lo menos para edificios de poca altura, realizar un análisis con fuerzas estáticas "equivalentes". La magnitud de estas fuerzas es función del período fundamental, que se estima con fórmulas empíricas. La distribución de fuerzas en altura se considera lineal. Esto sería correcto si sólo fuera significativo el primer modo, teniendo éste una forma lineal, y si además las masas fueran uniformemente distribuidas. Eventualmente, se considera parcialmente el efecto de los otros modos al concentrar una parte del cortante total en la parte superior. Tales hipótesis resultan extremadamente pobres, particularmente para la determinación de esfuerzos en los diversos elementos. Por otro lado, un análisis dinámico lineal es relativamente simple y económico. Desde el

punto de vista matemático, el análisis sísmico puede ser considerado como el planteamiento y la solución de un sistema de ecuaciones diferenciales parciales.

Método Estático Equivalente

(Norma 1756-2001) El método estático equivalente tiene como objeto la determinación de fuerzas laterales aplicadas en cada nivel del edificio para, conjuntamente con los momentos torsores determinar las solicitaciones de diseño en los diversos elementos resistentes. Estas fuerzas laterales dan origen, en general, a cortantes por nivel ligeramente mayores que los cortantes máximos probables que se obtendrían de un análisis dinámico del edificio con los espectros de respuesta especificados.

Existen algunas variantes de este método basados en principios semejantes, los cuales han sido empleados en diferentes códigos extranjeros. La aplicación de este método está limitada a edificios que sean clasificados como regulares ya alturas no mayores de 10 pisos o de 30 metros. La condición de regularidad está implícita en los modelos matemáticos utilizados para la deducción de las fórmulas del método, aunque su rango de validez ha sido satisfactoriamente verificado en algunos casos de irregularidades típicas.

Dada la abundancia de casos posibles de irregularidades y la complejidad de realizar estudios para métricos para cada uno de ellos, se ha optado por mantener la aplicabilidad del método solo a edificios que puedan ser clasificados como regulares, aun reconociendo las dificultades en definir la frontera entre lo que es regular o irregular. El método estático equivalente se basa en una estimación del período fundamental, es posible predecir el cortante en la base. Tanto en la estimación del cortante en la base como en la determinación de su distribución vertical, se ha incorporado el efecto de los modos superiores al fundamental. A diferencia de otros métodos estáticos el método reconoce explícitamente que el efecto de los modos superiores no sólo

depende de la flexibilidad de la edificación, sino también de las características del espectro sísmico especificado. En efecto, para las formas espectrales establecidas, la influencia de los modos superiores depende significativamente de la ubicación del período fundamental (T) del edificio en el espectro considerado. Esta influencia se cuantifica apropiadamente por el cociente T/T^* , siendo T^* el período que define el inicio de la zona descendente del espectro para períodos largos.

Es necesario modelar adecuadamente la distribución de masas. De una manera general, un piso se idealiza como una masa concentrada en el diafragma. La tabiquería que ocupa los entrepisos debe repartirse racionalmente entre los diversos niveles. Cuando, en edificaciones de varios niveles, se tenga una masa relativamente pequeña, por ejemplo menor que $1/5$ aproximadamente de la masa promedio de un piso, se pudiera asignar su valor al nivel más cercano.

Fuerza cortante basal: Es una Fuerza de Reacción que se presenta en todos los marcos que compongan una estructura y se localiza en su base, esto es donde la columna de acero concreto o madera se junta con el dado de cimentación. Es la reacción que tu estructura tiene cuando está sujeta principalmente a Fuerzas Accidentales (horizontales) como viento o sismo, inclusive también un marco sujeto a fuerzas verticales, igual presenta cortante horizontal en su base.

Periodo Fundamental: El Periodo fundamental (T), es el tiempo mayor que puede ocurrir en una estructura, para que ésta vibre. Hay varios modos de vibración, pero cada uno de éstos modos dura un tiempo en volver a repetir el ciclo de vibración. El tiempo que demora la estructura en repetir su modo de vibración es el periodo (T) para ese modo de vibración. El mayor de éstos T , es el período fundamental. Es el que involucra la mayor masa de estructura vibrando y el más crítico para la estructura.

Definición de Términos Básicos

Amenaza sísmica: Alonso, J (2012), cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que pueden afectar en forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes.

Amortiguamiento Crítico: Anil K. Chopra (2001) es el valor límite por encima del cual el movimiento libre de la estructura no es vibratorio.

Amortiguamiento Efectivo: Anil K. Chopra (2001) valor de la razón de amortiguamiento viscoso equivalente que se obtiene de la energía disipada para la respuesta cíclica del sistema de aislación.

Capacidad (Resistente): FondoNorma (1753-2006), sollicitación o combinación de sollicitaciones que es capaz de soportar una sección, componente, elemento o sistema en condición última o de mecanismo plástico (colapso).

Cedencia: FondoNorma (1753-2006), condición del sistema resistente a sismos, caracterizada por aumentos considerables de los desplazamientos, para pequeños incrementos del cortante basal.

Centro de Giro: Grases (2014), punto de la construcción (asociado con un nivel o masa *i*) que no se desplaza cuando se aplican cumplas de eje vertical a la construcción.

Centro de Resistencia: Grases (2014), punto de la construcción (asociado con un nivel o masa *i*) donde se puede considerar concentrada la resistencia de los elementos estructurales.

Ciclo de Histéresis: Grases (2014), diagrama de desplazamiento - fuerza generado por los ensayos de tensión cortante del aislador.

Coeficiente de aceleración horizontal: Alonso, J (2012), cociente de la aceleración horizontal máxima entre la aceleración de la gravedad.

Coeficiente de amortiguamiento: Anil K. Chopra (2001) mide el amortiguamiento de la estructura como una fracción (generalmente expresada en porcentaje) del amortiguamiento crítico.

Coeficiente Sísmico: Fratelli (2010), factor que permite calcular la fuerza estática equivalente de la acción sísmica.

Componente: Fratelli (2010), parte individualizable de una construcción, ej.: viga, columna, tabique, diagonal, losa, otros.

Desplazamiento de diseño: Grases (2014), desplazamiento lateral producido por el sismo de diseño, excluyendo el desplazamiento debido a la torsión natural y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislación.

Desplazamiento máximo: Grases (2014), desplazamiento lateral provocado por el sismo máximo posible, excluyendo el desplazamiento debido a la torsión natural y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislación.

Desplazamiento total de diseño: Grases (2014), desplazamiento lateral producido por el sismo de diseño, incluyendo desplazamientos adicionales debido a la torsión natural y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislación o de algún elemento del mismo.

Desplazamiento total máximo: Grases (2014), desplazamiento lateral producido por el sismo máximo posible, incluyendo desplazamientos adicionales debido a la torsión natural y accidental, requerido para la verificación de la estabilidad del sistema de aislamiento, o de elementos del mismo, para el diseño de las separaciones entre edificios aislados, y para los ensayos bajo carga vertical de los prototipos de los aisladores.

Diafragma: Meli, R. (2009), sistema estructural horizontal o casi horizontal relativamente delgado y rígido en su plano capaz de transmitir las fuerzas en su plano a otros elementos estructurales. Puede ser usado para soportar solicitaciones verticales.

Diseño: Fratelli (2010), en este Reglamento se ha usado la palabra “Diseño” como sinónimo de “Proyecto”. El diseño incluye el planteo estructural, el dimensionamiento y el detallado de las secciones, de los componentes estructurales, de los elementos estructurales y del sistema completo.

Diseño por Capacidad: Meli, R. (2009), método de diseño para estructuras sometidas a la acción sísmica. En el diseño de estructuras por capacidad, los componentes y los elementos estructurales que resistirán las solicitaciones debidas a las acciones gravitatorias y las originadas por la acción sísmica son cuidadosamente seleccionados y apropiadamente diseñados y detallados para ser capaces de disipar energía por deformaciones inelásticas en zonas pre-establecidas.

Ductilidad: Fratelli (2010), capacidad de absorción de energía hasta la rotura de un componente, elemento o sistema. Habitualmente asociada a deformaciones importantes en rango plástico. Opuesta a fragilidad.

Ductilidad Global: Mosquera y Quindimil (2013), habilidad que tiene un sistema para mantener su capacidad resistente sin sensibles degradaciones y disipar energía cuando está sometida a ciclos de desplazamientos inelásticos durante un terremoto.

Ductilidad Local: Mosquera y Quindimil (2013), capacidad que tiene una sección o componente para deformarse inelásticamente y disipar energía, sin degradación significativa de la resistencia. En el caso de terremotos se vincula a la formación de ciclos de histéresis estables.

Fiabilidad: Mosquera y Quindimil (2013), El término "fiabilidad" se utiliza con cierta frecuencia de una manera un tanto vaga e imprecisa. A menudo el concepto de fiabilidad se percibe de una forma radical, la estructura es o no es fiable. Conforme a esta mentalidad, si una estructura es calificada como fiable se transmite la idea de que "Un fallo en esta estructura no sucederá nunca". La aseveración en términos negativos ("esta estructura no es fiable") suele ser entendida con mucho más acierto: los fallos se aceptan como una parte del mundo real y la probabilidad o frecuencia de su aparición puede ser, en consecuencia, objeto de estudio.

Elemento: Fratelli (2010), uno o más componentes asociados en un conjunto que sufre la misma deformación horizontal durante el terremoto, ej.: Pórticos, Muros, Tabiques acoplados, Triangulaciones, otros. Habitualmente se trata de conjuntos contenidos en un plano.

Estructuras con Ductilidad Completa: Marín (1991), son aquéllas en las que se busca desarrollar al máximo su capacidad de disipación de energía. En consecuencia se diseñan y detallan siguiendo los principios del Diseño por Capacidad para resistir el mínimo nivel de acción sísmica permitido.

Estructuras con Ductilidad Limitada: Marín (1991), son aquéllas que se suponen que tienen una menor demanda de deformación inelástica, o una menor capacidad de deformación inelástica respecto a estructuras con ductilidad completa. Las estructuras con ductilidad limitada deberán diseñarse siguiendo los principios del Diseño por Capacidad, con acciones sísmicas estáticas de diseño mayor que las correspondientes a estructuras con ductilidad completa.

Estructuras de Comportamiento Elástico: Marín (1991), son aquéllas cuya respuesta frente a la acción sísmica se supone permanecerá esencialmente elástica. En estas estructuras, aunque diseñadas para que tengan una respuesta elástica, deberá identificarse el mecanismo plástico y en función de éste, podrán diseñarse y detallarse para estructuras con ductilidad completa o limitada según corresponda.

Estructura: Fratelli (2010), conjunto espacial de elementos capaces de soportar las acciones impuestas sobre la construcción y transferirlas a los vínculos, asegurando equilibrio y estabilidad. Todo elemento o componente capaz de restringir las deformaciones de toda o parte de la construcción forma parte de la estructura.

Factores de Reducción de Resistencia (ϕ): Fratelli (2010), son factores que tienen en cuenta, la probabilidad de que la resistencia de un elemento sea menor que la especificada, debido a variaciones en la resistencia de los materiales y en las dimensiones. Aproximaciones en las ecuaciones de diseño. Tipo de mecanismo de resistencia y las consecuencias del modo de falla. Grado de ductilidad y confiabilidad requerida del elemento cargado. Importancia del elemento en la estructura. Normalmente están asociados al comportamiento de los materiales.

Falla Activa: Alonso, J (2012), una falla geológica que tiene evidencia de actividad sísmica dentro de los últimos 11000 años.

Mecanismo de Colapso: Alonso, J (2012), configuración final de la estructura en la que un pequeño aumento de las acciones produce un aumento grande o incontrolado de las deformaciones globales o locales y en consecuencia el equilibrio deja de ser posible. Debe ser un mecanismo estructural estáticamente admisible y cinemática mente posible que el diseñador debe elegir para aplicar los principios del Diseño por Capacidad.

Modo de Vibración: Alonso, J (2012), cada una de las configuraciones sencillas que la construcción adopta o puede adoptar al vibrar libremente.

Período Propio o Fundamental: Alonso, J (2012), período del modo de vibración de mayor período de una construcción.

Pórtico: Fratelli (2010), elemento resistente formado por varios componentes cuya deformación predominante se debe a la flexión.

Pórticos Sismo resistentes: Fratelli (2010), tipo estructural constituido por componentes vinculados entre sí, formando en su conjunto una estructura capaz de resistir no sólo las cargas gravitatorias sino también las fuerzas horizontales originadas por la acción sísmica.

Resistencia Requerida o Última (R) u: Marín (1991), demanda de resistencia que surge de la aplicación de las combinaciones de estados de sollicitaciones o de las demandas de resistencia originadas por el desarrollo de las rótulas plásticas, siguiendo los principios del diseño por capacidad.

Resistencia Nominal (R_n): Marín (1991) resistencia teórica de una sección de una componente calculada utilizando las dimensiones reales provistas, y las resistencias especificadas de los materiales, con los procedimientos que se indican en los Reglamentos.

Resistencia de Diseño (R_d): Marín (1991), resistencia confiable mínima a ser provista a las secciones estructurales. Se calcula como el producto de la resistencia nominal del elemento por el factor de reducción de resistencia.

Restricción Torsional: Marín (1991), capacidad de impedir o limitar los giros de un sistema cuando los elementos de una dirección alcanzan el límite plástico. Esta propiedad se debe a la rigidez y a la resistencia de los elementos ubicados en dirección perpendicular a la que se estudia.

Rótula Plástica: Fratelli (2010), zona de una pieza dúctil en la que, por haberse alcanzado la sollicitación límite, se producen rotaciones grandes ante aumentos pequeños de la sollicitación sin que se produzca el desmembramiento o destrucción física o la pérdida de capacidad resistente de la pieza.

Sismo: Alonso, J (2012), es un fenómeno de sacudida brusca y pasajera de la corteza terrestre producido por la liberación de energía acumulada en forma de ondas sísmicas. Los más comunes se producen por la ruptura de fallas geológicas.

Sismo resistencia: Alonso, J (2012), es un atributo que es destinado a una edificación de acuerdo a su configuración geométrica y a las técnicas de diseño que tiene empleadas para resistir las fuerzas de un movimiento sísmico.

Sistema Resistente: Alonso, J (2012), totalidad de los elementos vinculados de tal forma que puedan contribuir a soportar acciones sobre el conjunto de la construcción.

Sistema Torsionalmente Restringido: Anil K. Chopra (2001) sistema en el que los elementos perpendiculares a la dirección en estudio son capaces de controlar el giro plástico durante el desarrollo del mecanismo plástico completo en la dirección en estudio.

Sistema Torsionalmente Libre: Anil K. Chopra (2001) sistema en el que los elementos perpendiculares a la dirección en estudio no son capaces de controlar el giro plástico durante el desarrollo del mecanismo plástico completo en la dirección en estudio.

Sobre resistencia: Fratelli (2010), las zonas plásticas de una estructura desarrollan resistencias superiores a los valores nominales durante el proceso de plastificación. Los factores de sobre resistencia tienen en cuenta principalmente las variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la tensión de fluencia real, el endurecimiento por deformación del acero, el aumento de resistencia por el confinamiento del hormigón y fenómenos similares en otros materiales.

Zona Sísmica: Norma (1756-01), es una zona donde los sismos ocurren con mayor frecuencia.

Zona Activa: Alonso, J (2012), es la masa de suelo afectada significativamente por las acciones que le impone la construcción

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

El marco metodológico de la presente investigación, pretende desarrollar cada uno de los aspectos relacionados con el procedimiento a seguir, el tipo de investigación, y las técnicas e instrumentos de recolección de datos necesarios para elaborar la investigación en base a los objetivos planteados.

En este capítulo se contienen todos los aspectos metodológicos del estudio, los cuales se han relacionado con la confiabilidad de pórticos en concreto reforzado sometido a cargas laterales en distintas zonas sísmicas. Según Balestrini (2001), el marco metodológico está referido al momento que alude “al conjunto de procedimientos lógicos tecno-operacionales implícitos en todo proceso de investigación con el objeto de ponerlos de manifiesto y sistematizarlos”. (p.125). Lo que permitió descubrir y analizar los sucesos del estudio y reconstruir los datos a partir de los conceptos teóricos convencionalmente operacionalizados. En este sentido, a continuación se describen los aspectos metodológicos del estudio.

El marco metodológico es el apartado del trabajo que dará el giro a la investigación, es donde se expone la manera como se va a realizar el estudio, los pasos realizados. Según Arias (2007) refiere que:

...el marco metodológico es una síntesis global que identifica los pasos que se efectuarán para realizar dicho estudio; actúa en función a las características obtenidas de la contextualización del problema y de los diferentes objetivos programados al comienzo de la investigación, modalidades, técnicas y procedimientos metodológicos que se practican para cumplir con el propósito de la investigación planteada. La metodología persigue la búsqueda y aplicación de criterios comunes que guíen cualquier tipo de trabajo. (p.32).

