



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA

UNIVERSIDAD DE CARABOBO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



EVALUACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO MÍNIMO EN ESTRUCTURAS
APORTICADAS FUNDADAS EN SUELOS DE FORMA ESPECTRAL S1,
S2 Y S3.

Tutor:

Ing. Bondarenko, Slawko

Autores:

Br. D'yan, Oscarli

Br. Navas, Selene

NOVIEMBRE, 2016.



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA

UNIVERSIDAD DE CARABOBO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



EVALUACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO MÍNIMO EN ESTRUCTURAS
APORTICADAS FUNDADAS EN SUELOS DE FORMA ESPECTRAL S1,
S2 Y S3.

Trabajo Especial de Grado presentado ante la Ilustre Universidad de Carabobo
para optar al Título de Ingeniero Civil

Tutor:

Ing. Bondarenko, Slawko

Autores:

Br. D'yan, Oscarli

Br. Navas, Selene

NOVIEMBRE, 2016.

DEDICATORIA

El presente trabajo especial de grado está dedicado especialmente para mí Dios por todas las bendiciones que me ha dado, por todo el amor incondicional que siempre ha tenido hacía a mí, porque nunca me ha abandonado y en particular por este día que lo ha hecho posible, presentar este proyecto que es el último requisito para alcanzar el título de Ingeniero Civil.

Seguidamente va dedicado a mis padres, mis seres especiales, gracias les doy de antemano por todo el esfuerzo y apoyo incondicional que han tenido que hacer por mí, y por estar presentes en este día tan importante.

A mis amigos, por cada demostración de cariño, de lealtad y amistad. Y al jurado, ya que, son las personas escogidas por Dios para evaluar este trabajo de investigación.

Oscarli D'yan

DEDICATORIA

Con mucho cariño a mis padres, Nancy y Luis, por toda esa ayuda y apoyo constante que me han brindado durante toda mi vida, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.

A mi abuela, Ana Graciela, por ser uno de esos pilares fundamentales en la familia, y por todo ese amor que me ha brindado desde mi nacimiento.

A mi tía Mariluz, por todo el cariño que me ha dado y por todo su apoyo incondicional en la elaboración de esta tesis

A mis profesores, por ser un claro ejemplo de perseverancia y constancia durante la carrera, y por todos esos conocimientos valiosos compartidos en el aula de clases.

Al profesor Slawko, por toda su ayuda y motivación durante la elaboración de este trabajo de grado, por su tiempo compartido y por impulsar el desarrollo de nuestra formación profesional.

A mis amigos, que siempre han compartido buenos y malos momentos, que además nos apoyamos mutuamente en nuestra formación profesional y que hasta ahora seguimos siendo amigos: Lorenzo Marquéz, Andreina Romero, Adriana Jiménez, Adriana González, Nerio Pérez, Ángel Bespín, Dayana Morales, Roberto Carrión, Gabriel Zapata y Joanna Huguet.

Selene Navas

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL	III
ÍNDICE DE TABLAS	VI
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
RESUMEN.....	10
INTRODUCCIÓN.....	11
CAPÍTULO I.....	13
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	13
1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	15
1.2.1 Objetivo general	15
1.2.2 Objetivos específicos	15
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	15
1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES	16
CAPITULO II	17
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN:	17
2.2 BASES TEÓRICAS	19
2.2.1 Coeficiente sísmico	19
2.2.2 Grados de libertad	19
2.2.3 Aceleración máxima horizontal.....	20
2.2.5 Cargas permanentes.....	21
2.2.6 Carga variable	23
2.2.7 Terreno de Fundación.....	25
2.2.7.1 Perfil S1:	25
2.2.7.2 Perfil S2:	25
2.2.7.3 Perfil S3:	25
2.2.8 Espectro de Respuesta	26
2.2.9 Zonificación Sísmica en Venezuela.....	26
2.2.10 Formas espectrales tipificadas de los terrenos de fundación	28

2.2.11	Clasificación de edificaciones según el uso	31
2.2.11.1	Grupo A	31
2.2.11.2	Grupo B1	32
2.2.11.3	Grupo B2	32
2.2.11.4	Grupo C	33
2.2.12	Clasificación según el nivel de diseño	34
2.2.12.1	Nivel de Diseño 1	34
2.2.12.2	Nivel de Diseño 2	34
2.2.12.3	Nivel de Diseño 3	35
2.2.13	Clasificación según el tipo de estructura	36
2.2.13.1	Tipo I	36
2.2.13.2	Tipo II	36
2.2.13.3	Tipo III	36
2.2.13.4	Tipo IV	37
2.2.14	Factor de Respuesta	37
2.2.15	Coeficiente Sísmico C para Edificaciones	39
2.2.16	Espectros de Diseño	42
2.7	MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE	45
2.8	MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD POR NIVEL	47
2.9	FUERZA CORTANTE BASAL	48
2.9	CONTROL DEL CORTANTE MÍNIMO	49
CAPITULO III		50
3.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN	50
3.2	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	50
3.2.1	Fase I: Diagnóstico	51
3.2.2	Fase II: Organización	51
3.2.3	Fase III: Diseño	51
3.3	VARIABLES	52
3.4	POBLACIÓN	53
3.5	MUESTRA	53
3.6	Técnicas de recolección de datos	53
3.6.1	Descripción de plantas y edificaciones en estudio	53
3.6.2	Clasificación de las estructuras	54

3.6.3	Definición de los coeficientes sísmicos	54
3.6.4	Planificación estructural.....	55
3.6.4.1	Disposición de armado de losas	55
3.6.4.2	Ubicación de vigas.....	56
3.6.4.3	Orientación de las columnas.....	56
3.7	PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN:	59
3.7.1	Etapa del predimensionado	60
3.7.1.1	Predimensionado de losas.....	60
3.7.2	Análisis de cargas.....	61
3.7.2.1	Losas nervadas de entrepiso	61
3.7.2.2	Losas nervadas de techo	62
3.7.3	Predimensionado de vigas.....	63
3.7.3.2	Vigas sismorresistentes	65
3.7.4	Predimensionado de columnas	65
CAPITULO IV		70
ANÁLISIS DE RESULTADOS		70
4.1	SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS Y OBTENCIÓN DE RESULTADOS	70
4.2	PROCEDIMIENTO REALIZADO PARA LA OBTENCIÓN DE COEFICIENTES SÍSMICOS	78
CONCLUSIONES.....		93
RECOMENDACIONES.....		95
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		96
ANEXOS		98

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Pesos de algunos materiales de construcción	22
Tabla 2.2 Ejemplos típicos de cargas mínimas distribuidas variables normativas	24
Tabla 2.3 Valores de la Aceleración Horizontal A_o	28
Tabla 2.4 Forma Espectral y Factor de Corrección ϕ	29
Tabla 2.5 Factor de Importancia	34
Tabla 2.6 Niveles de Diseño ND	35
Tabla 2.7 Factores de Respuesta R para Estructuras de Concreto Armado	38
Tabla 2.8 Factores de Respuesta R para Estructuras de Acero.....	38
Tabla 2.9 Factores de Respuesta R para Estructuras Mixtas Acero-Concreto	39
Tabla 2.10 Valores espectrales de T^* , β y p	42
Tabla 2.11 Valores de T^+	44
Tabla 3.1 Nomenclatura y definición de variables.	52
Tabla 3.2 Altura mínima de vigas o espesor mínimo de losas.	60
Tabla 3.3 Análisis de carga para la losa de entrepiso.....	62
Tabla 3.4 Análisis de carga para la losa de techo.	63
Tabla 3.5 Tipos de columnas en las estructuras.....	66
Tabla 3.6 Áreas tributarias de los tipos de columnas.....	66
Tabla 3.7 Valores de las cargas de servicio.....	66
Tabla 3.8 Valores de las cargas en condiciones últimas.	67
Tabla 3.9 Valores del área gruesa.	69
Tabla 3.10 Valores de las dimensiones de las columnas.....	69
Tabla 4.1 Comparación de resultados entre las edificaciones con distintas cantidad de niveles para el suelo de forma espectral S11.....	71
Tabla 4.2 Comparación de resultados entre las edificaciones con distintas cantidad de niveles para el suelo de forma espectral S21.....	72