Para el desarrollo de esta investigación, referido al estudio comparativo de confiabilidad estructural de pórticos en concreto reforzado sometidos a cargas laterales en distintas zonas sísmicas, se utilizará una serie de procesos tanto técnicos como metodológicos, que permitirá guiar el camino a la búsqueda de la solución de los objetivos que han sido planteados al inicio del problema.

Tipo de Investigación

Según Valarino, Yaber y Cemborain (2010) la investigación es de tipo evaluativa, ya que tiene como propósito determinar y establecer parámetros de comparación entre diferentes valores de un proyecto. “Es uno de los tipos de investigación que más apropiadamente corresponden a los proyectos de aplicación en los programas de especialización” (p 70).

Así mismo también se puede definir que de acuerdo a los objetivos formulados en el estudio, puede estar enmarcada en el tipo de investigación descriptiva de carácter experimental con apoyo en la investigación documental, considerando los criterios de evaluación y de orden degenerativo en edificaciones. Sampieri (2007) define los estudios descriptivos como:

...la investigación descriptiva consiste, en la caracterización, de un hecho, fenómeno, individuo o grupo con el fin de establecer su estructura o comportamiento. Los resultados de este tipo de investigación se ubican en un nivel intermedio en cuanto a la profundidad de los conocimientos se refiere. Su misión es observar y cuantificar la modificación de una o más características en un grupo, sin establecer relaciones entre éstas. Es decir, cada característica o variable se analiza de forma autónoma o independiente. (p.24).

En tal sentido para estudiar y comparar a nivel estructural la confiabilidad de pórticos en concreto reforzado sometidos a cargas laterales en distintas zonas sísmicas, se apoyará en estudios basados en la Normas Venezolanas

COVENIN vigentes, para así determinar que el alcance de esta investigación sea de carácter descriptivo en conjunto con bibliografías y códigos internacionales a nivel complementario.

Diseño de la Investigación

Según la modalidad del estudio, se basó en una investigación de campo. Se entiende por investigación de campo, el análisis sistemático de problemas de la realidad, con el propósito bien sea de describirlos, interpretarlos, entender su naturaleza o factores constituyentes, explicar sus causas y efectos, hasta predecir su ocurrencia; haciendo uso de métodos característicos de cualquiera de los paradigmas o enfoques de investigación conocidos o en desarrollo.

La investigación de campo se presenta mediante la manipulación de una variable externa comprobada o no comprobada dependiendo el caso, en condiciones rigurosamente controladas, con el fin de describir de qué modo o porque causas se produce una situación o acontecimiento. Ello permite un conocimiento más a fondo, en el que se puede manejar los datos con más seguridad y podrá soportarse en diseños exploratorios, descriptivos y experimentales, creando una situación de control en la cual manipula sobre una o más variables dependientes.

La presente investigación cuyo objetivo fue Estudiar la confiabilidad estructural de pórticos en concreto reforzado sometidos a cargas laterales en distintas zonas sísmicas, utilizando un método de análisis probabilístico llamado estimadores puntuales, el cual será comprobado y comparado posteriormente, se enmarca dentro de una investigación de campo tipo descriptiva, apoyada en una investigación documental, lo cual consiste en un proceso sistemático, riguroso y racional de recolección, tratamiento, análisis y presentación de datos, basado en una estrategia de diseño para experimentar lo propuesto en los objetivos.

Diseño de las Fases Metodológicas

Para cumplir con los objetivos de la presente investigación, se debe utilizar una metodología que permita entregar en forma clara los fundamentos que sustentaran las conclusiones, por lo cual el presente trabajo será desarrollado en cinco (5) fases, correspondientes a los objetivos específicos, lo cual permitirán la realización del mismo, y estos se describen a continuación.

Primera Fase: En esta primera fase de la presente investigación se pretende crear modelos analíticos de dos, cuatro y seis niveles en concreto reforzado según la Norma Covenin 1753-87 en función a los parámetros del nivel de diseño 3, de acuerdo a una propuesta arquitectónica relativamente irregular en planta y elevación. Esto con el fin de determinar las capacidades a corte y momento de los pórticos en concreto reforzado.

Segunda fase: En la presente fase se desea evaluar los tres modelos anteriormente propuestos, de acuerdo al análisis de superposición modal con tres grados de libertad por nivel calculando tres espectros inelásticos, el primero ubicado en una zona 5, el segundo en una zona 6 y el tercero en una zona 7, pretendiendo extraer las demandas de corte y momento de los pórticos más vulnerables, con el fin de recolectar las variables de acuerdo a las solicitaciones previstas en los tres casos y en los tres modelos analíticos.

Tercera fase: Posteriormente se determinaría el índice de confiabilidad estructural de los modelos de acuerdo al método de estimadores puntuales, considerando la posible variabilidad de resistencia en función a ensayos desarrollados en pasadas investigaciones nacionales e internacionales. De tal manera que se pueda obtener resultados de acuerdo a las relaciones de demanda – capacidad obtenida por medio del análisis determinístico con la norma 1756-2001.

Cuarta fase: En esta penúltima fase se pretende evaluar la confiabilidad estructural del Módulo Educativo P2 construido en zonas de elevado riesgo sísmico en Venezuela, de manera tal de evidenciar la aplicación práctica anteriormente desarrollada con los pórticos en concreto reforzados analíticamente calculados.

Quinta fase: En esta última fase se quiere establecer parámetros de comparación entre las Normas Sismorresistentes 1756-82 y 1756-2001 de acuerdo a los resultados obtenidos y ofrecer recomendaciones prácticas a nivel técnico constructivo en edificaciones de concreto reforzado sometidas a cargas laterales en zonas sísmicas de riesgo intermedio y elevado.

Técnicas e Instrumentos de Recolección de la Información

Para la obtención de los datos la primera técnica utilizada es la observación catalogada como científica estructurada. Es científica porque busca observar y percibir activamente la realidad exterior con el propósito de obtener los datos que previamente ha sido definido de interés para la investigación y estructurada porque el problema se ha definido claramente y permite un estudio preciso de los patrones de comportamiento que se quieren observar y medir. Impone limitantes con el fin de aumentar su precisión y objetividad, y así obtener información adecuada del fenómeno de interés.

Otras técnicas de análisis fueron el análisis documental y el análisis de contenido, ya que los mismos son útiles especialmente para establecer comparaciones y estudiar en profundidad diversos materiales, ya que gracias a la aplicación de estas técnicas se pueden hacer apreciaciones sistemáticas, encontrar coincidencias y discrepancias y en general obtener un tipo de información bastante profunda en el tema.

Los datos recolectados son en su mayoría provenientes de la información en fuentes bibliográficas, para obtener dicha información fueron necesarios libros, guías de diseño, la normativa vigente nacional e

internacional; además de una serie de investigaciones, informes, reportes, entre otros, localizados mediante fuentes electrónicas.

Técnicas de Análisis e Interpretación de los Datos

Una vez recaudados los datos se debe procesar la información obtenida en el estudio, este análisis puede ser cualitativo o cuantitativo. Para el caso de la presente investigación el análisis realizado es del tipo cualitativo.

Según Hernández, Fernández y Baptista (2006) “el enfoque cualitativo utiliza la recolección de datos sin medición numérica para descubrir o afinar preguntas de investigación en el proceso de interpretación” (p 8).

Los datos recaudados se expresarán de manera numérica, generando una base de datos para su posterior análisis, interpretación y comparación. Los resultados del análisis dinámico y probabilístico serán clasificados, tabulados y debidamente graficados.

Para los resultados obtenidos según las variables de estudio se empleará un análisis descriptivo de las tablas y gráficos elaborados. Tras ser descritos los datos se compararan los mismos para establecer diferencias y semejanzas en los comportamientos de pórticos en concreto reforzado sometidos a diferentes solicitaciones sísmicas para poder de esta manera, establecer comparaciones de comportamiento de acuerdo a las antiguas normas y actuales.

En este orden, Arias (2006) dice que, “la Operacionalización de variables establece los indicadores para cada dimensión así como los instrumentos y procedimientos de medición” (p.63). De acuerdo con esto se explica que es un modo de fijar las variantes y variables para el abordaje claro del estudio y su mejor comprensión. (Ver cuadro 4).

Operacionalización de objetivos

Objetivo General:

Estudiar la confiabilidad estructural de pórticos en concreto reforzado sometidos a cargas laterales en distintas zonas sísmicas.

Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
<p>Crear modelos analíticos de dos en concreto reforzado, considerando los parámetros de las Normas 1756-82 y 1756-01.</p>	Modelos analíticos	<ul style="list-style-type: none"> - Criterios de diseño - Niveles de diseño - Capacidades 	<ul style="list-style-type: none"> - Configuración estructural. - Análisis dinámico. - Comportamiento sismorresistente. - Capacidad resistente.
<p>Determinar el índice de confiabilidad estructural de los modelos de acuerdo al método de los estimadores puntuales, considerando la demanda sísmica calculada según la Norma 1756-82 y 1756-01.</p>	Índice de confiabilidad estructural	<ul style="list-style-type: none"> - Diseño sismorresistente - Incertidumbre en miembros estructurales. - Vulnerabilidad estructural - Probabilidad de fallo 	<ul style="list-style-type: none"> - Estabilidad estructural - Resistencia de los miembros. - Evaluación de estabilidad - Comparación de resultados

Objetivo General:

Estudiar la confiabilidad estructural de pórticos en concreto reforzado sometidos a cargas laterales en distintas zonas sísmicas.

Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Establecer parámetros comparativos entre las Normas Sismorresistentes 1756-82 y 1756-2001 de acuerdo a los resultados obtenidos.	Comparación de resultados	<ul style="list-style-type: none">- Relación capacidad vs demanda.- Criterios de diseño- Criterios de evaluación- Análisis estadístico	<ul style="list-style-type: none">- Reconocimiento de semejanzas y diferencias de los códigos evaluados.- Fuerzas sísmicas de diseño.- Capacidades resistentes.

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

Nº		Etapas		Mes																			
				Agosto				Sept.				Oct.				Nov.				Dic			
				Semana				Semana				Semana				Semana				Semana			
				1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
I		Crear modelos analíticos de dos, cuatro y seis niveles en concreto reforzado según la Norma Covenin 1753-87.																					
II		Calcular las demandas de corte y momento utilizando tres espectros inelásticos, el primero ubicado en una zona 5, el segundo en una zona 6 y el tercero en una zona 7.																					
III		Determinar el índice de confiabilidad estructural de los modelos de acuerdo al método de estimadores puntuales, considerando la demanda sísmica anteriormente calculada según la Norma 1756-2001.																					
IV		Evaluar la confiabilidad estructural del Módulo Educativo P2 construido en zonas de elevado riesgo sísmico.																					
V		Establecer parámetros de comparación entre las Normas Sismorresistentes 1756-82 y 1756-2001 de acuerdo a los resultados obtenidos.																					

Elaborado por: Gabrielle Romero (2017)

Fecha de inicio: Agosto 2017

Fecha de culminación: Noviembre 2017

CAPITULO IV

Resultados

Fase I. Crear modelos analíticos de dos niveles en concreto reforzado, considerando los parámetros de la Norma sismorresistente 1756-82 y la Norma sismorresistente 1756-01.

En esta fase se crearon cuatro modelos analíticos de una edificación tipo modulo escolar P2 muy conocido en Venezuela, la estructura fue proyectada en concreto reforzado de dos niveles bajo los criterios de las Normas Covenin 1756-82 y 1756-01, considerando un espectro inelástico en una zona 4 para la Norma 1756-82 y una zona 7 para la Norma 1756-01, ambas zonas como las de mayor amenaza en las distintas Normas de acuerdo al mapa de zonificación sísmica. En ese mismo orden de ideas, los dos primeros modelos se evaluaron de acuerdo a los espectros de la Norma 1756-82, en el primero se consideró la contribución de las paredes en el análisis, mientras que en el segundo no se consideró la contribución, mientras que en otros dos modelos se tomó el espectro de la Norma 1756-01 respectivamente.

Descripción de los pórticos

Modelo 1 y 3

Estos modelos constan de pórticos con diagonales equivalentes. Estas diagonales simularán a la tabiquería, definiendo y asignando las propiedades necesarias para su correcto modelado estructural. (Ver figuras 5 y 6)

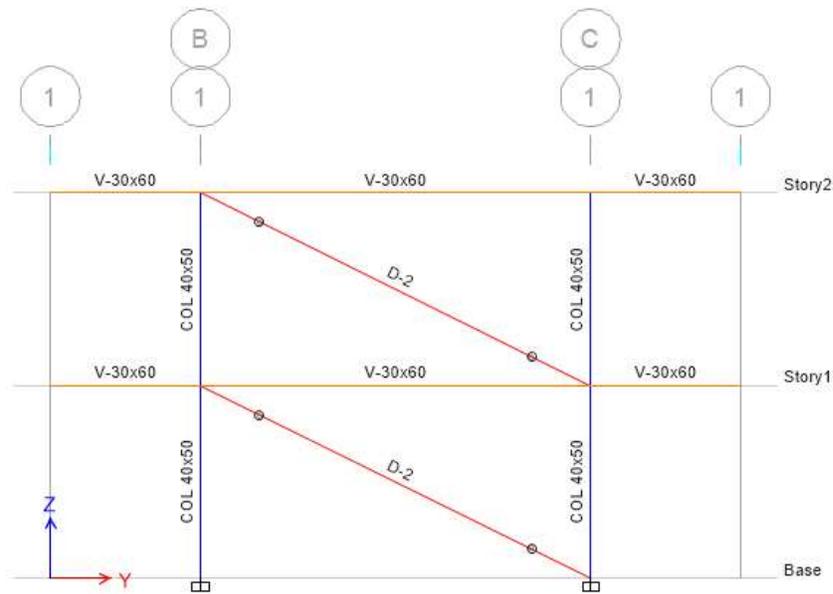


Figura 5. **Pórtico 5 con diagonal equivalente.** Datos aportados por ETABS V16.

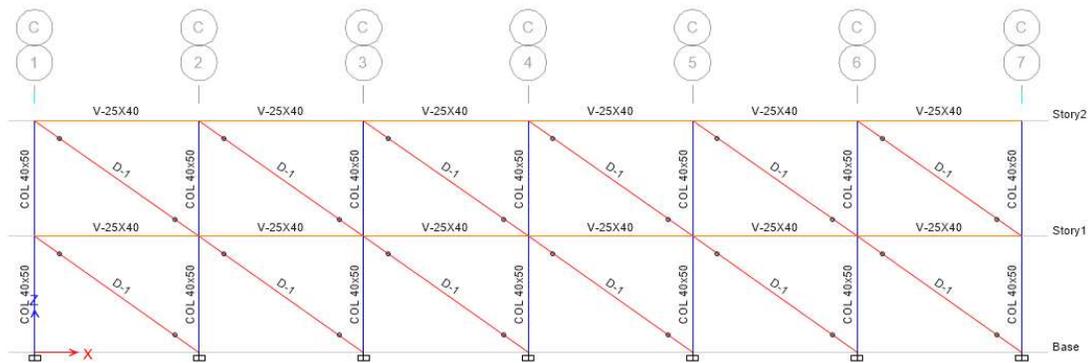


Figura 6. **Pórtico C con diagonal equivalente.** Datos aportados por ETABS V16.

Así mismo, se destaca en los presentes modelos el método de la diagonal equivalente. Esta diagonal tiene la finalidad de transmitir las cargas provenientes de la tabiquería como método de simulación, por lo que los resultados que se obtendrán seguramente son más precisos, el procedimiento se realizó según lo establecido por de Bazán/Meli, (2012), en su trabajo titulado *Diseño Sísmico de Edificios*.

Modelo 2 y 4

En los modelos 1 y 4 no se plantea modelar la edificación en base al método de la diagonal equivalente, por lo que se tendrá una demanda de ductilidad mayor en el proceso de análisis y seguramente resultados más desfavorables por el aumento de desplazabilidad de los pórticos propuestos. (Ver figuras 7 y 8)

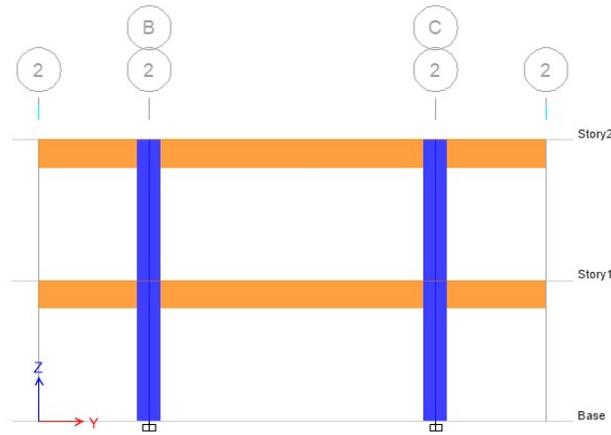


Figura 7. Pórtico 5. Datos aportados por ETABS V16.