Tabla 4.3 Comparación de resultados entre las edificaciones con distintas cantidad de niveles para el suelo de forma espectral S22.....	73
Tabla 4.4 Comparación de resultados entre las edificaciones con distintas cantidad de niveles para el suelo de forma espectral S23.....	74
Tabla 4.5 Comparación de resultados entre las edificaciones con distintas cantidad de niveles para el suelo de forma espectral S31.....	75
Tabla 4.6 Comparación de resultados entre las edificaciones con distintas cantidad de niveles para el suelo de forma espectral S32.....	76

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela	27
Figura 2.2 Formas Espectrales Elásticas Tipificadas	30
Figura 2.3 Espectro de Respuesta Elástico (R=1).....	45
Figura 3. 1 Distribución de losas y sentido del armado.	57
Figura 3.2 Distribución de columnas.	58
Figura 3.3 Distribución de vigas de cargas y auxiliares.....	59
Figura 4.1 Gráfica del espectro de respuesta para los diferentes tipos de suelos .	78
Figura 4.2 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos S11.	81
Figura 4.3 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos S21.	82
Figura 4.4 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos S22.	83
Figura 4.5 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos S23.	84
Figura 4.6 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos S31.	85
Figura 4.7 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos S32.	86
Figura 4.8 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 1 piso con $T = 0.209$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).	87
Figura 4.9 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 2 pisos con $T = 0.418$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).	88
Figura 4.10 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 3 pisos con $T = 0.609$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).	88
Figura 4.11 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 4 pisos con $T = 0.741$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).	89

Figura 4.12 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 5 pisos con $T = 0.880$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).	89
Figura 4.13 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 6 pisos con $T = 1.073$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).	90
Figura 4.14 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 7 pisos con $T = 1.194$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).	90
Figura 4.15 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 8 pisos con $T = 1.355$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).	91
Figura 4.16 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 9 pisos con $T = 1.522$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).	91
Figura 4.17 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 10 pisos con $T = 1.576$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).	92



REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



EVALUACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO MÍNIMO EN LAS ESTRUCTURAS APORTICADAS FUNDADAS EN SUELOS DE FORMA ESPECTRAL S1, S2 Y S3.

Elaborado por: D'yan Oscarli, Navas Selene

Tutor: Ing. Bondarenko, Slawko

Fecha: Octubre de 2016

RESUMEN

En la acción sísmica normativa de diseño se emplea el coeficiente sísmico, siendo este la representación de la fuerza de corte basal que actúa en la base de las edificaciones como una fracción del peso total de las mismas, por lo tanto, este trabajo de investigación pretende comparar el coeficiente sísmico en estructuras aporticadas, obtenido de los cálculos según el método de análisis aplicado con el coeficiente sísmico mínimo exigido por la Norma venezolana, haciendo énfasis en los suelos de forma espectral S1, S2 y S3 donde dichas estructuras se encuentran fundadas. Es un tipo de estudio descriptivo con un diseño no experimental donde se muestra de forma esquemática la comparación de los resultados del “Método estático equivalente” y el “Método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel”, específicamente en cuanto a magnitud se refiere. Como bien se sabe, el uso de un sistema de análisis estructural se debe a ciertos aspectos relacionados con la configuración geométrica y estructural de la edificación resaltando la altura o el número de pisos de la misma. El coeficiente sísmico está relacionado con el peso y el periodo de vibración de la estructura, en esta ocasión, serán diez edificaciones evaluadas por medio de la implementación de los métodos de análisis mencionados anteriormente dejando en evidencia que junto al suelo en el que estas se asientan, las estructuras en algunos casos se ven afectadas en la cantidad de niveles que estas poseen y en sus dimensiones estructurales. Adicionalmente es importante acotar que esta investigación es un aporte a la ingeniería estructural, que deja claramente en que se basa en la aplicación de la Norma venezolana COVENIN 1756-2001, para limitar a las edificaciones en cuanto a su número de pisos, a su altura y a las dimensiones de sus componentes estructurales dependiendo del tipo de suelo en el que se encuentren fundadas, además de la aplicación del “Método estático equivalente”. Finalmente, de los valores obtenidos se observa que, algunas estructuras requieren de una rigidez considerable por la sollicitación indicada del coeficiente sísmico normativo.

Palabras claves: Coeficiente sísmico, Sismorresistentes, Formas espectrales.

INTRODUCCIÓN

Como bien se sabe, nuestro país, está ubicado en zonas sometidas a las diversas acciones de la naturaleza, una de ellas, los eventos sísmicos, que son fenómenos naturales que afectan más a las edificaciones por el comportamiento tan aleatorio y desordenado de los sismos resaltando la probabilidad de ocurrencia a la cual estos están ligados. Por esto, la ingeniería civil se enfoca en darles respuestas a las estructuras cuando están vulnerables ante la presencia de la acción sísmica estableciendo métodos de análisis estructural que permiten estimar parámetros dinámicos de las estructuras y la magnitud de las sollicitaciones que ocurren en ellas.

Estos métodos de análisis estructurales, según su estudio, pueden clasificarse en estáticos y dinámicos, los primeros enfatizan su estudio en las estructuras sin tomar en cuenta la complejidad de la deformada y posibilidades de movimientos de la edificación, mientras que por el contrario los métodos de análisis dinámicos conciben a las estructuras como un sistema de elementos asociados a una deformada y grados de libertad de mayor complejidad.

La presente investigación utiliza métodos de análisis tanto estáticos como dinámicos para obtener las acciones sísmicas de diez edificaciones aporticadas de concreto armado y de planta regular fundadas en suelos de forma espectral S1, S2 y S3, de las cuales nos arrojarán resultados a través del “Método estático equivalente” y el “Método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel” con la finalidad de conseguir las fuerzas cortantes, la comparación entre los coeficientes sísmicos con el de la Norma COVENIN 1756-2001 y en función de su magnitud evidenciar como principal característica la influencia de la altura en la eficacia de los resultados y utilización de los métodos mencionados anteriormente.

Además, cabe resaltar que, principalmente este proyecto describe la problemática que será estudiada a través de sus objetivos específicos proponiendo el procedimiento hasta conseguir la solución adecuada utilizando las herramientas apropiadas mencionadas en los alcances y limitaciones. Seguidamente, con la orientación de algunos estudios similares a este que aporten a resolver el propósito de esta investigación, como la Norma Venezolana 1756–2001 que se basa en establecer los métodos de análisis estructural estáticos y dinámicos, las indicaciones convenientes para este tipo de trabajo y el cumplimiento limitativo del Método Estático Equivalente (MEE).

También, se describe la metodología utilizada para la elaboración de los cálculos, donde se señala la aplicación de un programa de cálculo estructural, ETABS 2015, mediante el cual se obtuvieron las fuerzas cortantes basales y el peso de las edificaciones evaluadas arrojando una serie de resultados para realizar el análisis ajustado a las exigencias de la norma COVENIN 1756–2001 con la finalidad de concluir la influencia que tiene el coeficiente sísmico en las estructuras aporticadas fundadas en suelos de forma espectral S1, S2 y S3.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del Problema

El diseño y cálculo de los elementos y sistemas estructurales tales como edificios y otras obras civiles tienen la finalidad de conseguir estructuras seguras, resistentes y funcionales, es decir, estructuras que soporten su propio peso, más las cargas ejercidas por el uso, más las cargas producidas por eventos de la naturaleza, como sismos, u otros.