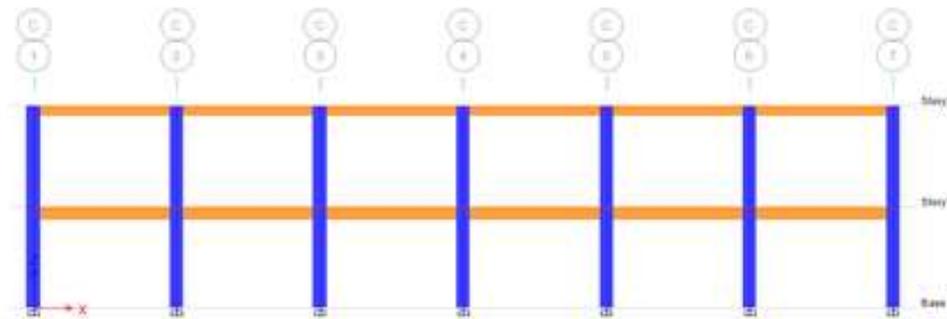


Figura 8. Pórtico C. Datos aportados por ETABS V16.

Materiales:

Para determinar el valor de las resistencias teóricas del concreto y el acero, se utilizaron los valores especificados en el proyecto, $f'c = 210\text{Kg/cm}^2$ de

resistencia del concreto a la compresión y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, de la resistencia cedente del acero.

Concreto

The figure shows two screenshots of the ETABS V16 material definition interface for concrete. The left screenshot displays the 'General Data' section with the following values: Material Name: F'c 210 kg/cm2; Material Type: Concrete; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: (dark grey); Material Notes: (empty). Below this is the 'Material Weight and Mass' section with 'Specify Weight Density' selected, showing Weight per Unit Volume: 2400 kgf/m³ and Mass per Unit Volume: 0.000002 kgf-s³/cm⁴. The 'Mechanical Property Data' section includes Modulus of Elasticity, E: 218820 kgf/cm²; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C; and Shear Modulus, G: 91175 kgf/cm². The right screenshot shows the 'Material Name and Type' section with Material Name: F'c 210 kg/cm2 and Material Type: Concrete, Isotropic. Below it is the 'Design Properties for Concrete Materials' section with 'Specified Concrete Compressive Strength, f'c' set to 210 kgf/cm², and 'Lightweight Concrete' and 'Shear Strength Reduction Factor' options are present but not selected.

Figura 9. Definición del FC. Datos aportados por ETABS V16.

Acero de refuerzo

The figure shows two screenshots of the ETABS V16 material definition interface for reinforcement steel. The left screenshot displays the 'General Data' section with the following values: Material Name: Fy 4200 kg/cm2; Material Type: Rebar; Directional Symmetry Type: Uniaxial; Material Display Color: (blue); Material Notes: (empty). Below this is the 'Material Weight and Mass' section with 'Specify Weight Density' selected, showing Weight per Unit Volume: 7800 kgf/m³ and Mass per Unit Volume: 0.000008 kgf-s³/cm⁴. The 'Mechanical Property Data' section includes Modulus of Elasticity, E: 2100000 kgf/cm²; and Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C. The right screenshot shows the 'Material Name and Type' section with Material Name: Fy 4200 kg/cm2 and Material Type: Rebar, Uniaxial. Below it is the 'Design Properties for Rebar Materials' section with the following values: Minimum Yield Strength, Fy: 4200 kgf/cm²; Minimum Tensile Strength, Fu: 4200 kgf/cm²; Expected Yield Strength, Fye: 3090 kgf/cm²; and Expected Tensile Strength, Fue: 4640 kgf/cm².

Figura 10. Definición del FY. Datos aportados por ETABS V16.

Tipo de losas

En todos los modelos se utilizaron losas nervadas de 20cm de espesor en ambos niveles.

Secciones

Para las vigas del primer y segundo nivel se utilizaron las secciones especificadas en el proyecto, como lo indica la figura:

Nivel 1 y 2 en dirección X

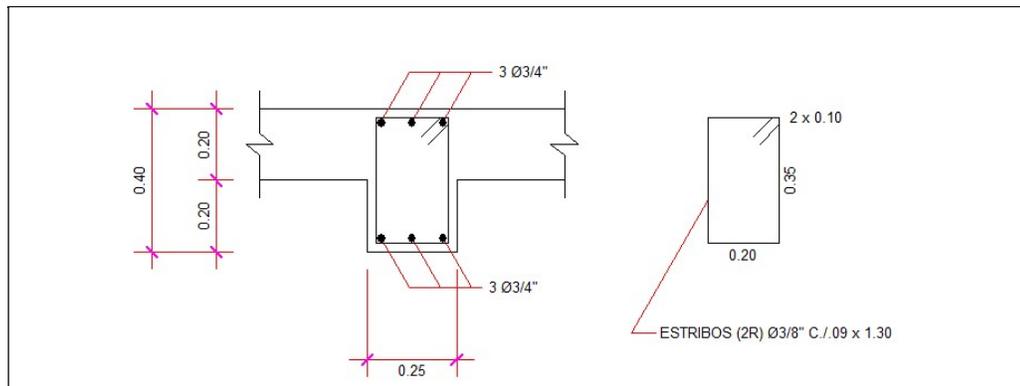


Figura 11. **Viga nivel 1 y 2 dirección X.** Datos aportados por AutoCAD

Nivel 1 y 2 en direcciones Y

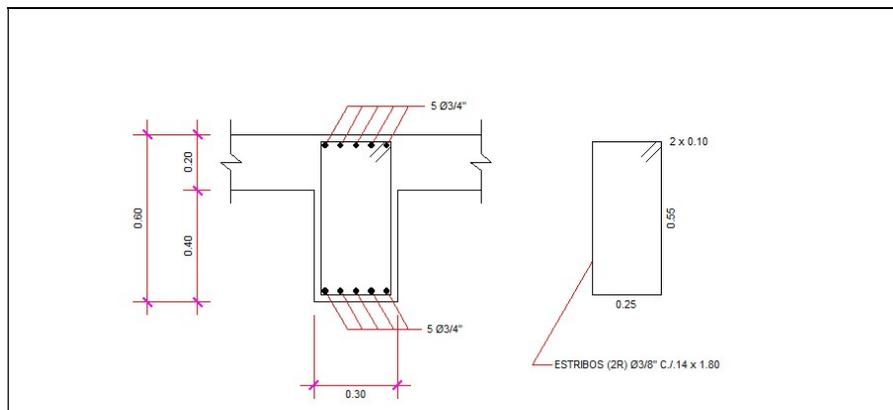


Figura 12. **Viga nivel 1 y 2 dirección Y.** Datos aportados por AutoCAD

Para las columnas del primer y segundo nivel se utilizaron las secciones especificadas en el proyecto, como lo indica la figura:

Nivel 1 y 2.

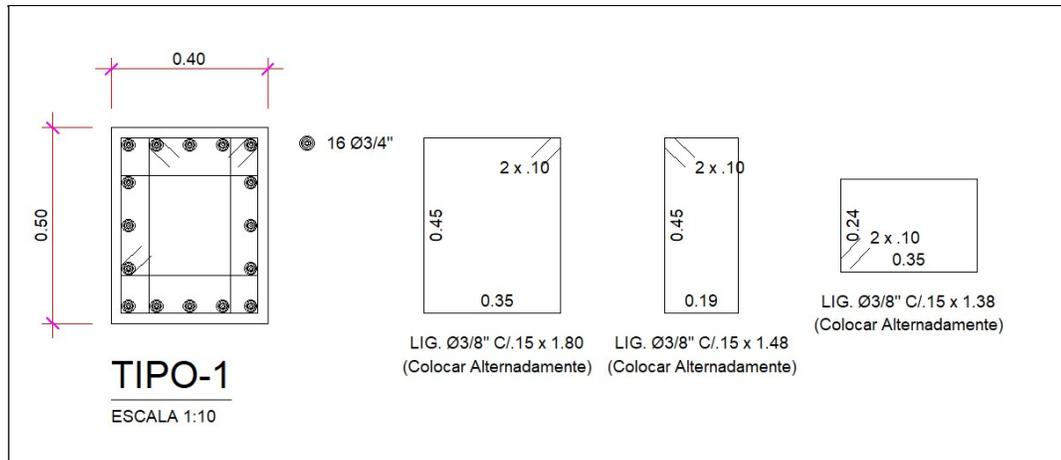


Figura 13. **Columna nivel 1 y 2.** Datos aportados por AutoCAD

Casos de cargas estáticas

Se crearon los casos de cargas estáticas para todos los modelos como se indica en la figura:

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
CP	Dead	1	
CP	Dead	1	
CV	Live	0	
SCP	Super Dead	0	
CVT	Roof Live	0	

Figura 14. **Patrones de carga.** Datos aportados por ETABS V16.

Análisis de carga (Nivel T)

Para el análisis de las cargas que actúan se utilizara la norma 2002-1988 “Criterio Y Acciones Mínimas Para El Diseño De Edificaciones”.

Cargas Permanentes (CP):

Losa Nervada e = 20 cm: 270 kg/m²

Sobrepiso de 5cm = 100 kg/m²

Manto asfáltico: 15 kg/m²

Friso: 30Kg/m²

Total Cargas Permanentes: 415kg/m²

Carga Variable (Cvt):100 kg/m²

Análisis de carga (Nivel P1)

Para el análisis de las cargas que actúan se utilizara la norma 2002-1988 “Criterio Y Acciones Mínimas Para El Diseño De Edificaciones”.

Cargas Permanentes (CP):

Losa Nervada e = 20 cm: 270 kg/m²

Sobrepiso de 5cm = 100 kg/m²

Tabiquería con bloque de arcilla e = 15 cm,: 150 kg/m²

Friso: 30Kg/m²

Total Cargas Permanentes: 550 kg/ m²

Carga Variable (CV):

Para uso de escuela: 250 kg/m²

Análisis sísmico

En esta fase se presentaron los resultados del análisis sísmico de carácter determinista, no se consideraron las variables aleatorias como se muestra a continuación.

Datos requeridos para el espectro de la Norma 1756-82

Tipo de estructura: Pórticos

Zona sísmica 4, $A_0 = 0.30g$

Suelo de tipo S3, $\phi = 1$

Coefficiente de aceleración horizontal: $0.30g$

Factor de importancia de la edificación: 1.25

Nivel de Diseño: ND3

Factor de reducción de respuesta: 5.63

Factor de amplificación B = 2

Datos requeridos para el espectro de la Norma 1756-01

Tipo de estructura: Tipo I (Sección 2.8 Norma 1756-2001)

Zona sísmica 7 (tabla 2.1 Norma 1756-2001)

Suelo de tipo S3, $\phi = 1$. (Tabla 5.1 Norma 1756-2001)

Coefficiente de aceleración horizontal: $0,30g$ (tabla 2.1 Norma 1756-2001)

Factor de importancia de la edificación: 1.30 (tabla 2.3 Norma 1756-2001)

Nivel de Diseño: ND3

Factor de reducción de respuesta: 6

Factor de amplificación B = 2.8

Casos de cargas sísmicas:

Se creó un caso de carga sísmica que considera las dos componentes horizontales del sismo, como lo muestra la figura.

Modelos 1 y 2 (N-1756-82)

General

Load Case Name: SH 82 [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO 82 R=5	981
Acceleration	U2	ESPECTRO 82 R=5	981

[Add] [Delete] Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 0.3

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.06 for All Diaphragms [Modify/Show...]

Figura 15. Casos de carga sísmicos Norma 1756-82. Datos aportados por ETABS V16.

Modelos 3 y 4 (N-1756-01)

General

Load Case Name: SH 01 [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO 2001	981
Acceleration	U2	ESPECTRO 2001	981

[Add] [Delete] Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 0.3

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.06 for All Diaphragms [Modify/Show...]

Figura 16. Casos de carga sísmicos Norma 1756-01. Datos aportados por ETABS V16.

Tipo de análisis sísmico

El tipo de análisis sísmico que se utilizó, es el dinámico espectral de superposición modal de tres grados de libertad por nivel, que consiste en una solución de carácter analítico, donde se determinan las propiedades dinámicas de la estructura, por ejemplo las frecuencias y modos de vibración.

Resultados

Para la representación de los resultados de los cuatro modelos analíticos, se tomaron en cuenta una serie de aspectos relacionados con el proyecto existente, como por ejemplo, se consideró el acero colocado tanto en vigas como en columnas, debido a las irregularidades estructurales el factor de reducción de respuesta (R), se redujo a 4.5 para todos los modelos.

Propiedades dinámicas

El cuadro representa los periodos de vibración, las masas participativas que corresponden a cada modo. El periodo predominante corresponde a la dirección Y, siendo esta dirección la que presenta mayor flexibilidad, sin embargo ambos periodos tanto en X como en Y, son prácticamente iguales, o sea que la rigidez es la misma en ambas direcciones, esto se debe a la forma de la estructura.

Modelo 1 y 3

Cuadro 5. Propiedades dinámicas para un amortiguamiento estructural del 5%

Modos	Periodo (T) (sg)	Masas X (%)	Masas Y (%)	T(máximo)(sg)
1	0.362	0.8778	0	0.376
2	0.287	0	0.8813	

3	0.276	0	0
4	0.115	0.1222	0
5	0.092	0	0.1187
6	0.089	0	0

Datos suministrados por el programa ETABS V16

Se tomaron los 6 modos de vibración para la representación de los resultados, el análisis toma los primeros modos que suman más del 90% de la masa total de la edificación para el combinado modal.

Modelo 2 y 4

Cuadro 6. Propiedades dinámicas para un amortiguamiento estructural del 5%

Modos	Periodo (T) (sg)	Masas X (%)	Masas Y (%)	T(máximo)(sg)
1	0.249	4.916E-05	0.894	0.376
2	0.239	0.9143	4.735E-05	
3	0.228	0.0001	0.0001	
4	0.087	0.0855	5.947E-06	
5	0.085	4.481E-06	0.1058	
6	0.079	0	0	

Datos suministrados por el programa ETABS V16

Se puede apreciar como en los modelos 2 y 4 que corresponden a los modelos con mampostería, como disminuye el periodo fundamental, lo que evidencia la contribución de las paredes en la rigidez lateral de la estructura.

Fuerza cortante en la base (V).

El siguiente cuadro muestra la fuerza de corte a nivel de base para cada modelo analítico, el cortante corresponde al análisis dinámico.

Cuadro 7. Fuerza cortante en la base.

Modelos	Fuerza de corte en X (Kg)	Fuerza de corte en Y (Kg)
1	25.896	25.096
2	21.454	23.557
3	129.365	125.849
4	115.518	119.938

Datos suministrados por el programa ETABS V16

Se puede observar cómo se incrementa la fuerza cortante en la base considerando la norma 1756-01, en el modelo 1 de 25.896kg de la fuerza en dirección X aumenta a 129.365Kg en el modelo 3 respectivamente, eso equivale aproximadamente a un 80% con mampostería, y en el modelo 2 de 21.454Kg aumenta a 115.518Kg en el modelo 4, eso equivale a un 82% sin la mampostería.

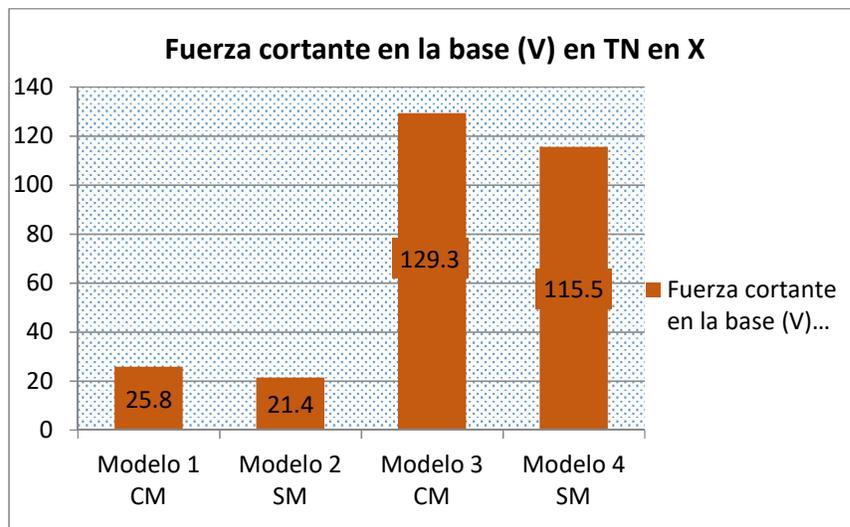


Gráfico 1. Fuerzas cortantes en la base para X. Datos aportados por ETABS V16.