Para llevar a cabo lo mencionado, siempre se considera la zona sísmica, tipo de suelo y el tipo de uso de la estructura que se va a fundar, por ello, es realmente importante el rol que tiene el coeficiente sísmico en dichas estructuras. Si ocurre alguna falla frágil (rotura del concreto) o una falla dúctil (falla por flexión en las vigas) en las edificaciones puede ser principalmente por el diseño no óptimo para su función, viéndose reflejado en las cargas no adecuadas o en los elementos estructurales.

Un ejemplo sería los derrumbes de estructuras causados por terremotos en Venezuela, Estado Sucre en el año 1997 donde la falla de la estructura se caracterizó por el colapso de su planta baja. En éste trabajo se utilizaron técnicas de análisis no – lineal, basadas en la concentración de daños en secciones críticas de las estructuras a fin de identificar las causas del derrumbe. La presencia de las paredes y de la escalera influyó significativamente en las propiedades dinámicas del edificio reduciendo los períodos de vibración.

Debido a esto, si no se soluciona a tiempo dichas fallas mencionadas anteriormente, si esto persiste en las estructuras de concreto armado traerá como consecuencias graves la provocación del colapso total de las estructuras originando la

pérdida de vidas humanas, pérdidas económicas (inversión de la obra), daños en el medio ambiente de la zona de dichas edificaciones y alrededores generado por los escombros de las mismas.

Debido a que el coeficiente sísmico está relacionado con el peso de la estructura y el período de vibración de la misma, junto con el terreno en el que esta se asienta la estructura se ve forzada en adaptarse a dicho terreno, pero bien se sabe que no siempre se logra, viéndose afectadas en la cantidad de los niveles y en las dimensiones de sus componentes estructurales en el momento de realizar los cálculos.

Es importante mencionar que entre los perfiles de suelos más notorios son los de forma espectral S1, que se clasifican como suelos muy rígidos por estar constituidos especialmente de roca, en cuanto al perfil de suelo de forma espectral S2, es considerado medianamente rígido, debido a que entre la roca y la superficie hay suelos duros o densos compuestos de grava o arcilla; y por último el perfil de suelo de forma espectral S3, de baja rigidez, compuesto por más de 20 mts de suelo que contiene depósitos estables de arcillas blandas.

1.2 Objetivos de la Investigación

1.2.1 Objetivo general

Evaluar el coeficiente sísmico mínimo en estructuras aporticadas fundadas en suelos de forma espectral S1, S2 y S3.

1.2.2 Objetivos específicos

- Identificar el procedimiento adecuado para la obtención del coeficiente sísmico mínimo en las diferentes edificaciones aporticadas.
- Describir detalladamente el método analítico a utilizar en el estudio de las estructuras aporticadas en suelos de forma espectral S1, S2 y S3.
- Evaluar el coeficiente sísmico calculado de las estructuras en estudio con el coeficiente exigido según la norma COVENIN 1756-2001.

1.3 Justificación

El coeficiente sísmico se emplea para el cálculo de la sobrecarga sísmica horizontal en la base de toda edificación, relacionando el período de vibración de la estructura con el terreno en el que se asienta. Por esto, el coeficiente sísmico es de gran importancia porque da a conocer las verdaderas características y dimensiones de la estructura en estudio cumpliendo con los valores y requisitos exigidos en la Norma COVENIN 1756-2001.

Según los tipos de perfiles del suelo, como lo son por ejemplo los de forma espectral S1, que suelen ser suelos muy rígidos, el coeficiente sísmico a la hora de ser evaluado en este tipo de suelo, somete a las estructuras a condiciones aún más

restringidas. Entre estas condiciones la más notable es el castigo de las estructuras en cuanto al cálculo de las dimensiones de sus principales componentes estructurales.

Esto no sólo ocurre para los tipos de suelo S1, de igual manera se debe evaluar el coeficiente sísmico para los suelos de formas espectrales S2 y S3, siendo estos medianamente rígidos y de baja rigidez respectivamente. El coeficiente evaluado para estos tipos de suelos, en algunos casos pueden someter a las estructuras a restricciones con mayores exigencias y condiciones en sus componentes estructurales, obligando a cambiar las dimensiones de las mismas.

1.4 Alcances y Limitaciones

Se realizará la investigación para un tipo de planta específico, con el uso de un software especializado en análisis estructural, ETABS 2015, puesto que se desea obtener todo el cálculo de los edificios que se van a realizar.

Se tomará en cuenta solo edificaciones de concreto armado no mayores a 10 niveles, la planta de la misma será de tipología regular y la estructura a diseñar será de tipo I: Aporticado.

El uso de las estructuras a analizar será de viviendas multifamiliares. La cantidad de las edificaciones evaluadas será de 10 edificios, a partir de 1 nivel hasta llegar a 10 niveles consecutivamente.

El presente trabajo tiene como enfoque principal la evaluación del coeficiente sísmico en dichas estructuras y compararlo con el coeficiente sísmico mínimo que se obtiene a partir del uso de la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001, sin tomar en cuenta el diseño de elementos estructurales.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación:

Aponte, C y Plaza M (2010) en su investigación **“COMPARACIÓN DE LAS ACCIONES LATERALES SÍSMICAS POR UN MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO Y UN MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO EN EDIFICACIONES APORTICADAS”**, establecen la influencia de la altura de la edificación en las acciones sísmicas y en parámetros dinámicos como el periodo de vibración, a través del estudio de cuatro edificaciones por medio de la implementación de los métodos de análisis mencionados anteriormente. El método estático equivalente y el método de superposición modal con tres grados de libertad por nivel fueron los procedimientos utilizados en esta investigación, de dichos métodos se obtuvieron y se cuantificó las magnitudes de las acciones sísmicas, específicamente las fuerzas cortantes llegando a la conclusión de que la influencia que tiene en la magnitud de las acciones sísmicas el hecho de que los períodos de vibración del método de análisis de superposición modal con tres grados de libertad por nivel arroje períodos de vibración mayores en comparación con los calculados por el método estático equivalente se observó que las acciones sísmicas obtenidas tras un método de análisis dinámico son menores a las correspondientes de un análisis estático.

Acevedo, E y Sumoza, L (2010) en su proyecto **“DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL ANTE AMENAZA SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES EN LA PARROQUIA RAFAEL URDANETA DEL MUNICIPIO VALENCIA, ESTADO CARABOBO”**, presentan mediante la aplicación del método de inspección visual rápida ATC – 21,

este método se caracteriza por estar basado en una revisión de los peligros sísmicos potenciales en las edificaciones existentes, a través de la aplicación de una planilla donde, inicialmente le asigna una calificación a una estructura y a medida que se avanza la revisión de los parámetros que conforman la edificación, se van definiendo las características estructurales y así mismo se le van restando o sumando puntos a la calificación inicial. Principalmente se toma un índice en base a 2 en cual para valores inferiores a 2 se requiere de una revisión detallada por un especialista. Una vez obtenido los resultados de las inspecciones se ilustraron en un sistema de información geográfica (ArcGis) para un mejor análisis y comprensión de las edificaciones evaluadas. Debido a esto, concluyeron que el 80.35% de la edificaciones evaluadas requieren revisión detallada de un especialista colocando a la parroquia Rafael Urdaneta con alta vulnerabilidad estructural.