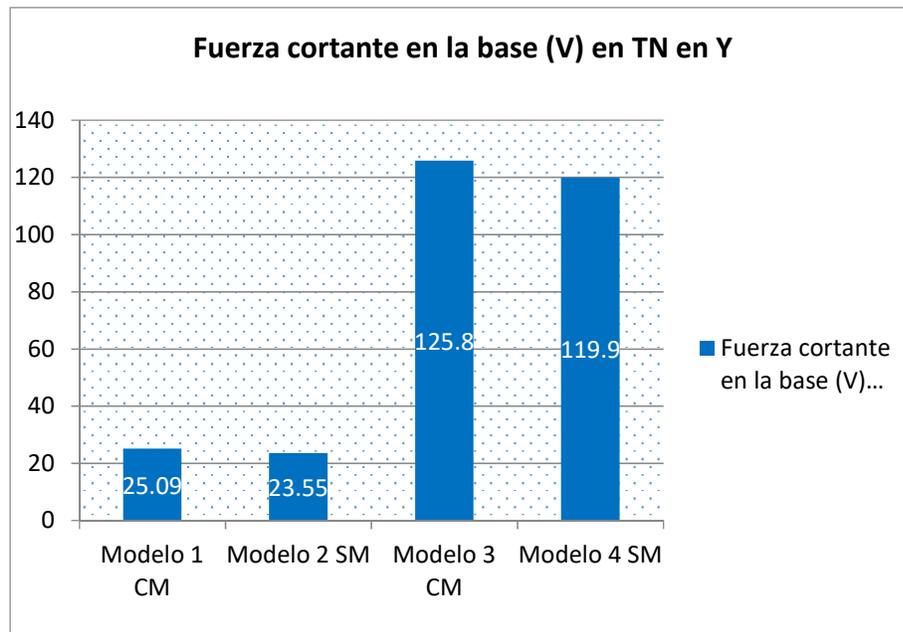


Gráfico 2. **Fuerzas cortantes en la base para Y.** Datos aportados por ETABS V16.

En las gráficas se muestran cómo se incrementa la fuerza cortante en la base en un 80% utilizando la norma del 2001, también se puede evidenciar como disminuye la fuerza considerando los modelos sin mampostería.

Relación demanda/capacidad a flexo-compresión

Los siguientes pórticos muestran la relación demanda/capacidad a flexo-compresión en las columnas en los cuatro modelos analíticos, para que las columnas cumplan con la resistencia de diseño, la relación debe estar por debajo de la unidad (1). De lo contrario de acuerdo al análisis determinístico se entenderá que dichos resultados pueden conducir a mecanismos no deseados en el sistema estructural. A continuación, se evidencian los resultados mencionados de cada modelo analítico.

Modelo 1

Pórtico 3. (Ver figura)

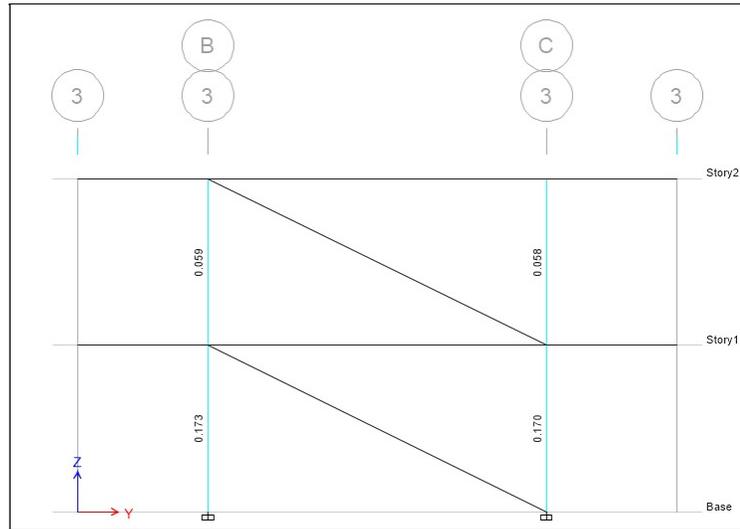


Figura 17. Pórtico 3 modelo 1. Datos aportados por ETABS V16.

Pórtico B. (Ver figura)

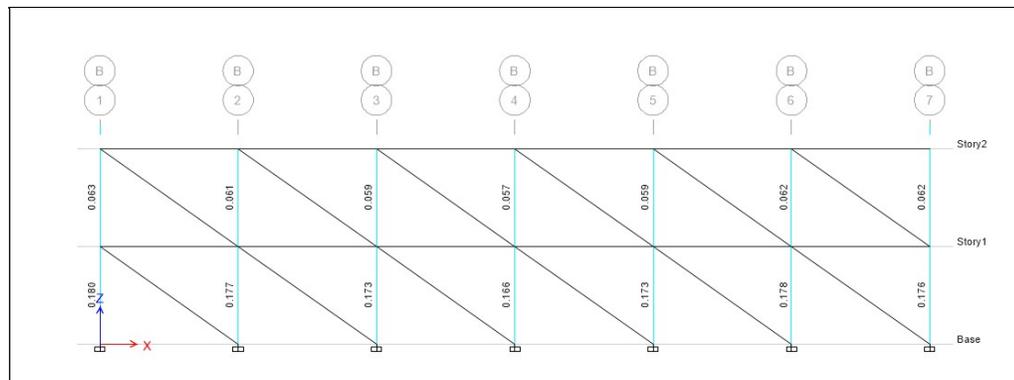


Figura 18. Pórtico B modelo 1. Datos aportados por ETABS V16.

Modelo 2

Pórtico 3. (Ver figura)



Figura 19. **Pórtico 3 modelo 2.** Datos aportados por ETABS V16.

Pórtico B. (Ver figura)

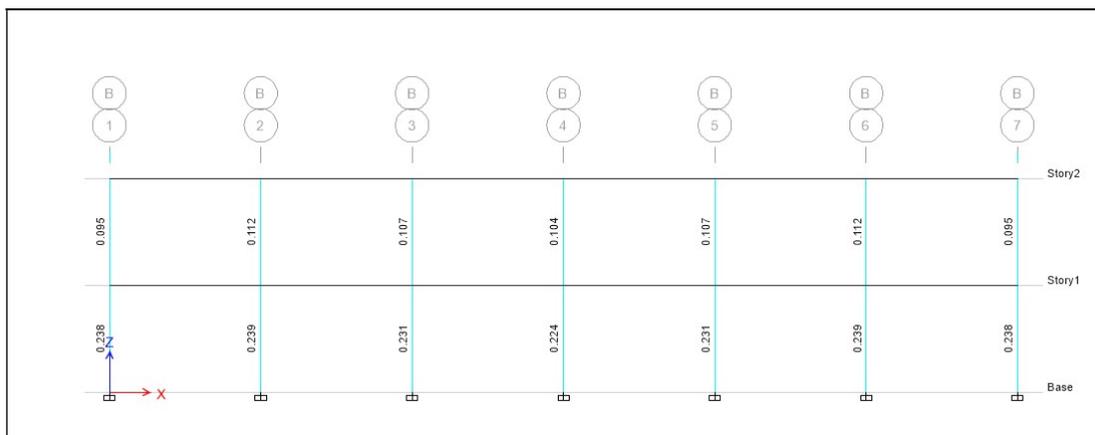


Figura 20. **Pórtico B modelo 2.** Datos aportados por ETABS V16.

Modelo 3

Pórtico 3. (Ver figura)

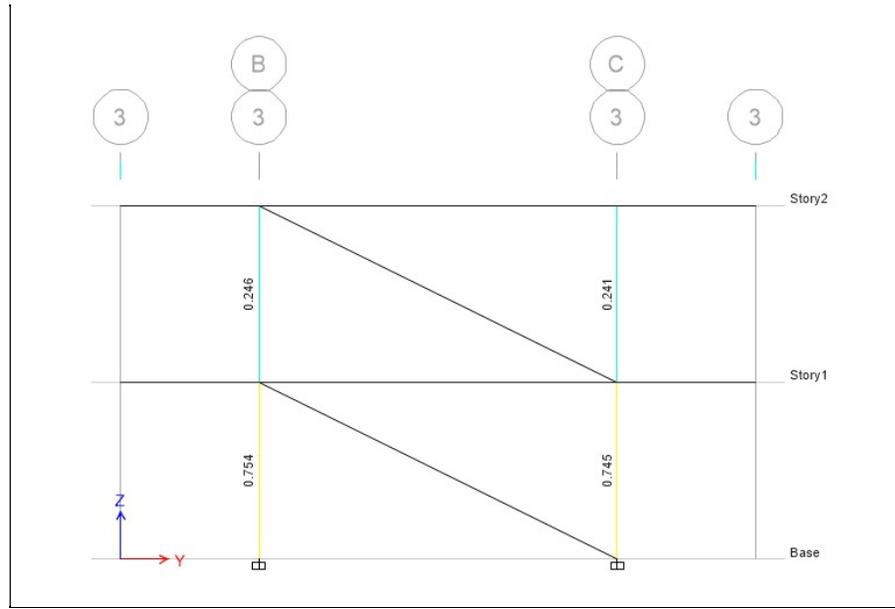


Figura 21. Pórtico 3 modelo 3. Datos aportados por ETABS V16.

Pórtico B. (Ver figura)

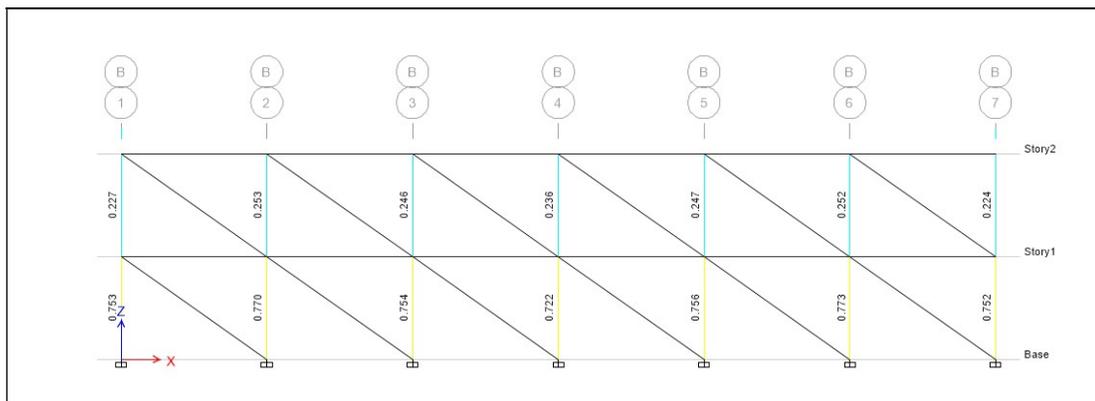


Figura 22. Pórtico B modelo 3. Datos aportados por ETABS V16.

Modelo 4

Pórtico 3. (Ver figura)

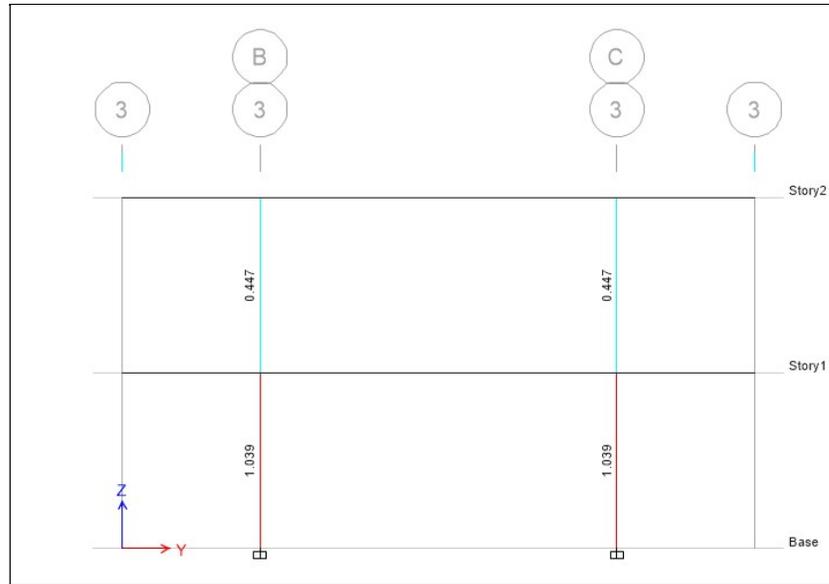


Figura 23. **Pórtico 3 modelo 4.** Datos aportados por ETABS V16.

Pórtico B. (Ver figura)

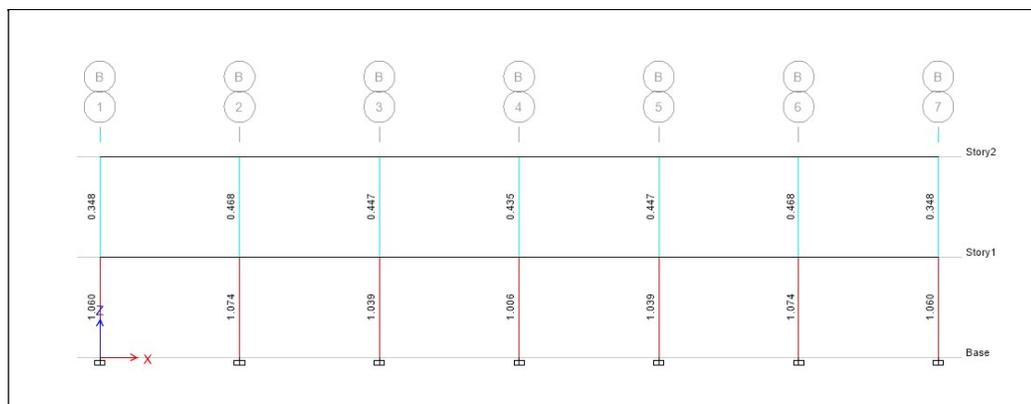


Figura 24. **Pórtico B modelo 4.** Datos aportados por ETABS V16.

Los pórticos anteriores muestran la relación demanda/capacidad a flexo-compresión en las columnas, se puede apreciar como en el modelo 2 que corresponde al modelo sin mampostería y tomando en cuenta los parámetros

de la norma 1756-82, como la relación D/C de 0.231 aumenta a 1.039 para la columna B3 en el modelo 4. Esto evidencia el incremento en las aceleraciones espectrales que se consideran en la norma actual, para un periodo de 0.35sg la aceleración espectral promedio se encuentra en 0.1667g en la norma 1756-82, mientras que para la norma 1756-01 la aceleración se encuentra en el orden de los 0.320g, un incremento aproximado al 50%, como se muestran en las siguientes gráficas.

Relación D/C (Columna B3)

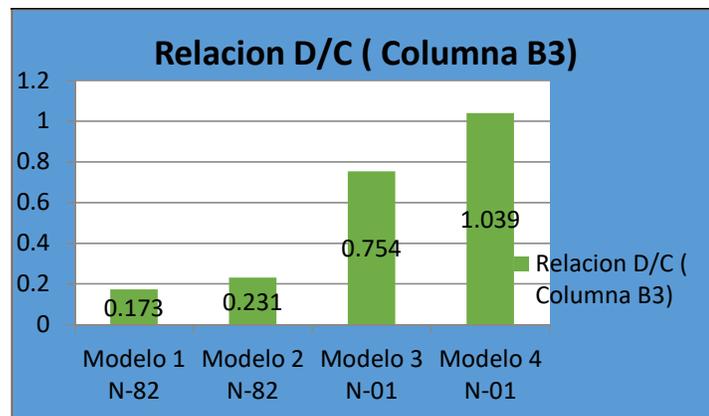


Gráfico 3. **Relación D/C Columna B3.** Datos aportados por ETABS V16.

Aceleración espectral N-82 Vs N-01

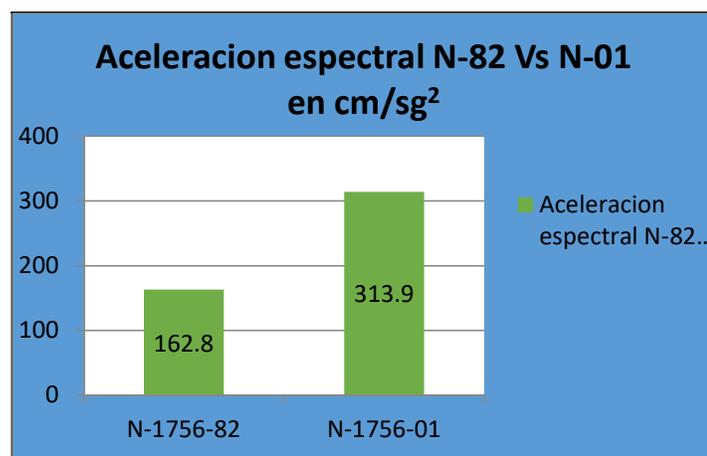


Gráfico 4. **Aceleración espectral N-82 vs N-01.** Datos aportados por el investigador

Fase II. Determinar el índice de confiabilidad estructural de los modelos de acuerdo al método de los estimadores puntuales, considerando la demanda sísmica calculada según la Norma 1756-1982 y la Norma 1756-2001.

En esta fase se procedió a calcular el índice de confiabilidad estructural para los cuatro modelos analíticos considerados anteriormente. El método que se utilizó para determinar el índice de confiabilidad estructural, es el método de los estimadores puntuales, este método consiste en determinar la probabilidad de fallo de un elemento estructural por medio del índice de confiabilidad (B) determinado a partir de una serie de parámetros estadísticos, tomando en consideración variables aleatorias, como por ejemplo la resistencia de los materiales, que en estos casos generan incertidumbre en cuanto al valor mínimo especificado en los elementos que conforman el sistema estructural, las solicitaciones asumidas en la estructura, son producidas por las acciones inducidas provenientes de las cargas gravitacionales y a las cargas accidentales, en este caso como cargas sísmicas.

Cabe resaltar que el procedimiento para aplicar el método, fue tomado del texto: Introducción a la fiabilidad estructural, M. Del Sagrario Gómez Lera y Enrique Alarcón Álvarez.

Variables aleatorias.

Las variables aleatorias que se consideraron en el análisis son tres, la resistencia a la compresión del concreto F'_c , la resistencia cedente del acero de refuerzo F_y , y la demanda de ductilidad del sistema estructural. La resistencia teórica del concreto inicial es $F'_c = 210\text{Kgf/cm}^2$, el F_y inicial del acero es igual a 4200Kgf/cm^2 , y la demanda de ductilidad del sistema se representó con valores del factor de reducción de respuesta entre 3.5 y 5 para

el caso con mayor capacidad de ductilidad en los modelos con paredes, y en los modelos sin paredes el factor R, varía entre 4.5 y 6.

Coefficientes de variabilidad de los materiales.

El concreto presenta un coeficiente de variabilidad aproximado de 0.21, y el acero de 0.15, con los índice de variabilidad se obtuvieron valores de resistencia por encima y por debajo del valor teórico. De allí se parte para determinar las posibles combinaciones de las tres variables consideradas.

Demanda de ductilidad (R).

Para el cálculo de la demanda de ductilidad (R), se consideraron dos posibles valores, para los modelos con paredes el valor varía entre 3.5 y 5, y para los modelos sin pares el valor varía entre 4.5 y 6. Esto se debe a que la contribución de las paredes en el comportamiento sísmico podría de alguna manera disminuir la capacidad de ductilidad de los elementos estructurales.

Resultados del análisis de confiabilidad

Los resultados del análisis y evaluación de la confiabilidad de los elementos que conforman el sistema estructural están representados por el programa ETABS V16 y Excel, estos resultados se muestran a continuación en los siguientes pórticos y cuadros de resultados.

Función de fallo

La función de fallo del elemento representa cuando el elemento supero el estado límite de resistencia, en este caso de análisis se trabajaron con dos

funciones, la primera cuando la relación demanda/capacidad de la resistencia a la flexo-compresión de las columnas supera a la unidad 1. La segunda función, cuando la fuerza cortante por capacidad en las columnas supera a la resistencia total al corte.

Primera función de fallo: Relación D/C columnas > 1.

Segunda función de fallo: $V_p > \phi V_n$

Calculo de los parámetros estadísticos

Para el análisis se tomaron en consideración los datos estadísticos como la desviación estándar, la media y otros, esto para determinar el índice de confiabilidad B. estos parámetros fueron tomados del texto: Introducción a la fiabilidad estructural, M. Del Sagrario Gómez Lera y Enrique Alarcón Álvarez.

$\Phi = 1/2^n$, donde n es el número de variables

T = desviación estándar

$\Phi = 1/2^3 = 0.125$

$T = \sqrt{E(v^2) - \mu^2}$

G(x) = función de fallo

β = índice de confiabilidad

$E(v^2) = \int_0^\infty G(x)^2 dx$

$\beta = \mu/T$

$\mu = \int_0^\infty G(x) dx$

Calculo del número de puntos a evaluar, el número de puntos son todas las posibles combinaciones de las variables aleatorias consideradas, y se determina por Número de Puntos = 2^n , donde n es el número de variables aleatorias.

Número de puntos = $2^3 = 8$

A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8

A continuación se procedió a realizar el análisis, mediante el método de los estimadores puntuales, se consideraron las variables antes mencionadas, resistencia a la compresión del concreto F'_c , la resistencia cedente del acero F_y y la demanda de ductilidad representado por el valor del factor de reducción de respuesta R .

Combinaciones de variables

X1 = ductilidad R

X2 = resistencia a compresión del concreto F_c

X3 = resistencia cedente del acero de refuerzo F_y

Combinación 1 (A1) = $R.\text{menor} + (0.21F_c + F_c) + (0.15F_y + F_y)$

Combinación 2 (A2) = $R.\text{menor} + (0.21F_c + F_c) + (0.15F_y - F_y)$

Combinación 3 (A3) = $R.\text{menor} + (0.21F_c - F_c) + (0.15F_y + F_y)$

Combinación 4 (A4) = $R.\text{menor} + (0.21F_c - F_c) + (0.15F_y - F_y)$

Combinación 5 (A5) = $R.\text{mayor} + (0.21F_c + F_c) + (0.15F_y + F_y)$

Combinación 6 (A6) = $R.\text{mayor} + (0.21F_c + F_c) + (0.15F_y - F_y)$

Combinación 7 (A7) = $R.\text{mayor} + (0.21F_c - F_c) + (0.15F_y + F_y)$

Combinación 8 (A8) = $R.\text{mayor} + (0.21F_c - F_c) + (0.15F_y - F_y)$

Modelo 1

Relación D/C columnas

A continuación se muestran la relación D/C de las columnas.

Combinación A1. (Ver figura)

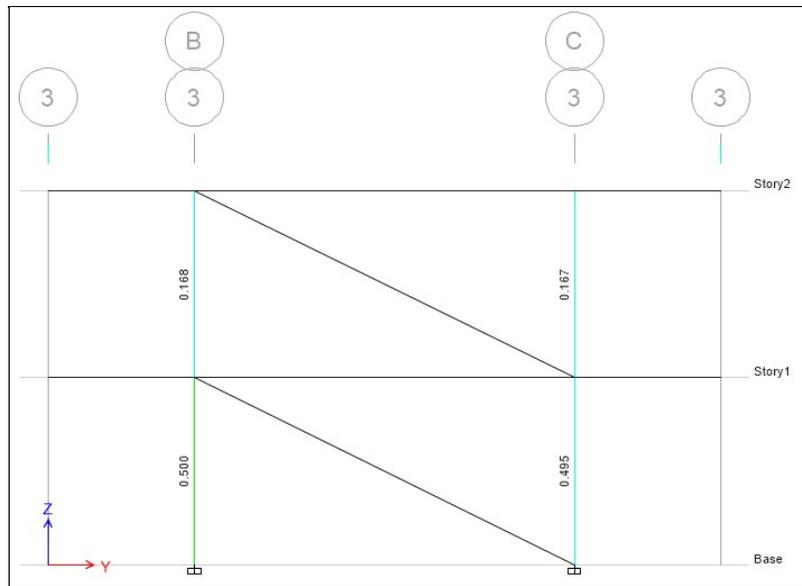


Figura 25. **Combinación A1.** Datos aportados por ETABS V16.

Combinación A2. (Ver figura)

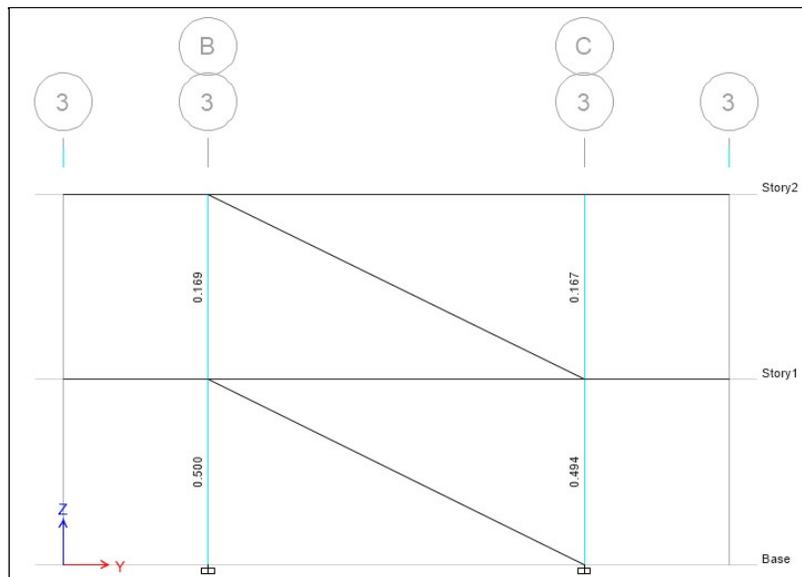


Figura 26. **Combinación A2.** Datos aportados por ETABS V16.

Combinación A3. (Ver figura)

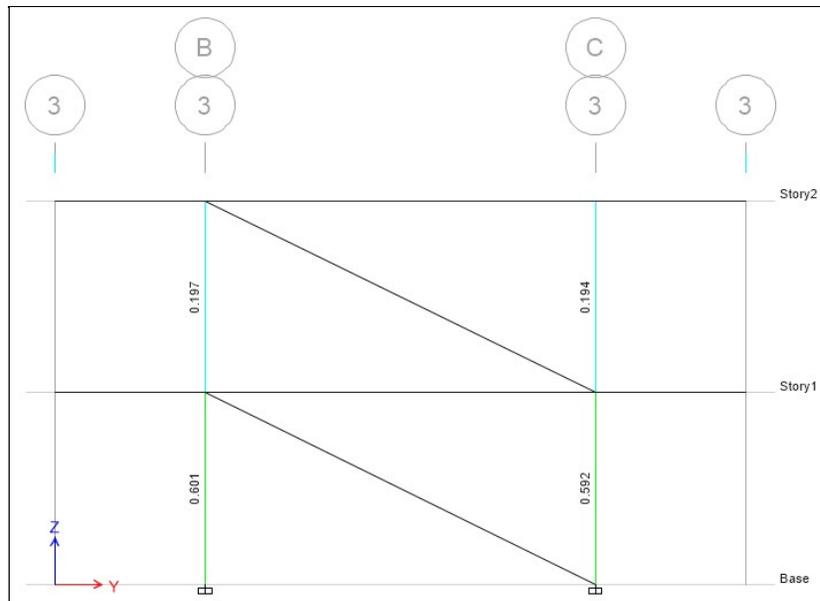


Figura 27. **Combinación A3.** Datos aportados por ETABS V16.

Combinación A4. (Ver figura)

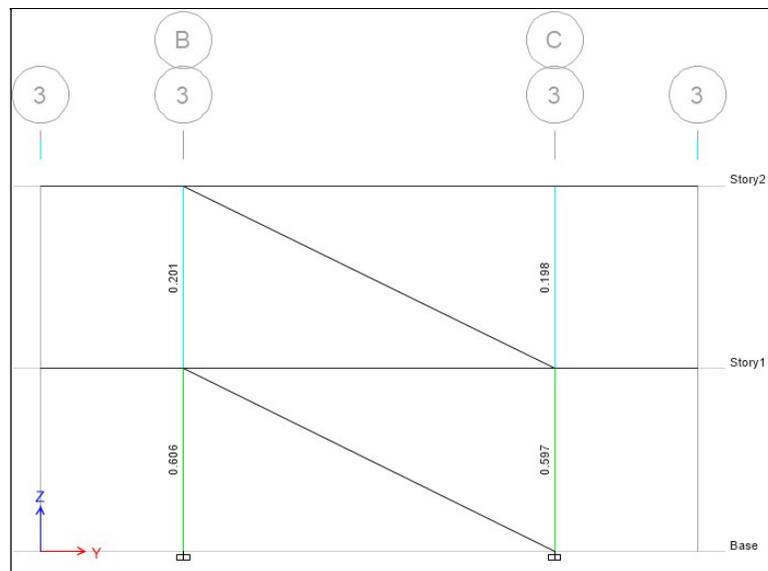


Figura 28. **Combinación A4.** Datos aportados por ETABS V16.

Combinación A5. (Ver figura)

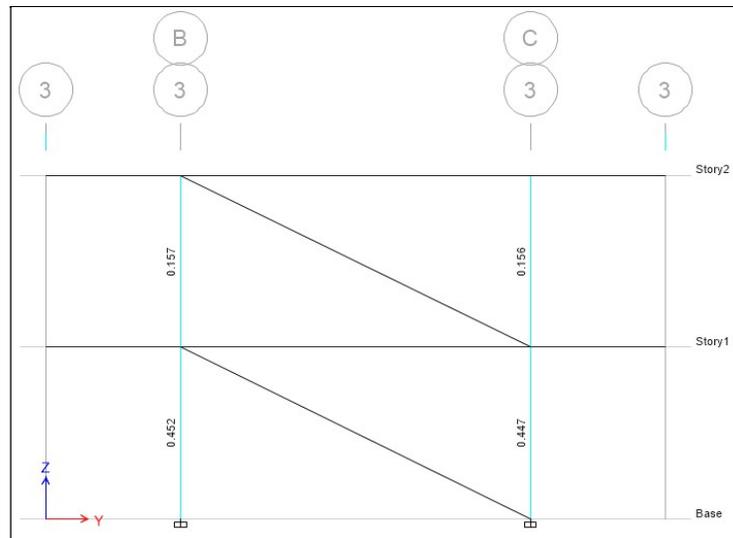


Figura 29. **Combinación A5.** Datos aportados por ETABS V16.

Combinación A6. (Ver figura)

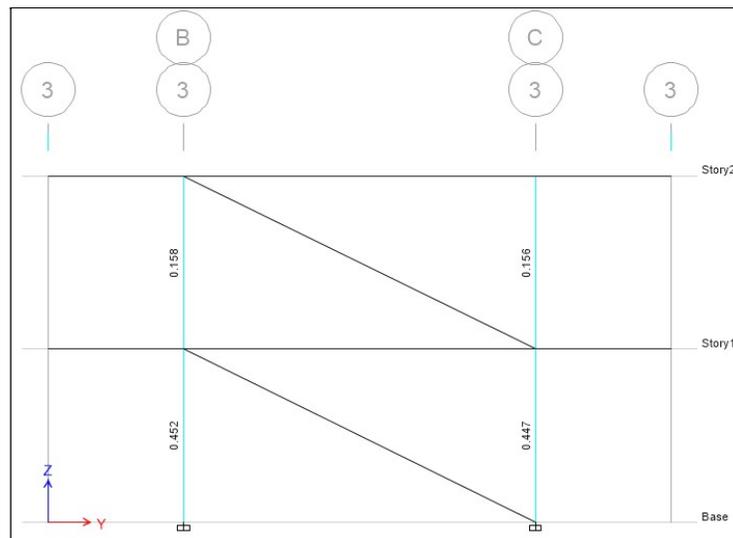


Figura 30. **Combinación A6.** Datos aportados por ETABS V16.

Combinación A7. (Ver figura)

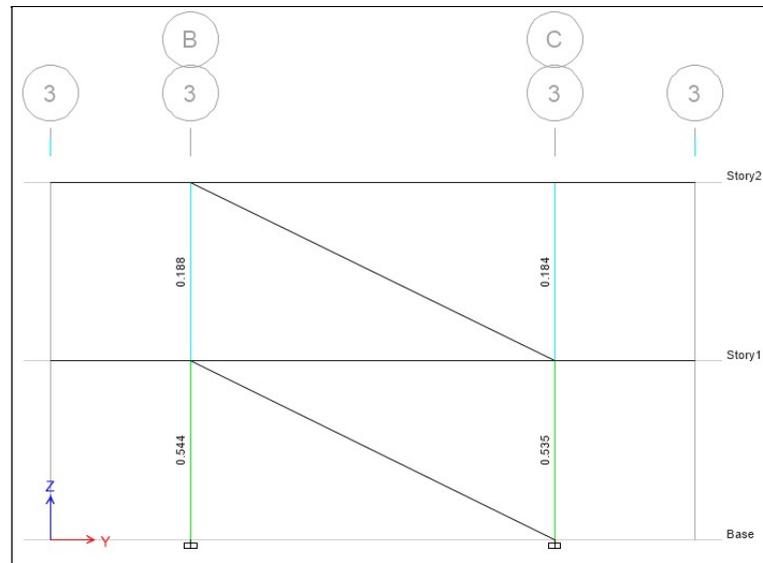


Figura 31. **Combinación A7.** Datos aportados por ETABS V16.