Escalona, M y Tovar, L (2010), en su documento titulado **“DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL ANTE LA AMENAZA SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES UBICADAS EN EL MUNICIPIO GUACARA”**, para la realización de este estudio se sectorizó el municipio en 9 zonas, se aplicó el método de inspección visual rápida ATC – 21, por medio de la aplicación de una planilla que determina el comportamiento de las edificaciones ante la acción de un sismo que al obtener los análisis de los resultados, concluyen que más de la mitad de la muestra evaluada, se requiere una revisión detallada por entes competentes.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico es el factor que multiplicado por el peso total de un edificio proporciona el cortante basal, en general, las normativas de diseño determinan el cortante en la base de un edificio de acuerdo con la ecuación:

$$V = C_s W$$

Donde C_s, V, W son el coeficiente sísmico, el cortante en la base y el peso del edificio, respectivamente. El coeficiente sísmico es una función del tipo de suelo, del período fundamental del edificio, de la aceleración máxima del sismo de diseño y de un factor de reducción cortante en función de la ductilidad global del edificio.

2.2.2 Grados de libertad

El concepto de grado de libertad está vinculado al de un movimiento (desplazamiento o giro) de un punto cualquiera de la construcción. Obviamente en una construcción hay infinitos puntos pero sus movimientos no son independientes porque están vinculados por los componentes de la estructura. En consecuencia se considera grado de libertad a todo movimiento independiente de un punto de la construcción. Desde el punto de vista del estudio dinámico de la construcción se puede decir que hay que definir tantos grados de libertad como sean necesarios para representar adecuadamente el intercambio de energía en la construcción.

2.2.3 Aceleración máxima horizontal

La variable más comúnmente utilizada para describir la amplitud de cualquier movimiento del terreno es la aceleración máxima horizontal, denominada por algunos la aceleración pico horizontal, PHA, (del inglés Peak Horizontal Acceleration).

Para cualquier componente de movimiento, simplemente representa la mayor aceleración horizontal en cualquier valor absoluto obtenida directamente a partir del acelerograma correspondiente.

Uno de los motivos por los cuales se utilizan tan frecuentemente las aceleraciones horizontales para describir el movimiento del terreno durante un terremoto está relacionado con las fuerzas de inercia desarrolladas en una estructura, hecho éste especialmente relevante en estructuras rígidas.

Las aceleraciones verticales han recibido menos atención que las horizontales, básicamente por la gran reserva que tienen las edificaciones a resistir cargas gravitacionales y fuerzas dinámicas verticales inducidas por las aceleraciones verticales la acción de un sismo.

Desde el punto de vista de la ingeniería sismorresistente, es una práctica habitual considerar la máxima aceleración vertical o aceleración pico vertical, PVA, (del inglés Peak Vertical Acceleration) igual a dos tercios de la aceleración pico horizontal, PHA. La norma venezolana “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756-2001, estipula un valor igual a $0,7A_0$ (Véase Tabla 2.3), siendo A_0 el valor máximo del coeficiente de aceleración horizontal de la zona sísmica en estudio.

2.2.4 Ductilidad

La ductilidad es la propiedad de un material de soportar grandes deformaciones, más allá de su límite elástico, bajo la acción de cargas gradualmente crecientes antes de que se produzca la rotura de la sección involucrada. Usualmente se asocia esta propiedad con el factor de ductilidad de las estructuras, que resulta la relación que existe entre la deformación o la curvatura límite en el sistema, y la correspondiente a la cedencia inicial de algunas de sus secciones.

Cuando un edificio es dúctil, la energía transmitida por un movimiento telúrico, que da lugar a deformaciones y vibraciones, se reduce por la energía gastada en las grandes deformaciones que superan el límite elástico. El límite elástico resulta el valor máximo de los esfuerzos, más allá de los cuales la estructura soporta deformaciones permanentes.

Las características que debe presentar una estructura para ser dúctil son:

- Todas las secciones deben ser capaces de resistir el momento límite para las cargas de rotura actuando sobre la estructura.
- Las conexiones y nodos deben ser capaces de soportar las deformaciones de los miembros concurrentes y la cedencia de sus extremos.
- La estructura en forma local y global debe ser capaz de soportar incrementos moderados de cargas, impactos, inversión de esfuerzos, cambios de volumen y cedimientos de las fundaciones.

2.2.5 Cargas permanentes

Las cargas permanentes son aquellas que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como por

ejemplo, las cargas debidas al peso propio, rellenos, paredes, tabiques, frisos, equipos e instalaciones fijas, etc. Igualmente el empuje estático de líquidos y tierras que tengan un carácter permanente, las deformaciones y los desplazamientos impuestos por el efecto de pretensión, los debidos a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos, las acciones reológicas y de temperatura permanente, etc.

También se consideran dentro de esta clasificación las maquinarias empotradas, jardineras, los fluidos en tanques de reserva, los ornamentos fijos a las paredes y los techos, las antenas, los mástiles y los carteles, así como cualquier equipo adherido en forma permanente al edificio.

Los pesos de los materiales de construcción se indican en la Norma Venezolana 2002-88, Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.

Tabla 2.1 Pesos de algunos materiales de construcción

DESCRIPCIÓN	PESO	UNIDAD
Losa nervada e=20 cm armada en una dirección	270.00	Kgf /m ²
Losa nervada e=25 cm armada en dos direcciones	375.00	Kgf /m ²
Tejas curvas de arcillas con mortero de asiento	100.00	Kgf /m ²
Arena	1600.00	Kgf /m ³
Cemento	1200.00	Kgf /m ³
Bloque de concreto 15x20x40 cm sin frisar	210.00	Kgf /m ²
Cielo raso colgante de paneles livianos	20.00	Kgf /m ²
Revestimiento de porcelana con base de 1,5 cm	40.00	Kgf /m ²
Concreto armado de agregados ordinarios	2500.00	Kgf /m ³

Fuente: Libro “Vulnerabilidad sísmica en edificaciones” por José Luis Alonso.

2.2.6 Carga variable

Las cargas variables son aquellas que actúan en la edificación con una magnitud variable en el tiempo y que se deben a su ocupación y uso habitual, como cargas de personas, objetos, vehículos, ascensores, maquinarias, grúas móviles, sus efectos de impacto, así como las acciones variables de temperaturas y reológicas, y los empujes de líquidos y tierras que tengan un carácter variable, (reológicas: son aquellas debidas a las deformaciones que experimentan los materiales en el tiempo por efectos de retracción, fluencia, etc.).

Entre las acciones variables horizontales se encuentran: las cargas en tribunas de estadios, gimnasios, hipódromos y otras estructuras similares, evaluadas según cualquier dirección como un 5% de las cargas verticales correspondientes. Al mismo tiempo se considera el efecto de soportes temporales como son: apuntalamientos y encofrados, expresándolos también como un porcentaje de su peso vertical. Finalmente se consideran las acciones debidas a los empujes variables de tierras, materiales granulares y líquidos.

Las cargas variables sobre entresijos incluyen provisiones causadas por vibraciones y fuerzas de impacto importantes originadas por ascensores, montacargas, maquinarias, grúas móviles, etc., basándose en los datos técnicos del fabricante de los equipos.

La tabla 2.2 mostrada a continuación contiene un resumen de algunas de las cargas mínimas distribuidas variables sobre entresijos, expresadas en kgf/m^2 .

Tabla 2.2 Ejemplos típicos de cargas mínimas distribuidas variables normativas

USO DE LA EDIFICACIÓN	AMBIENTE	CARGA kgf/m²
Viviendas unifamiliares y multifamiliares	Áreas públicas: pasillos, comedores, vestíbulos	300
	Salones de fiesta	500
Edificaciones Comerciales: almacenes, tiendas, oficinas, supermercados y bancos	Escaleras y escaleras de escape	500
	Azoteas y terrazas	100
Edificaciones educacionales, escuelas, liceos, universidades	Áreas públicas	400
	Áreas con asientos fijos	400
	Balcones con L > 1,20 m	300

Fuente: Libro “Vulnerabilidad sísmica en edificaciones” por José Luis Alonso.