Cuadro 8. Función de fallo $G(x) = \text{Relación D/C columnas} > 1$ en modelo 1.

Comb. A1		Comb. A5	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	0.5	Y2 menor	0.452
Comb. A2		Comb. A6	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	0.5	Y2 menor	0.452
Comb. A3		Comb. A7	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	0.601	Y2 menor	0.537
Comb. A4		Comb. A8	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	0.606	Y2 menor	0.544

La tabla indica que Y1 representa el limite 1, y Y2 representa la relación D/C.

Cuadro 9. Datos de material en modelo 1.

Fy	4200
F'c	210
Cv acero	0.15
Cv concreto	0.21

La tabla muestra los valores de las resistencias teóricas y los coeficientes de variabilidad de las resistencias

Cuadro 10. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 1.

Puntos	X1	X2	X3	g(x)	g(x)2
A1	R = 3.5	254.1	4830	0.5	0.25
A2			3570	0.5	0.25
A3	R = 3.5	165.9	4830	0.399	0.159201
A4			3570	0.394	0.155236
A5	R = 5	254.1	4830	0.548	0.300304
A6			3570	0.548	0.300304
A7	R = 5	165.9	4830	0.463	0.214369
A8			3570	0.456	0.207936
Total				3.808	1.83735

Cuadro 11. Parámetros estadísticos en modelo 1.

u	0.476
E(v)2	0.22966875
T	0.055612499
B	8.559227009

El índice de confiabilidad $B = 8.559$

La probabilidad de fallo es igual a 0.000029%

Para un índice de confiabilidad β igual 8.559, la probabilidad de falla en las columnas a flexo-compresión es del 0.000029% en la columna B3. Este modelo representa el espectro de la norma 1756-82, y considera la tabiquería en el análisis estructural.

Modelo 2

Del mismo modo se determinaron las relaciones demanda vs capacidad en las columnas de los pórticos en concreto reforzado para el modelo 2, teniendo los resultados expresados en el cuadro siguiente.

Cuadro 12. Función de fallo $G(x) = \text{Relación D/C columnas} > 1$ en modelo 2.

A1		A5	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	0.59	Y2 menor	0.497
A2		A6	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1

Y2 menor	0.588	Y2 menor	0.496
A3		A7	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	0.736	Y2 menor	0.603
A4		A8	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	0.739	Y2 menor	0.606

La tabla indica que Y1 representa el limite 1, y Y2 representa la relación D/C.

Cuadro 13. Datos de material en modelo 2.

Fy	4200
F'c	210
Cv acero	0.15
Cv concreto	0.21

La tabla muestra los valores de las resistencias teóricas y los coeficientes de variabilidad de las resistencias

Cuadro 14. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 2.

Puntos	X1	X2	X3	g(x)	g(x)2
A1	R = 4.5	254.1	4830	0.41	0.1681
A2			3570	0.412	0.169744
A3	R = 4.5	165.9	4830	0.264	0.069696
A4			3570	0.261	0.068121

A5	R = 6	254.1	4830	0.503	0.253009
A6			3570	0.504	0.254016
A7	R = 6	165.9	4830	0.397	0.157609
A8			3570	0.394	0.155236
Total				3.145	1.295531

Cuadro 15. Parámetros estadísticos en modelo 2.

u	0.393125
E(v)²	0.161941375
T	0.085989007
B	4.571805308

El índice de confiabilidad $B = 4.57$

La probabilidad de fallo es igual a 0.0002607%

Para un índice de confiabilidad β igual 4.57, la probabilidad de falla en las columnas a flexo-compresión es del 0.0002607% en la columna B3. Este modelo representa el espectro de la norma 1756-82, y no considera la tabiquería en el análisis estructural.

Modelo 3

Del mismo modo se determinaron las relaciones demanda vs capacidad en las columnas de los pórticos en concreto reforzado para el modelo 2, teniendo los resultados expresados en el cuadro siguiente.

Cuadro 16. Función de fallo $G(x)$ = Relación D/C columnas > 1 en modelo 3.

A1		A5	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	0.811	Y2 menor	0.668
A2		A6	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	0.837	Y2 menor	0.672
A3		A7	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	0.966	Y2 menor	0.79
A4		A8	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	0.974	Y2 menor	0.796

La tabla indica que Y1 representa el limite 1, y Y2 representa la relación D/C.

Cuadro 17. Datos de material en modelo 3.

Fy	4200
F'c	210
Cv acero	0.15
Cv concreto	0.21

La tabla muestra los valores de las resistencias teóricas y los coeficientes de variabilidad de las resistencias.

Cuadro 18. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 3.

Puntos	X1	X2	X3	g(x)	g(x)2
A1	R = 3.5	254.1	4830	0.189	0.035721
A2			3570	0.163	0.026569
A3	R = 3.5	165.9	4830	0.034	0.001156
A4			3570	0.026	0.000676
A5	R = 5	254.1	4830	0.332	0.110224
A6			3570	0.328	0.107584
A7	R = 5	165.9	4830	0.21	0.0441
A8			3570	0.204	0.041616
Total				1.486	0.367646

Cuadro 19. Parámetros estadísticos en modelo 3.

u	0.18575
E(v)2	0.04595575
T	0.10701723
B	1.735701813

El índice de confiabilidad $B = 1.735$

La probabilidad de fallo es igual a 4%

Para un índice de confiabilidad β igual 1.735, la probabilidad de falla en las columnas a flexo-compresión es del 4% en la columna B3. Este modelo representa el espectro de la norma 1756-01, y considera la tabiquería en el análisis estructural.

Modelo 4

Del mismo modo se determinaron las relaciones demanda vs capacidad en las columnas de los pórticos en concreto reforzado para el modelo 2, teniendo los resultados expresados en el cuadro siguiente.

Cuadro 20. Función de fallo $G(x) = \text{Relación D/C columnas} > 1$ en modelo 4.

A1		A5	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	0.961	Y2 menor	0.767
A2		A6	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	1	Y2 menor	0.799
A3		A7	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	1.16	Y2 menor	0.93
A4		A8	
Y1 mayor	1	Y1 mayor	1
Y2 menor	1.175	Y2 menor	0.938

La tabla indica que Y1 representa el límite 1, y Y2 representa la relación D/C.

Cuadro 21. Datos de material en modelo 4.

F_y	4200
F'c	210
Cv acero	0.15
Cv concreto	0.21

La tabla muestra los valores de las resistencias teóricas y los coeficientes de variabilidad de las resistencias.

Cuadro 22. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 4.

Puntos	X1	X2	X3	g(x)	g(x)2
A1	R = 4.5	254.1	4830	0.039	0.001521
A2			3570	0	0
A3	R = 4.5	165.9	4830	-0.16	0.0256
A4			3570	-0.175	0.030625
A5	R = 6	254.1	4830	0.233	0.054289
A6			3570	0.201	0.040401
A7	R = 6	165.9	4830	0.07	0.0049
A8			3570	0.062	0.003844
Total				0.27	0.16118

Cuadro 23. Parámetros estadísticos en modelo 4.

u	0.03375
E(v)2	0.0201475
T	0.13787109
B	0.244793887

El índice de confiabilidad B = 0.244

La probabilidad de fallo es igual a 40%

Para un índice de confiabilidad β igual 0.244, la probabilidad de falla en las columnas a flexo-compresión es del 40% en la columna B3, este modelo representa la norma 1756-01, y no considera la tabiquería en el análisis estructural.

Chequeo de resistencia al corte en las columnas

Para calcular el índice de confiabilidad de la resistencia a la fuerza cortante en las columnas se utilizó el mismo procedimiento, la diferencia es que la función de fallo que se utilizó, es cuando $V_p > \phi V_n$, siendo V_p el corte por capacidad producido por los momentos probables que ocurren en los extremos de las columnas y ϕV_n es la resistencia total al corte. Valores de V_p y ϕV_n en toneladas, donde Y_1 representa la resistencia total al corte ϕV_n , y Y_2 el corte por capacidad V_p .

Cuadro 24. Datos de material en modelo 4.

Fy	4200
F'c	210
Cv acero	0.15
Cv concreto	0.21

Modelo 1

Cuadro 25. Calculo del corte por capacidad y el corte resistente en modelo 1.

Combinaciones	Elementos	Momento R. (MxTn)	Corte V_p (Tn)	Corte ϕV_n (Tn)
A1	C-B3	46.8	39	50

A2	C-B3	43	35.8	40
A3	C-B3	42.2	35.16	47.5
A4	C-B3	38.9	32.42	37.9
A5	C-B3	46.7	38.9	50
A6	C-B3	43	35.83	40.3
A7	C-B3	42.19	35.16	47.5
A8	C-B3	38.8	32.33	37.8

Cuadro 26. Función de fallo $G(x)$ = cuando $V_p > \phi V_n$ en modelo 1.

A1		A5	
Y1 mayor	50	Y1 mayor	50
Y2 menor	39	Y2 menor	38.9
A2		A6	
Y1 mayor	40	Y1 mayor	40.3
Y2 menor	35.8	Y2 menor	35.83
A3		A7	
Y1 mayor	47.5	Y1 mayor	47.5
Y2 menor	35.16	Y2 menor	35.16
A4		A8	
Y1 mayor	37.9	Y1 mayor	37.8
Y2 menor	32.42	Y2 menor	32.33

Cuadro 27. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 1.

Puntos	X1	X2	X3	g(x)	g(x)2
A1	R = 3.5	254.1	4830	11	121

A2			3570	4.2	17.64
A3	R = 3.5	165.9	4830	12.34	152.2756
A4			3570	5.48	30.0304
A5	R = 5	254.1	4830	11.1	123.21
A6			3570	4.47	19.9809
A7	R = 5	165.9	4830	12.34	152.2756
A8			3570	5.47	29.9209
Total				66.4	646.3334

Cuadro 28. Parametros estadisticos en modelo 1.

u	8.3
E(v)2	80.791675
T	3.449880433
B	2.405880482

El índice de confiabilidad $B = 2.405$

La probabilidad de fallo es igual a 0.8%

También se observa como en el modelo la columna B-3, la probabilidad de fallo de la fuerza de corte total es aproximadamente el 0.8%. Estos valores son aceptables.

Modelo 2

Cuadro 29. Calculo del corte por capacidad y el corte resistente en modelo 2.

Combinaciones	Elementos	Momento R. (MxTn)	Corte Vp (Tn)	Corte ϕVn (Tn)
A1	C-B3	46.5	38.8	49.4

A2	C-B3	42.77	35.6	40.28
A3	C-B3	41.41	34.51	47.17
A4	C-B3	38.70	32.25	37.79
A5	C-B3	46.5	38.75	49.91
A6	C-B3	42.68	35.57	40.25
A7	C-B3	41.97	34.98	47.43
A8	C-B3	38.65	32.21	37.77

Cuadro 30. Función de fallo $G(x)$ = cuando $V_p > \phi V_n$ en modelo 2.

A1		A5	
Y1 mayor	49.4	Y1 mayor	49.91
Y2 menor	38.8	Y2 menor	38.75
A2		A6	
Y1 mayor	40.28	Y1 mayor	40.25
Y2 menor	35.6	Y2 menor	35.57
A3		A7	
Y1 mayor	47.17	Y1 mayor	47.43
Y2 menor	34.51	Y2 menor	34.98
A4		A8	
Y1 mayor	37.79	Y1 mayor	37.77
Y2 menor	32.25	Y2 menor	32.21

Cuadro 31. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 2.

Puntos	X1	X2	X3	g(x)	g(x)2
A1	R = 4.5	254.1	4830	10.6	112.36

A2			3570	4.68	21.9024
A3	R = 4.5	165.9	4830	12.66	160.2756
A4			3570	5.54	30.6916
A5	R = 6	254.1	4830	11.16	124.5456
A6			3570	4.68	21.9024
A7	R = 6	165.9	4830	12.45	155.0025
A8			3570	5.56	30.9136
Total				67.33	657.5937

Cuadro 32. Parametros estadisticos en modelo 2

u	8.41625
E(v)²	82.1992125
T	3.371342231
B	2.496409271

El índice de confiabilidad $B = 2.496$

La probabilidad de fallo es igual a 0.5%

También se observa como en el modelo la columna B-3, la probabilidad de fallo de la fuerza de corte total es aproximadamente el 0.5%. estos valores son aceptables.

Modelo 3

Cuadro 33. Calculo del corte por capacidad y el corte resistente en modelo 3.

Combinaciones	Elementos	Momento R. (MxTn)	Corte Vp (Tn)	Corte ϕVn (Tn)
A1	C-B3	48.41	40.34	49.70

A2	C-B3	40.82	34.01	27.37
A3	C-B3	44.90	37.42	47.20
A4	C-B3	40.87	34.05	37.57
A5	C-B3	51.50	42.92	50.80
A6	C-B3	41.20	34.33	27.37
A7	C-B3	45.14	37.62	47.30
A8	C-B3	43.03	35.86	38.47

Cuadro 34. Función de fallo $G(x)$ = cuando $V_p > \phi V_n$ en modelo 3.

A1		A5	
Y1 mayor	49.7	Y1 mayor	50.8
Y2 menor	39	Y2 menor	38.9
A2		A6	
Y1 mayor	27.37	Y1 mayor	27.37
Y2 menor	35.8	Y2 menor	35.83
A3		A7	
Y1 mayor	47.2	Y1 mayor	47.3
Y2 menor	35.16	Y2 menor	35.16
A4		A8	
Y1 mayor	37.57	Y1 mayor	38.47
Y2 menor	32.42	Y2 menor	32.33

Cuadro 35. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 3.

Puntos	X1	X2	X3	g(x)	g(x)2
A1	R = 3.5	254.1	4830	10.7	114.49

A2			3570	-8.43	71.0649
A3	R = 3.5	165.9	4830	12.04	144.9616
A4			3570	5.15	26.5225
A5	R = 5	254.1	4830	11.9	141.61
A6			3570	-8.46	71.5716
A7	R = 5	165.9	4830	12.14	147.3796
A8			3570	6.14	37.6996
Total				41.18	755.2998

Cuadro 36. Parametros estadisticos en modelo 3.

u	5.1475
E(v)2	94.412475
T	8.241099365
B	0.624613267

El índice de confiabilidad $B = 0.624$

La probabilidad de fallo es igual a 27.4%

También se observa como en el modelo la columna B-3, la probabilidad de fallo de la fuerza de corte total es aproximadamente el 27.4%. estos valores no son aceptables.

Modelo 4

Cuadro 37. Calculo del corte por capacidad y el corte resistente en modelo 4

Combinaciones	Elementos	Momento R.	Corte Vp	Corte ϕVn
----------------------	------------------	-------------------	-----------------	-----------------------------------

		(MxTn)	(Tn)	(Tn)
A1	C-B3	46.70	38.91	37.00
A2	C-B3	41.60	34.66	27.37
A3	C-B3	44.15	36.79	37.00
A4	C-B3	39.35	32.79	27.37
A5	C-B3	51.18	42.65	50.60
A6	C-B3	41.80	34.83	27.37
A7	C-B3	45.50	37.91	47.50
A8	C-B3	42.80	35.66	38.27

Cuadro 38. Función de fallo $G(x)$ = cuando $V_p > \phi V_n$ en modelo 4.

A1		A5	
Y1 mayor	37	Y1 mayor	50.6
Y2 menor	38.91	Y2 menor	42.65
A2		A6	
Y1 mayor	27.37	Y1 mayor	27.37
Y2 menor	34.66	Y2 menor	34.83
A3		A7	
Y1 mayor	37	Y1 mayor	47.5
Y2 menor	36.79	Y2 menor	37.91
A4		A8	
Y1 mayor	27.37	Y1 mayor	38.27
Y2 menor	32.79	Y2 menor	35.66

Cuadro 39. Estimadores puntuales (C-B3) en modelo 4

Puntos	X1	X2	X3	g(x)	g(x)2
A1	R = 4.5	254.1	4830	-1.91	3.6481
A2			3570	-7.29	53.1441
A3	R = 4.5	165.9	4830	0.21	0.0441
A4			3570	-5.42	29.3764
A5	R = 6	254.1	4830	7.95	63.2025
A6			3570	-7.46	55.6516
A7	R = 6	165.9	4830	9.59	91.9681
A8			3570	2.61	6.8121
Total				-1.72	303.847

Cuadro 40. Parametros estadisticos en modelo 4.

u	
E(v)2	37.980875
T	6.159111137
B	-0.034907634

El índice de confiabilidad $B = 0.0349$

La probabilidad de fallo es más del 50%

También se observa como en el modelo la columna B-3, la probabilidad de fallo de la fuerza de corte total es aproximadamente más del 50%. estos valores no son aceptables.

Fase III. Establecer parámetros comparativos entre las Normas Sismorresistentes 1756-1982 y 1756-2001 de acuerdo a los resultados obtenidos.