Para representar las cargas móviles por uso ocupacional, se adoptan los valores aproximados de cargas uniformemente distribuidas que se indican en la Norma Venezolana 2002-88, Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. Los valores dados de las cargas móviles son usualmente los mínimos requeridos para la seguridad pública y responden a conceptos conservativos con el fin de lograr diseños estructurales seguros y resistentes.

Se debe tener especial cuidado con los cambios de uso de los edificios luego de ser construidos, ya que esto conlleva en muchas oportunidades a superar las cargas vivas previstas en el diseño original.

2.2.7 Terreno de Fundación

La Norma clasifica los suelos de fundación en tres tipos diferentes, según los perfiles típicos del subsuelo:

2.2.7.1 Perfil S1:

Es el perfil constituido por uno de los siguientes:

- a) Roca de cualquier característica, bien sea lutita o roca cristalina.
- b) Suelos duros y/o densos, donde la profundidad comprobada del basamento rocoso es menor de 50 metros. Los suelos que cubren la roca pueden ser arenas y gravas densas a muy densas, limos o arcillas muy duras o bien una mezcla de ellos. En aquellos casos en que no se compruebe la profundidad del depósito se usará el perfil S2.

2.2.7.2 Perfil S2:

Es un perfil con gran espesor de suelos, que pueden estar formados por arenas y gravas medianamente densas a muy densas y/o limos y arcillas de consistencia dura a muy dura, o bien una mezcla de éstos.

2.2.7.3 Perfil S3:

Es un perfil con suelos granulares poco densos y/o suelos cohesivos de consistencia blanda a media, de espesores mayores a 10 metros, contenidos en los primeros 30 metros medidos desde la superficie del terreno.

En aquellos casos donde la clasificación del perfil del subsuelo entre dos perfiles tipificados sea dudosa, se utilizará aquél que conduzca a las secciones sísmicas más desfavorables.

2.2.8 Espectro de Respuesta

El daño estructural sufrido por un edificio durante un sismo se deriva de la respuesta de la estructura al movimiento telúrico impuesto en la base. Las fuerzas dinámicas producidas, se deben a la inercia de los elementos componentes de la estructura, que vibran durante el sismo.

Las características de un sismo quedan perfectamente definidas cuando se conocen en todos los puntos, las componentes dadas por los acelerogramas con el registro de las variaciones de las aceleraciones con respecto al tiempo.

La magnitud de las máximas aceleraciones debidas a la vibración del suelo, afectan directamente el valor de las fuerzas dinámicas producidas en una estructura.

En general, en el diseño de estructuras se emplea el espectro de aceleración por ser el más exacto, ya que los demás se obtienen por derivación.

2.2.9 Zonificación Sísmica en Venezuela

El mapa sísmico de Venezuela se muestra en la Figura 2.1, con división en 8 zonas de diferente riesgo a movimientos telúricos de gradual magnitud: desde Zona 0, donde no se requiere tomar en consideración las acciones sísmicas, hasta Zona 7, de máximo riesgo. Sin embargo, en regiones adyacentes a embalses de más de 80 metros de altura, se exigen estudios especiales.

Cada zona sísmica tiene asignado un valor máximo de aceleración, asociado a un valor prefijado de probabilidad de excedencia de los movimientos telúricos.

Para establecer el espectro de diseño se debe conocer el riesgo sísmico de la región donde se construirá el edificio. Para ello se debe tener información de la sismicidad y la geología de la región, con las fallas o cualquier otro caso de la actividad tectónica reciente y pasada.

La acción sísmica se caracteriza mediante espectros de respuesta que toman en cuenta las formas espectrales tipificadas, el factor de amortiguamiento y la ductilidad de la estructura. Así mismo, la acción sísmica puede también caracterizarse mediante acelerogramas u otra forma de definir las componentes ortogonales del movimiento, que sea congruente con el respectivo espectro de respuesta.

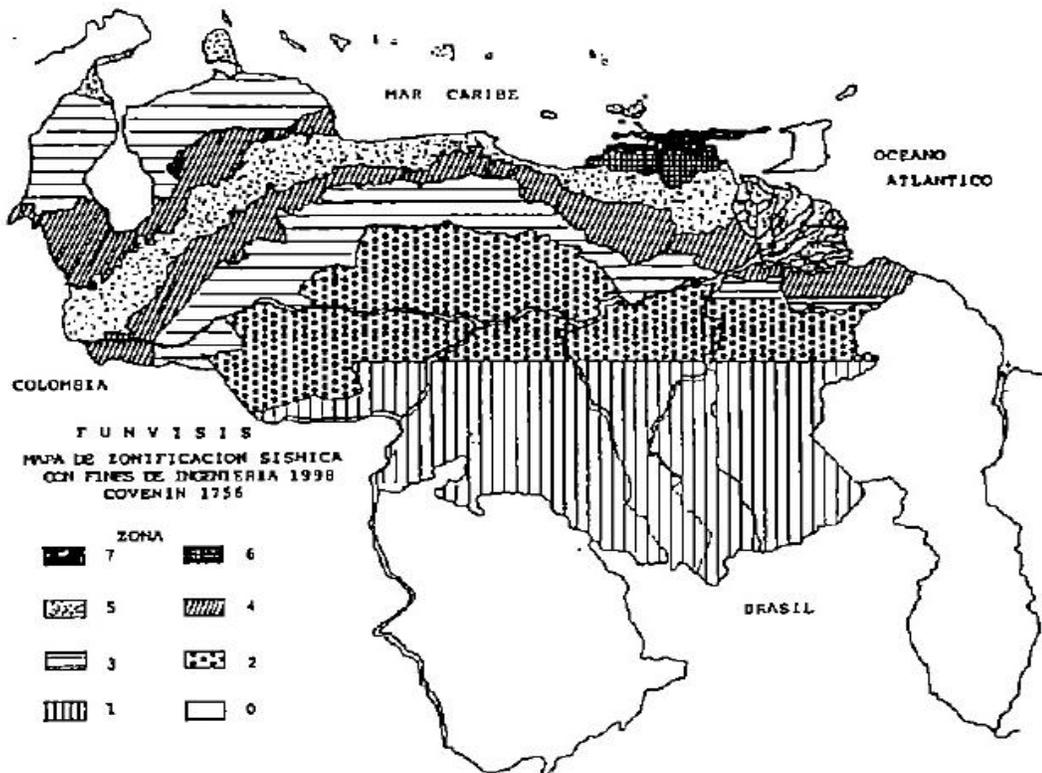


Figura 2.1 Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela

Fuente: Norma venezolana COVENIN 1756-2001, “Edificaciones sismorresistentes”

El coeficiente de aceleración horizontal A_0 correspondiente a cada una de las diferentes zonas se indica en la Tabla 2.3. Este coeficiente, que varía entre 0,1 en la Zona 1 y 0,4 en la Zona 7, evalúa la aceleración pico efectivo del suelo, expresado según una función de la aceleración de la gravedad g . Estos valores se basan en datos geológicos anteriores y se ajustan a cada zona con el fin de proveer un criterio de diseño consistente con las condiciones locales del suelo.

El valor de A_0 se utiliza, conjuntamente con el tipo del perfil del suelo, para determinar el valor del coeficiente sísmico C a usar en el diseño de los edificios. Los valores A_0 permiten asimismo hallar la forma espectral tipificada para cada perfil geotécnico. El coeficiente de aceleración vertical se adopta $0,7 A_0$.

Tabla 2.3 Valores de la Aceleración Horizontal A_0

<u>ZONAS SÍSMICAS</u>	<u>A_0</u>
7	0,40
6	0,35
5	0,30
4	0,25
3	0,20
2	0,15
1	0,10
0	-

Fuente: Norma venezolana COVENIN 1756-2001, “Edificaciones sismorresistentes”

2.2.10 Formas espectrales tipificadas de los terrenos de fundación

Las ondas de vibración producidas por un movimiento sísmico, se propagan por el suelo donde apoyan los edificios en forma diferente, según el tipo de terreno de fundación. En efecto, las vibraciones suelen ser más notables en suelos blandos que

en aquellos duros o rocosos, debido a que la vibración se amplifica o atenúa en función del período fundamental del material que forma el suelo.

Para tomar en cuenta esta potencial amplificación, la Norma toma en consideración diferentes tipos de suelos identificados de S1 a S4, y la velocidad promedio de las ondas de corte V_{sp} en m/seg en el perfil geotécnico en estudio.

A cada forma espectral tipificada (S1 a S4), de acuerdo con el valor de V_{sp} y la profundidad H , se asigna un factor de corrección ϕ del coeficiente de aceleración horizontal A_0 . H es la profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte V_s es mayor a 500 m/seg. Estos valores se indican en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Forma Espectral y Factor de Corrección ϕ

Material	V_{sp} (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/ fracturada	> 500	-	S1	0.85	S1	1
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	> 400	< 30	S1	0.85	S1	1
		30-50	S2	0.8	S2	0.9
		> 50	S3	0.7	S2	0.9
Suelos duros o densos	250-400	< 15	S1	0.8	S1	1
		15-50	S2	0.8	S2	0.9
		> 50	S3	0.75	S2	0.9
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤ 50	S3	0.7	S2	0.95
		> 50	S3(a)	0.7	S3	0.75
Suelos blandos /suelos	<170	≤ 15	S3	0.7	S2	0.9
		> 15	S3(a)	0.7	S3	0.8
Suelos blandos o sueltos(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H1	S3(c)	0.65	S2	0.7

Fuente: Norma venezolana COVENIN 1756-2001, “Edificaciones sismorresistentes”

- a) Si $A_0 \leq 0.15$ úsease S4.
- b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que $0.1H$.
- c) Si $H_1 \geq 0.25H$ y $A_0 \leq 0.20$ úsease S4.

En la Tabla 2.4:

V_{sp} = Velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico.

H = Profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte, V_s , es mayor que 500 m/s.

ϕ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

H_1 = Profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato blando.

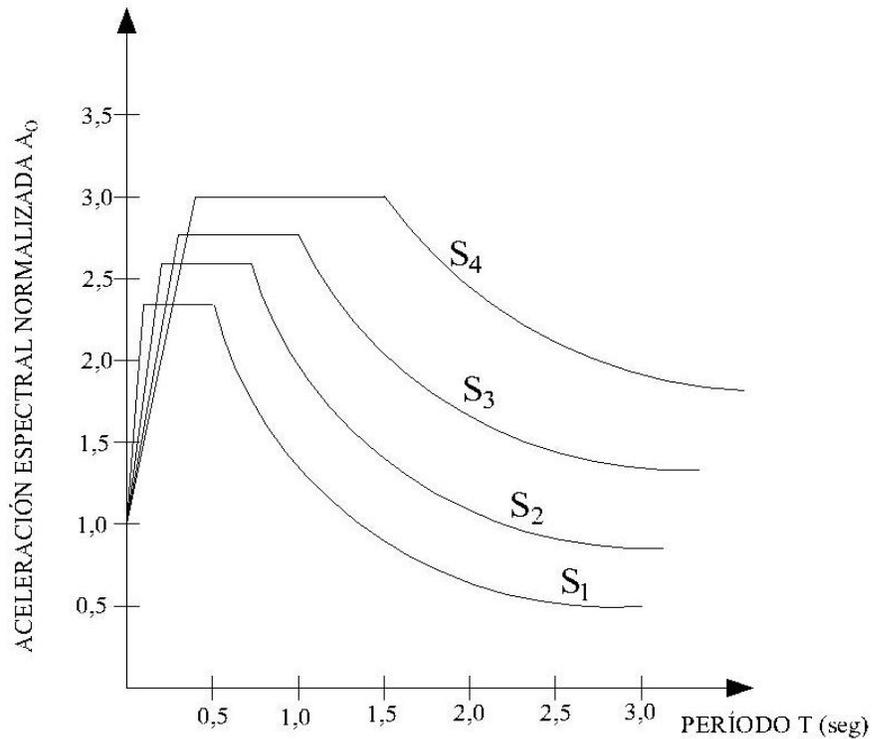


Figura 2.2 Formas Espectrales Elásticas Tipificadas

Fuente: Norma venezolana COVENIN 1756-2001, “Edificaciones sismorresistentes”

2.2.11 Clasificación de edificaciones según el uso

La clasificación según el uso de las construcciones toma en cuenta su importancia y el riesgo sísmico asociado de acuerdo al número de personas expuestas, pérdidas económicas directas o indirectas, y el eventual impacto ambiental. La Norma establece cuatro grupos diferentes, dando más importancia a los edificios cuyo funcionamiento resulta vital en condiciones de emergencia o cuyo colapso puede provocar numerosas pérdidas humanas.

Por ejemplo, los hospitales, centrales de bomberos y policía, centros de atención en emergencias y construcciones que albergan los equipos para estas funciones, deben ser consideradas prioritariamente. Por ello, a cada edificio según su uso, se le asigna un factor de importancia α que varía de 1 a 1.3 según se indica en la tabla.

En las construcciones de uso mixto, que pueden ser asignadas a más de un grupo, prevalecerá el criterio de clasificarlas en el grupo más exigente, a fin de lograr un comportamiento adecuado.

2.2.11.1 Grupo A

Incluye a los edificios que ofrecen servicios esenciales y de funcionamiento vital en condiciones de emergencia, cuya falla puede ocasionar cuantiosas pérdidas humanas o económicas. También se han considerado formando parte de este grupo las construcciones cuyo colapso pueda causar daños ecológicos de importancia, o derrame de sustancias tóxicas que ponen en peligro la salud de los pobladores. Dentro del Grupo A se menciona:

- a) Hospitales tipo II, tipo II, tipo IV.

- b) Edificios gubernamentales o municipales de importancia, monumentos y templos de valor excepcional.
- c) Edificios que contienen objetos de valor excepcional, como ciertos museos y bibliotecas.
- d) Estaciones de bomberos, de policía o cuarteles.
- e) Centrales eléctricas, subestaciones de alto voltaje y de telecomunicaciones. Plantas de bombeo.
- f) Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos.
- g) Torres de control, hangares, centros de tráfico aéreo.
- h) Edificaciones educacionales.
- i) Edificaciones que puedan poner en peligro alguno de las de este Grupo.

2.2.11.2 Grupo B1

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

- a) Edificios con capacidad de más de 3.000 personas o área techada de más de 20.000 m².
- b) Centros de salud no incluidos en el Grupo A.
- c) Edificaciones clasificaciones en los Grupos B2 o C que puedan poner en peligro a las de este Grupo.

2.2.11.3 Grupo B2

Edificaciones de uso público o privado de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo 1, tales como:

- a) Viviendas.
- b) Edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles.
- c) Bancos, restaurantes, cines y teatros.
- d) Almacenes y depósitos.
- e) Toda edificación clasificada en el Grupo C, cuyo derrumbe pueda poner en peligro a las de este Grupo.

2.2.11.4 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.

Las construcciones del Grupo C no requieren de un análisis sísmico. Por sus características se considera que es suficiente aplicar recomendaciones mínimas constructivas, las cuales deben ser establecidas en cada caso.

Cuando las construcciones contienen áreas de usos diferentes, pertenecientes a más de un grupo, se respetará la clasificación más exigente, de modo de lograr el comportamiento más adecuado.