En esta última fase se analizaron detalladamente cada uno de los resultados evaluados en los anteriores procedimientos, el cual, reflejará un objetivo claro para la comparación entre ambas normativas a nivel de aceleraciones y todo lo que conlleva el comportamiento sísmico de los miembros estructurales considerados, siendo éstos, los más críticos o desfavorables de todo el sistema aporticado. Cabe destacar que la comparativa se basó en 4 modelos estructurales ante variabilidades de resistencias, aceleraciones y ductilidad global. A continuación se presentan los índices de confiabilidad, probabilidad de fallo, entre otros ítem mostrados gráficamente para cada uno.

Índice de confiabilidad B, para Función de fallo $G(x) = \text{Relación D/C columnas} > 1$.

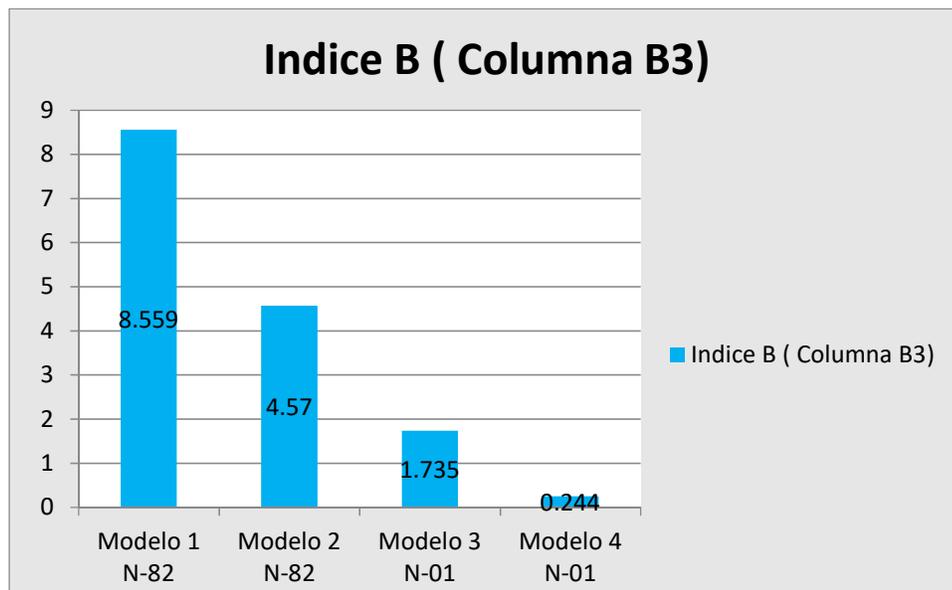


Gráfico 5. Índice confiabilidad para función de fallo D/C en columna B3. Datos aportados por el investigador

Probabilidad de fallo en %, para Función de fallo $G(x) = \text{Relación D/C columnas} > 1$.

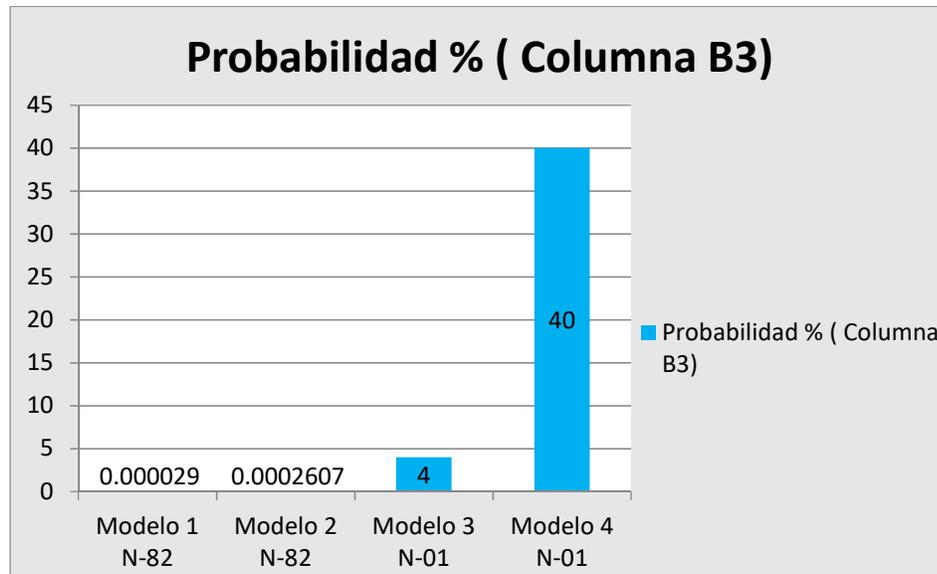


Gráfico 6. Probabilidad de fallo para función de fallo D/C en columna B3. Datos aportados por el investigador

Índice de confiabilidad B, para Función de fallo $G(x) = \text{cuando } V_p > \phi V_n$

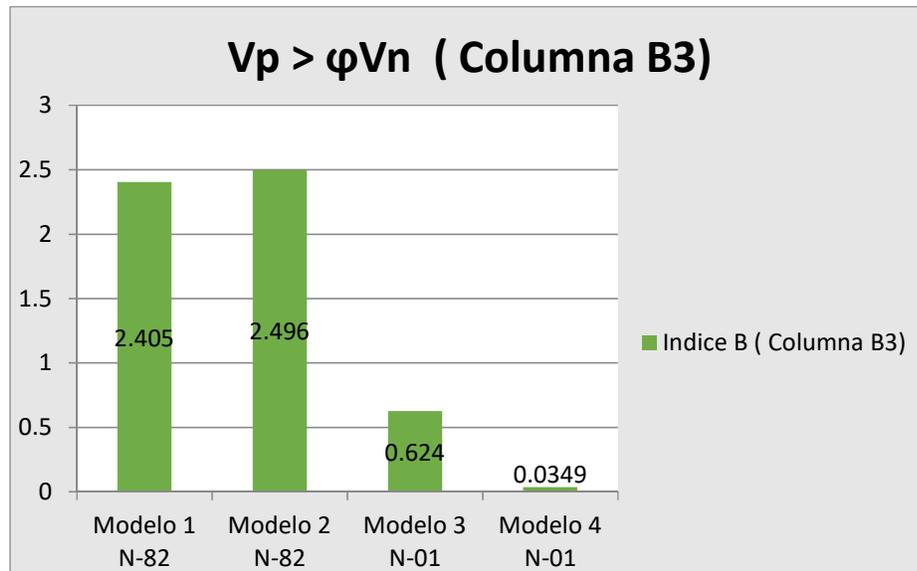


Gráfico 7. Índice de confiabilidad para función de fallo $V_p > \phi V_n$ en columna B3. Datos aportados por el investigador

Probabilidad de fallo en %, para Función de fallo $G(x) = \text{cuando } V_p > \phi V_n$

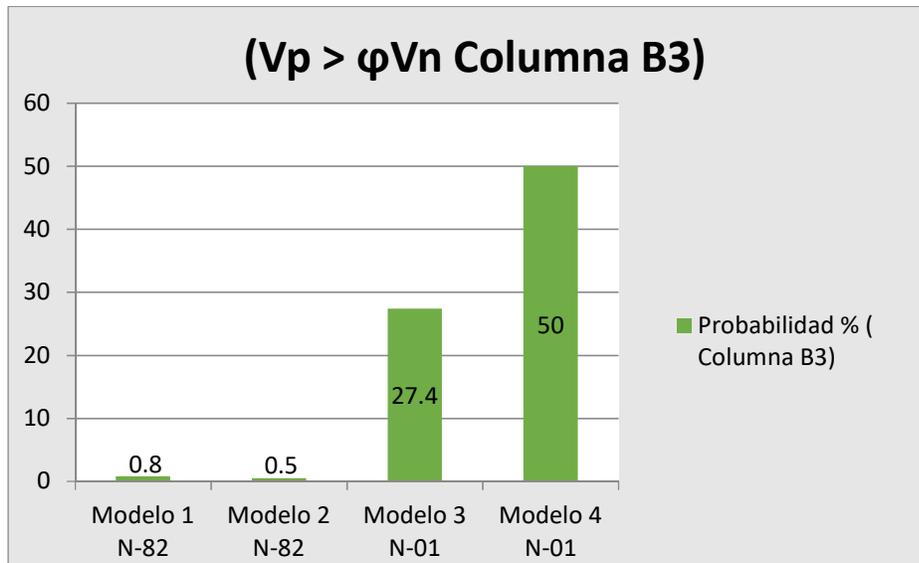


Gráfico 8. Probabilidad de fallo para función de fallo $V_p > \phi V_n$ en columna B3. Datos aportados por el investigador

Índice de confiabilidad B, para Función de fallo $G(x) = \text{Relación D/C columnas} > 1$, Norma 1756.82 Vs Norma 1756-01

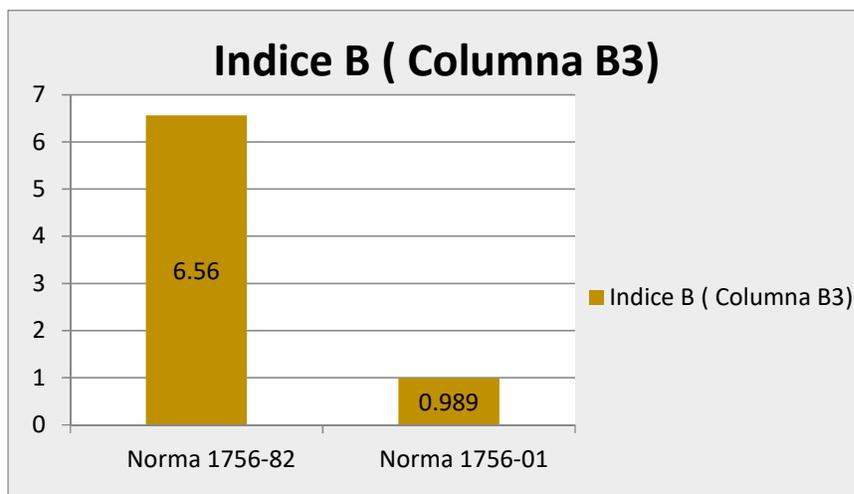


Gráfico 9. Índice confiabilidad para función de fallo D/C entre normas. Datos aportados por el investigador

Probabilidad de fallo en %, para Función de fallo $G(x) = \text{Relación D/C columnas} > 1$, Norma 1756.82 Vs Norma 1756-01

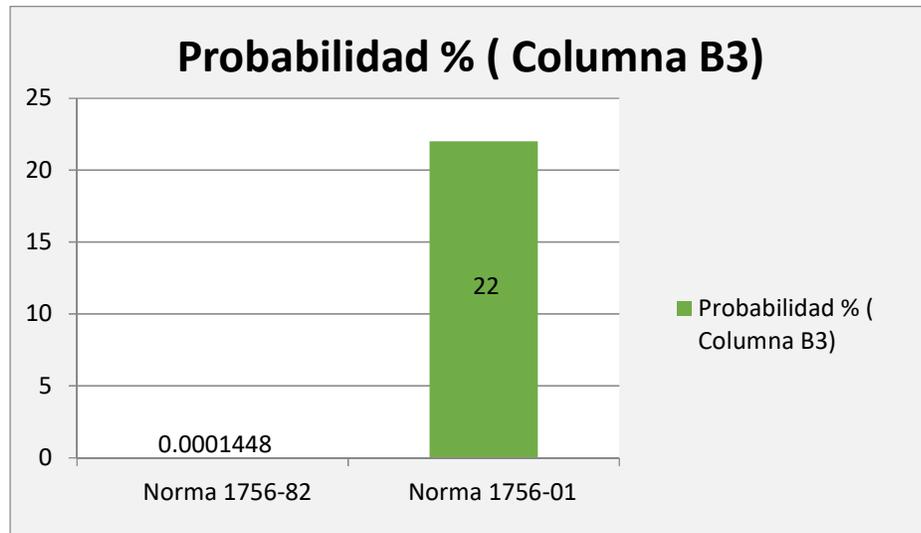


Gráfico 10. Probabilidad de fallo para función de fallo D/C entre normas. Datos aportados por el investigador

Índice de confiabilidad B, para Función de fallo $G(x) = \text{cuando } V_p > \phi V_n$ Norma 1756.82 Vs Norma 1756-01

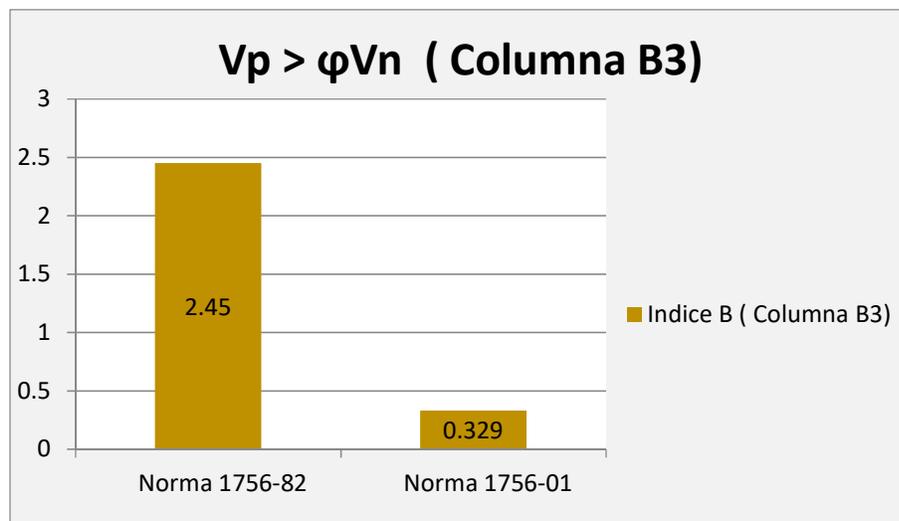


Gráfico 11. Índice de confiabilidad para función de fallo $V_p > \phi V_n$ entre normas. Datos aportados por el investigador

Probabilidad de fallo en %, para Función de fallo $G(x) = \text{cuando } V_p > \phi V_n$
 Norma 1756.82 Vs Norma 1756-01

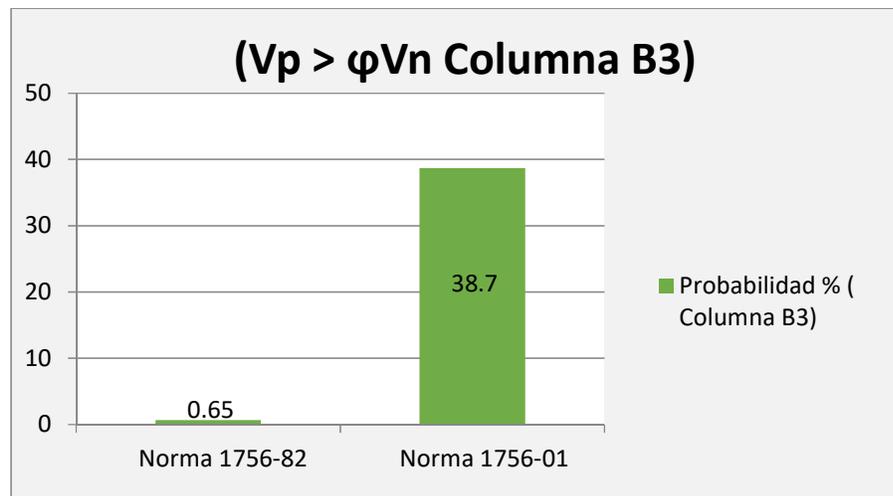


Gráfico 12. Probabilidad de fallo para función de fallo $V_p > \phi V_n$ en columna B3. Datos aportados por el investigador

La figura presente a continuación, refleja los parámetros establecidos según el método de Estimadores Puntuales que se deben tomar en cuenta para determinar el índice de confiabilidad y probabilidad de fallo de los miembros que componen la estructura. (Ver figura)

BETA	Prob. Fallo	BETA	Prob. Fallo
0.0	0.50000017	2.6	0.00466122
0.2	0.42074018	2.8	0.00255519
0.4	0.34457820	3.0	0.00134997
0.6	0.27425299	3.2	0.00068720
0.8	0.21185528	3.4	0.00033698
1.0	0.15865522	3.6	0.00015915
1.2	0.11506971	3.8	0.00007237
1.4	0.08075669	4.0	0.00003169
1.6	0.05479928	4.2	0.00001335
1.8	0.03593026	4.4	0.00000542
2.0	0.02275006	4.6	0.00000211
2.2	0.01390340	4.8	0.00000079
2.4	0.00819753	5.0	0.00000029

Figura 32. Parámetros de Índices de Confiabilidad y Probabilidad de fallo. Tomados de datos aportados por "La Introducción a la Fiabilidad Estructural"

Se tomó en consideración a su vez los valores establecidos según la importancia del uso de la edificación, según parámetros establecidos por Ravindra y Galamdos, Ref. (3.2) establecidos e indicados en la bibliografía

“Introducción a la Fiabilidad Estructural” se tiene que los valores recomendados son los siguientes:

$\beta = 3$ (Estructuras Habituales)

$\beta = 4.5$ (Estructuras de Gran Responsabilidad)

$\beta = 2.5$ (Estructuras Temporales)

Índice de confiabilidad B , recomendados por el formato LRFD, Ravindra y Galambos, Ref. (3.2).