Asociada a la clasificación precedente, se establece el factor de importancia que se indican en la Tabla 2.5, α representa el incremento en el nivel de las acciones sísmicas correspondiente a edificaciones de particular importancia, como son las del Grupo A. A este grupo también se exigen límites de deformabilidad relativa más severos que a los demás grupos.

Tabla 2.5 Factor de Importancia

GRUPO	α
A	1.3
B1	1.15
B2	1

Fuente: Norma venezolana COVENIN 1756-2001, “Edificaciones sismorresistentes”

2.2.12 Clasificación según el nivel de diseño

La Norma clasifica en tres grupos los diferentes niveles de diseño exigidos, de acuerdo a los criterios de diseño utilizados en el dimensionamiento y detallado de los miembros y conexiones que forman parte del sistema resistente a sismos, de acuerdo con el uso y la zona sísmica donde se ubica el edificio.

2.2.12.1 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, el cual se asigna en la Tabla 2.7, 2.8 y 2.9. Se considera que el cumplimiento de las especificaciones de detallado para cargas gravitacionales y de viento confiere a las estructuras una pequeña ductilidad, que es asumida mediante valores de R algo mayores de 1.

2.2.12.2 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.

2.2.12.3 Nivel de Diseño 3

Este nivel de diseño requiere la estricta aplicación de la totalidad de las especificaciones COVENIN para el diseño y construcción en zonas sísmicas. La tabla indica los casos donde se debe respetar el Nivel de diseño, para reducir la posibilidad de falla frágil.

En una misma edificación, sólo se utilizará un único nivel de diseño. En el ND3 se exige que la estructura pueda soportar deformaciones inelásticas con gran capacidad de disipación de energía, sin sufrir una pérdida significativa de su resistencia. Ver Tabla 2.6. Para los diferentes niveles de diseño exigidos.

Tabla 2.6 Niveles de Diseño ND

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

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

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

Fuente: Norma venezolana COVENIN 1756-2001, “Edificaciones sismorresistentes”

2.2.13 Clasificación según el tipo de estructura

La Norma establece cuatro tipos de sistemas estructurales resistentes a sismos, en función de los elementos estructurales que deban soportar las acciones sísmicas y las cargas verticales.

2.2.13.1 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.

Los pórticos rígidos deben poseer suficiente ductilidad potencial para soportar tanto las cargas gravitacionales como las laterales. Los pórticos deben ser hiperestáticos de alto grado, lo cual permita evidenciar una excelente respuesta inelástica. También deben ser capaces de permitir aceptables desplazamientos laterales mientras su capacidad portante bajo cargas gravitacionales permanece intacta.

2.2.13.2 Tipo II

Son la combinación de las estructuras Tipos I y III, es decir, formadas por pórticos y muros estructurales de concreto armado, o pórticos diagonalizados, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta debe ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas.

2.2.13.3 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 considerarán igualmente dentro de este Grupo las combinaciones de los Tipos I y III, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí 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 IIIa 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.

2.2.13.4 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.

2.2.14 Factor de Respuesta

El factor de reducción de respuesta R es el valor por el cual se dividen las ordenadas del espectro de respuesta para obtener el espectro de diseño, y se obtiene de la Tabla 2.7 para estructuras de concreto, de acero (Tabla 2.8) o mixtas de acero-concreto (Tabla 2.9).

R resulta una medida de la capacidad de un sistema estructural de absorber energía y soportar ciclos de deformaciones inelásticas, sin colapsar. El valor de R se incrementa con el aumento de ductilidad de una estructura y con la capacidad de

disipación de energía potencial, así como también cuando aumenta el grado de hiperestaticidad.

Por lo tanto, el valor R está relacionado con la ductilidad de un sistema, que es la capacidad de deformarse más allá de su límite elástico, sin alcanzar el límite de su resistencia. Bajo incrementos de las cargas exteriores, una estructura dúctil hiperestática formará sucesivas articulaciones plásticas, y el colapso sólo se alcanza cuando el número de estas articulaciones forme un mecanismo de ruina, transformando a la estructura en un sistema lábil.

Tabla 2.7 Factores de Reducción de Respuesta R para Estructuras de Concreto Armado

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6	5	4.5	5	2
ND2	4	3.5	3	3.5	1.5
ND1	2	1.75	1.5	2	1.25

Tabla 2.8 Factores de Reducción Respuesta R para Estructuras de Acero

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I (1)	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0 (2)	5	4	6.0 (3)	2
ND2	4.5	4	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2	-	1.25

- (1) Para sistemas con columnas articuladas en su base el valor de R será multiplicado por 0.75.
- (2) En pórticos con vigas de celosía se usará 5.0 limitado a edificios de no más de 30 metros de altura.

- (3) En aquellos casos donde la conexión viga colectora-columna sea del Tipo PR, según la Norma COVENIN 1618-98, úsese 5.0.

Tabla 2.9 Factores de Reducción Respuesta R para Estructuras Mixtas Acero-Concreto

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO-CONCRETO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6	5	4	6.0 (1)	2
ND2	4	4	-	-	1.5
ND1	2.25	2.5	2.25	-	1

Fuente: Norma venezolana COVENIN 1756-2001, “Edificaciones sismorresistentes”

2.2.15 Coeficiente Sísmico C para Edificaciones

El coeficiente sísmico C se define como el cociente entre la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel base, que se conoce como Corte Basal, y el peso sísmico total W por encima del mismo. Se debe cumplir:

$$C = \frac{V_0}{W} \geq \frac{\alpha A_0}{R}$$

Donde:

α = Factor de importancia (Tabla 2.5).

A_0 = Coeficiente de la aceleración horizontal para cada zona (Tabla 2.3)

R = Factor de reducción (Tabla 2.7).

V_0 = Fuerza cortante a nivel de base.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base. Para la determinación del peso total W, a las acciones permanentes deberán sumarse los

porcentajes de las acciones variables establecidas en la Norma COVENIN 2002, según se indica a continuación:

- a) Recipientes de líquidos: cien por ciento (100%) de la carga de servicio, con el recipiente lleno.
- b) Almacenes y depósitos en general, donde la carga tenga el carácter de permanente tales como bibliotecas o archivos: cien por ciento (100%) de la carga de servicio.
- c) Estacionamientos públicos: en ningún caso el valor que se adopte será menor que el cincuenta por ciento (50%) de la carga variable de servicio establecida en las normas respectivas, considerando el estacionamiento lleno.
- d) Edificaciones donde pueda haber concentración de público, más de unas 200 personas, tales como: educacionales, comerciales, cines e industrias, así como escaleras y vías de escape: cincuenta por ciento (50%) de la carga variable de servicio.
- e) Entrepisos de edificaciones, no incluidos en (d) tales como: viviendas y estacionamientos distintos de c): veinticinco por ciento (25%) de la carga variable de servicio.
- f) Techos y terrazas no accesibles: cero por ciento (0%) de la carga variable.

En todos los métodos de análisis, el valor de la fuerza cortante de diseño a nivel de base V_0 se obtiene empleando el espectro de diseño. En el caso de los métodos de análisis dinámico, la fuerza cortante de diseño a nivel de base es el resultado de la combinación de los respectivos valores modales.

Dado que los valores de A_d pueden ser reducidos por R , es necesario establecer un coeficiente sísmico mínimo. Este se ha fijado como función del factor de

importancia α , de la aceleración máxima del terreno A_0 y del factor R del sistema estructural resistente a sismos. En zonas de baja amenaza sísmica, las fuerzas horizontales debidas a viento pueden dar origen a valores mayores que los mínimos aquí establecidos (COVENIN-MINDUR 2002-88).

En aquellos casos donde, previa justificación, se incorporen los efectos de la interacción suelo-estructura por medio de procedimientos adecuados, el coeficiente sísmico mínimo seguirá siendo el mismo señalado en este Artículo.