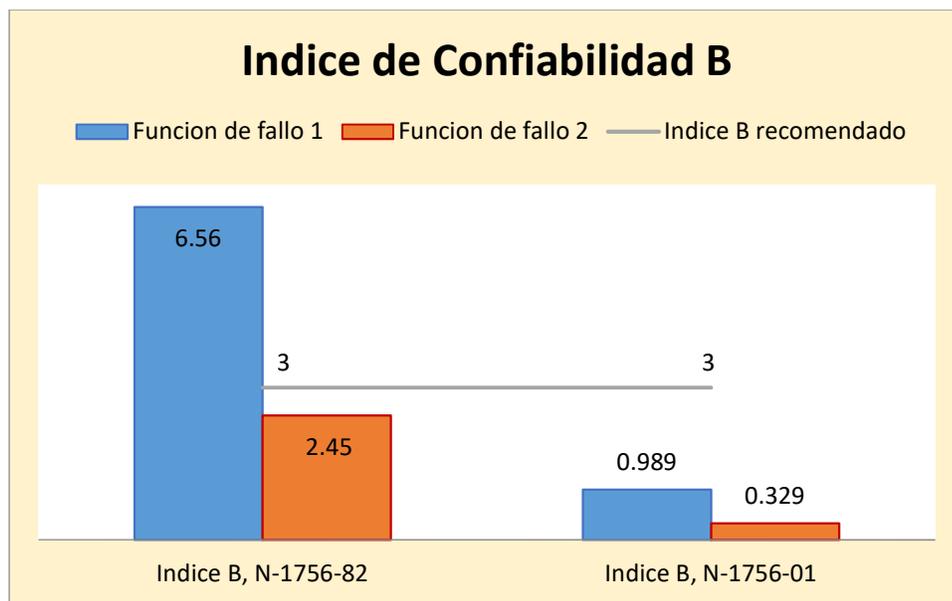


Gráfico 13. **Índices de confiabilidad recomendados.** Datos aportados por el investigador

La evaluación de los distintos modelos analíticos realizada consideró algunos aspectos de gran importancia, como por ejemplo, el nivel de amenaza sísmica tomada para la evaluación corresponde a un sismo de diseño con un coeficiente máximo probable de aceleración horizontal igual a 0.30g, para la Norma 1756-82 y 0.40g para la Norma 1756-01, con periodos de retorno mayores a 475 años, una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. También, se tomaron aspectos no menos importante como las características

del suelo, las características de los materiales que conforman los elementos estructurales y las características geométricas de la estructura en estudio.

Con el análisis de confiabilidad se tuvieron resultados en probabilidades de fallas de un 38.7% para los modelos que consideran la Norma 1756-01, como valor medio, y un 0.65% en los modelos que consideran la Norma 1756-82, lo que evidencia el incremento en el porcentaje por más del 35%, de allí la importancia del estudio de vulnerabilidad a las edificaciones que fueron construida con la Norma 1756-82.

Por otro lado, que de acuerdo a los valores del índice de confiabilidad recomendados por el formato LRFD, Ravindra y Galambos, Ref. (3.2), corresponden a 3 para estructuras habituales, 4.5 a estructuras de gran importancia y 2.5 a estructuras temporales, los valores obtenidos para Función de fallo $G(x) = \text{Relación D/C columnas} > 1$ fueron de 6,56 utilizando la norma 1756-1982, mientras que para la norma 1756-2001 fue de 0,98 lo que hay un margen bastante representativo entre ambas. Así mismo se eviencio para el índice de confiabilidad considerando una Función de fallo $G(x) = \text{cuando } V_p > \phi V_n$.

Se puede apreciar también en las gráficas, como los modelos que corresponden a la norma 1756-82, los valores se encuentran por encima de los recomendados, mientras que para los modelos de la norma 1756-01, los valores están muy por debajo del recomendado, evidenciando elevadas probabilidades de fallas que pueden comprometer el sistema estructural considerado.

Así mismo, de acuerdo a lo citado, se tiene como referencia un basamento en análisis de los índices de confiabilidad, establecidos en la referencia Bibliográfica "Introducción a la Fiabilidad Estructural" JCCS considera que los parámetros sujetos a la optimización en cuanto a la reducción de colapsos estructurales para las situaciones más habituales de diseño son los siguientes:

Cuadro 41. Parámetros de Optimización basados en JCCS

Medidas de seguridad	Consecuencia del fallo Pequeña Pf < 2	Consecuencia del Fallo Moderado 2 < Pf < 5	Consecuencia del Fallo Grande 5 < Pf < 10	Daño Irreversible Pf > 10%
Grande (A)	$\beta = 3.1$	$\beta = 3.3$	$\beta = 3.7$	$\beta = 1.3$
Normal (B)	$\beta = 3.7$	$\beta = 4.2$	$\beta = 4.4$	$\beta = 1.7$
Pequeño (C)	$\beta = 4.2$	$\beta = 4.4$	$\beta = 4.7$	$\beta = 2.3$

Nota: Tomado de la Bibliografía Introducción a la Fiabilidad Estructural, tabla 12.

Por consiguiente, se demostró en el análisis probabilístico que el índice de confiabilidad estructural de los miembros seleccionados no es favorable cuando se consideran los parámetros para las condiciones de la Norma 1756-2001, por lo que cabe destacar que por ubicarse de manera aproximada cerca de los parámetros de daño irreversible, las medidas de seguridad que se deberían de tomar son elevadas, ya que existiría mayor probabilidad de generarse rotulas plásticas en los extremos de los miembros, lo cual sería muy perjudicial, ya que la perdida de rigidez significativa puede conllevar a un colapso inminente en una estructura.

CONCLUSIONES

Una vez de haber realizado la evaluación de los distintos modelos analíticos considerados en el estudio con y sin mampostería, se puede concluir que en los modelos donde se consideró la mampostería, las fuerzas de corte en la base aumentaron aproximadamente en un 10%, con respecto a los modelos sin mampostería, en cuanto a las propiedades dinámicas variaron en los modelos al considerar la misma, el periodo fundamental disminuye en los modelos donde se consideraron las paredes, esto se debe a la contribución de las paredes en la rigidez lateral de los pórticos.

En relación a la comparación entre la norma 1756-82 y la norma 1756-02, también se pudo apreciar como la aceleración espectral para la norma del año 82 aumento de 162.8 cm/sg^2 a 313.9 cm/sg^2 para la norma del año 1998 con revisión en el 2001, lo que indica una notable diferencia entre ambas normas, y que en función a las construcciones existentes es evidente que existe una mayor probabilidad de incidencia negativa al respecto, ya que al ser expuestas a fuerzas externas mayores, los esfuerzos internos producto a la generación de fuerzas inerciales serán proporcionales a dicho escenario.

En el mismo orden de ideas, se ha tomado como punto de partida la Teoría de Probabilidades del método de Estimadores Puntuales para el desarrollo del presente trabajo, usando las distribuciones y variaciones que se adaptan mejor al uso en la Ingeniería Estructural aplicada en evaluaciones de estructuras existentes, siendo una teoría racional a la seguridad inherente en el Diseño y construcción. En el presente Trabajo Especial de Grado se expusieron distribuciones, con sus respectivas variaciones de resistencia y demanda sísmica, que han servido como base para calcular los esfuerzos internos de los miembros estructurales seleccionados.

Así mismo, se ha planteado diversos modelos que han descrito las propiedades más importantes de la Resistencia solicitados por las distintas acciones de carga de acuerdo a la aplicación de cada norma utilizada, con el

fin de comparar las distintas metodologías, Esfuerzos Permisibles, Resistencia Ultima, en el que los resultados han evidenciado el peligro sísmico que acarrearán las edificaciones construidas hace más de 20 años, sobre todo las instituciones educativas del estado.

Con respecto al análisis de confiabilidad estructural empleado en el presente trabajo; el índice de confiabilidad B, para los modelos con la norma 1756-82, se encuentran entre 2.45 para la función de fallo de la fuerza cortante y 6.56 para la función de fallo de la relación demanda/ capacidad en las columnas, mientras que para la norma 1756-01 los índices B, se encontraron entre 0.989 y 0.329, lo que deja en evidencia que los modelos de la escuela evaluados con la norma 1756-01 presentan índices de confiabilidad muy por debajo que los recomendados para estructuras de uso habituales, esto deja claro la vulnerabilidad de este tipo de edificaciones ante fuerzas inducidas por sismos que alcancen aceleraciones máximas del terreno propuestas en los últimos requerimientos de la norma sismorresistente 1756-01, conociendo también que existe para la presente fecha cambios importantes con respecto al nuevo proyecto de norma.

RECOMENDACIONES

Luego de haber realizado el estudio comparativo entre la norma 1756-82 y la norma 1756-01, se propusieron algunas recomendaciones, partiendo desde un enfoque arquitectónico que permita concebir mejores configuraciones estructurales y garantizar un buen funcionamiento de las estructuras, cabe destacar, que es de suma importancia proponer edificaciones lo más regulares posibles para evitar generar incertidumbres en el comportamiento dinámico.

De la misma manera, a los ingenieros encargados de los diseños estructurales, es necesario, hacer cumplir las normativas de diseño, así como el aplicar de forma segura los conocimientos en el área de análisis y diseño sismorresistente de edificaciones en zonas de moderada a elevada amenaza sísmica utilizando las normativas vigentes y criterios validos reconocidos en la ingeniería internacional para apostar a una mayor confianza del proyecto.

En cuanto a los investigadores, profundizar los conocimientos entorno a las diferentes áreas de la ingeniería y realizar actualizaciones más recientes de las normas de diseño sismorresistentes, como también las normas de diseño en concreto reforzado y acero estructural para reducir los posibles errores que existen en la ejecución técnica y constructiva de las estructuras.

Aunado a ello, para garantizar que las estructuras construidas logren comportarse como han sido diseñadas, es destacable un control de calidad estricto de los materiales utilizados para su construcción, así como en el proceso de procura, ya que muchas veces los materiales no cumplen los estándares de calidad y por ende, el comportamiento dinámico de la estructura se ve afectado ante fuerzas externas que puedan generarse durante su vida útil.

Por otra parte, queda de parte de los entes gubernamentales profundizar los estudios de evaluación y reforzamientos de estructuras diseñadas con normativas que no se utilizan en la actualidad, para que de esta manera se reduzca el riesgo en zonas de moderada y elevada amenaza sísmica y de alguna manera, se respete lo establecido en la normativa sismorresistente con respecto a la importancia de las edificaciones esenciales.

Por último, se recomienda la aplicación de procedimientos determinísticos, estadísticos y probabilísticos para cualquier expediente a nivel estructural, con el fin de garantizar en todo caso, una mayor confianza estructurista – ejecutor, así como poder diseñar edificaciones con índices de confiabilidad deseados de acuerdo a los procedimientos reconocidos en la ingeniería utilizados en el presente trabajo, así como cualquier otro de esta índole.

REFERENCIAS CONSULTADAS

- Alonso, J (2012), *Vulnerabilidad sísmica en Edificaciones*, SIDETUR, Caracas, Venezuela.
- Arias (2004), *Metodología de la investigación* Editorial Panapo. Caracas, Venezuela
- Arias (2006), *Como hacer un proyecto de investigación*. Editorial Panaco. Nueva edición. Caracas – Venezuela
- Balestrini (2002), *Como se elabora el proyecto de investigación*. Editorial Consultores Asociados.
- Bazán, E., Meli, R. (2009). *Diseño sísmico de edificios*. México: LIMUSA.
- Bernal (2006), *Proyecto de Investigación*. Segunda Edición. Caracas, Venezuela.
- Dante Tolentino López (2011), *presenta en su trabajo titulado “Confiability de Estructuras considerando el daño acumulado en el tiempo”*
- COVENIN-MINDUR1756:2001-1. *Edificaciones sismorresistentes*. Articulado (1ra Revisión).Caracas: Fondonorma.
- COVENIN-MINDUR 1756:2001-2. *Edificaciones sismorresistentes*. Comentarios (1ra Revisión).Caracas: Fondonorma.
- Dávila (2014) presenta en su Trabajo Especial de Grado titulado “*Estudio De Confiability De Los Edificios Tipo Túnel De Misión Vivienda Expuestos A Diferentes Zonas Sísmicas*” para optar por el Título de Ingeniero Civil en el Instituto Universitario Politécnico Santiago Mariño.
- Ed. John Wiley (1984) *Conceptos de probabilidad en la ingeniería y diseño*.
- Ed. Chapman and Hall (1984) *Métodos Probabilísticos en Ingeniería Estructural*.
- Fratelli, M. (1999). *Edificaciones Sismo- Resistentes*. Caracas. Venezuela.
- Google. *Buscador web universal para obtener páginas relacionadas con la presente investigación*. [Página Web en línea], Disponible: <http://www.google.com.ve> [Consulta: 2012, Septiembre].

- ICCET (1992), *Introducción a la Fiabilidad Estructural y Algunas Aplicaciones*. Jacobs (1989), *metodología de la investigación* Editorial Panapo. Caracas, Venezuela.
- J. Marín (1991), *Manual para el cálculo de estructuras en concreto armado*, Caracas Venezuela.
- José Andrés Calvache (2007), en su trabajo titulado “*Estimadores puntuales e intervalo de confianza en Estructuras Sometidas a Fuerzas Sísmicas*”.
- José Grases (2014), *Nociones de Ingeniería Sísmica*, Caracas Venezuela.
- López (2011) presenta en su Trabajo Especial de Grado titulado “*Confiabilidad de Estructuras considerando el daño acumulado en el tiempo*” para optar por el Título de Ingeniero Civil en el Instituto de Ingeniería “UNAM” México DF.
- María Fratelli (2010), *Estructuras Sismo resistentes*, Caracas Venezuela.
- María Fratelli (2009), *Diseño Estructural en concreto armado*, Caracas Venezuela.
- McGraw-Hill (1987) *Realidades en las Bases de Diseño en la Ingeniería Civil*.
- Mosquera Rey, E. *Probabilismo explícito en la corrosión de armaduras en las estructuras de hormigón sometidas al ambiente marino de la costa gallega. (Tesis doctoral)*. A Coruña: Universidad da Coruña. 2011.
- Mosquera Rey, E. Presedo Quindimil, M. *Principios de la Ingeniería del Riesgo y Fiabilidad Estructural. (4503014) Máster Universitario en Tecnologías de la Edificación Sostenible, (UDC)*. 2013.
- Mosquera Rey, E. Presedo Quindimil, M. *Métodos de Cálculo Estructural y Metodología Probabilista. (4503015) Máster Universitario en Tecnologías de la Edificación Sostenible, (UDC)*. 2013.
- Mosquera Rey, E. *Revisión de la validez del coeficiente de seguridad, propuesto por EHE-08, para la estimación de la vida útil de cálculo en estructuras de edificación sometidas a la acción de cloruros*. 2015. *Informes de la Construcción*, 67(538): e082, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.13.27>.
- Mosquera Rey, E. *Los métodos de cálculo y las variables básicas..... Una historia inacabada. Conferencia (2012-11-03): III Proyecto estructural con aplicaciones Cype. ETSA (UDC)*. 2012.

- E.E. Muñoz-G, D.M. Ruiz-V, J.A. Prieto-S y A. Ramos (2011). *“Estimación De La Vulnerabilidad Sísmica De Una Edificación Indispensable Mediante Confiabilidad Estructural”*. Facultad de Ingeniería, Departamento Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana Bogotá-Colombia.
- Námhira, (1984), *En su Manual de Herramientas de la Investigación, caracas, Venezuela.*
- Norma Covenin 1753-1987 *Diseño de Estructuras en Concreto Armado.*
- Pérez, L (2008), *en su trabajo titulado “Estructuras sometidas a Coeficientes de Diferentes Zonas Sísmicas y su Grado de Confiabilidad”*
- Prentice Hall (1992) *Análisis de Incertidumbre, Cargas, y la Seguridad en la Ingeniería Estructural.*
- Sánchez (2001), *Concreto por Especialidades, Nueva Tecnología. Seminario del concreto.*
- UCAB (2006): *Guía Práctica para la Elaboración del Trabajo Especial de Grado (TEG). Especialización en Gerencia de Proyectos. Caracas*
- UPEL. (2002). *Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales. 4ta Edición. Caracas.*
- CHOPRA ANIL K. Y GOEL RAKESH K. (2001): *“A modal pushover Procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary Evaluation”*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.