Los pesos de las maquinarias o equipos de masa no despreciable, deben incluirse siempre que puedan considerarse unidos a la estructura, agregando el contenido de los mismos en condiciones de operación. El peso de los tabiques debe estimarse en forma realista tomando en cuenta la Norma Venezolana “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones” COVENIN-MINDUR 2002-88.

En el cálculo del centro de masas de un determinado piso, debe tomarse en consideración la distribución de los pesos propios, de las cargas permanentes y variables significativas.

En los edificios destinados a viviendas u oficinas, los resultados de un muestreo hecho durante 1979-1980 en la ciudad de Caracas, revelan que el valor especificado igual al veinticinco por ciento (25%) de las cargas variables de cálculo (175 kgf/m^2) para viviendas tiene una probabilidad de excedencia del cinco por ciento (5%). De acuerdo con los análisis estadísticos de la muestra de cargas variables en oficinas, para mantener esta misma probabilidad de excedencia se debería seleccionar el treinta por ciento (30%) de las cargas variables en oficinas (250 kgf/m^2) (Grases y Eskenazi, 1981). Este valor representa una diferencia pequeña con

respecto al valor establecido en el Artículo de la norma. Tomando en consideración la importancia de las cargas variables en el proyecto no parece necesaria esta distinción, especialmente por la discriminación de uso que implica. Los requerimientos del punto d) se aplicarán a escaleras y vías de escape.

Se ha considerado que las cargas de los estacionamientos pueden asimilarse a las de los depósitos. Al considerar los valores normativos de 500 kgf/m se ha establecido una cota inferior igual a 250 kgf/m², aun cuando se deberán tomar valores mayores si las estimaciones así lo indican. En el caso de estacionamientos para edificaciones destinadas a vivienda, sólo se indica el veinticinco por ciento (25%) de la carga de diseño por razones de la menor concentración de vehículos, y mayores áreas de circulación.

2.2.16 Espectros de Diseño

La norma venezolana para edificaciones sismorresistentes recomienda formas espectrales normalizadas de respuesta elástica de aceleración asociadas a perfiles de suelo de distinta composición litológica, identificados como S1, S2, S3 y S4. La tabla 2.10 muestra los valores espectrales correspondientes.

Tabla 2.10 Valores espectrales de T*, β y p

FORMA ESPECTRAL	T* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1
S2	0.7	2.6	1
S3	1	2.8	1
S4	1.3	3	0.8

Fuente: Norma venezolana COVENIN 1756-2001, “Edificaciones sismorresistentes”

Además en la norma se especifica que las ordenadas de la aceleración de diseño se obtienen directamente a partir de las formas espectrales normalizadas de aceleración correspondientes en función del período T, mediante las siguientes relaciones:

$$T < T^+ \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_0 \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)}$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_0}{R}$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_0}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p$$

Donde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad.

α = Factor de importancia, en la Tabla 2.5.

A_0 = Coeficiente de aceleración horizontal, en la Tabla 2.3.

φ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración, Tabla 2.4.

β = Factor de amplitud espectral, Tabla 2.10.

$T_0 = 0,25T^*$ Período a partir del cual los espectros normalizados de aceleración tienen un valor constante, Tabla 2.10.

T^* = Máximo período en el intervalo donde los espectros de aceleración normalizada tienen un valor constante, Tabla 2.10.

$T^+ \geq T_0$ Período característico de variación de respuesta dúctil, Tabla 2.11.

$$c = \left(\frac{R}{\beta}\right)^{0,25}.$$

R= Factor de reducción de respuesta, Tabla 2.7 para estructuras de concreto armado, Tabla 2.8 para estructuras de acero y Tabla 2.9 para estructuras mixtas de acero-concreto.

p = Exponente que define la rama descendente del espectro de aceleración normalizada, Tabla 2.10.

El valor T^+ que se utiliza en la figura 2.3 se obtiene directamente de la siguiente tabla. Debe siempre cumplirse que $T_0 < T^+$ y $T_0 = T^*/4$.

Tabla 2.11 Valores de T^+

CASO	T^+ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R-1)$
$R \geq 5$	0.4

Fuente: Norma venezolana COVENIN 1756-2001, “Edificaciones sismorresistentes”

La figura 2.3 muestra la forma espectral de diseño tipificada en la norma venezolana.

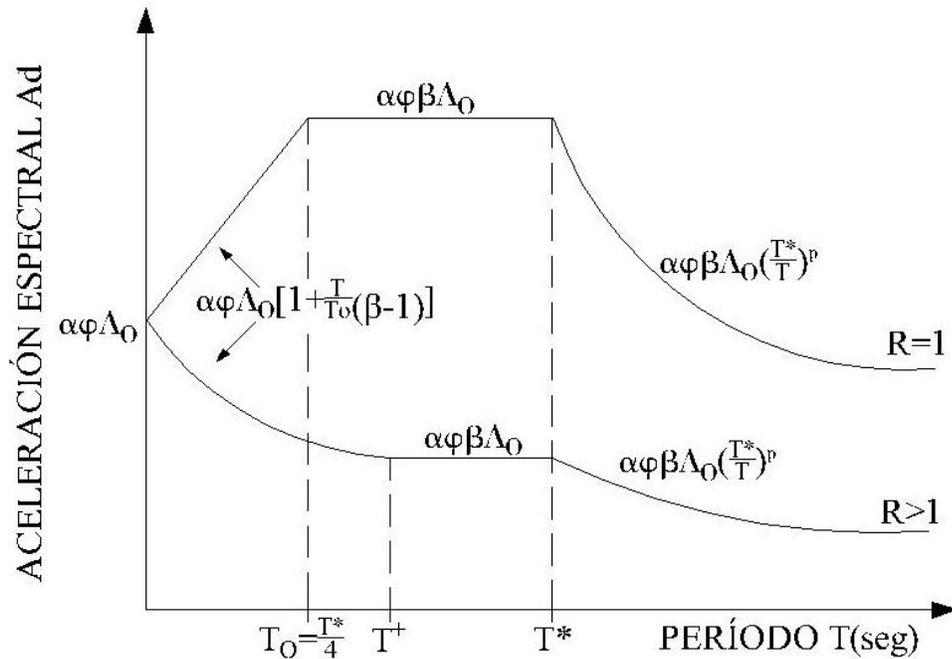


Figura 2.3 Espectro de Respuesta Elástico (R=1)

Fuente: Norma venezolana COVENIN 1756-2001, “Edificaciones sismorresistentes”

2.7 Método estático equivalente

El método estático equivalente tiene como finalidad la determinación de fuerzas laterales aplicadas en cada nivel del edificio para, conjuntamente con los momentos torsores, se determinen las sollicitaciones de diseño en los diversos elementos resistentes. Estas fuerzas laterales dan origen, 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. 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 y a 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 paramétricos para cada uno de ellos, se ha optado por mantener la aplicabilidad del método solo a edificios que puedan ser clasificados como regulares, aún 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 T , 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, el método estático equivalente 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.

Para la aplicación de este método, 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.

2.8 Método de superposición modal con tres grados de libertad por nivel

Desde el punto de vista matemático el movimiento de un vibrador complejo se puede representar por superposición de los movimientos de los vibradores que representan los distintos modos naturales de vibración. Una ventaja importante del método es que generalmente un número relativamente pequeño de modos (normalmente los primeros) tienen influencia significativa en la respuesta de la estructura y esto permite simplificar el análisis.

En consecuencia es necesario evaluar la respuesta para cada modo y luego superponer la influencia de los distintos modos. Esto es relativamente fácil cuando las excitaciones son sencillas, en particular una excitación periódica, porque la respuesta se puede expresar en forma cerrada.

La aplicación más común del método es la obtención de valores de la respuesta estructural elegida (es decir los valores máximos de las variables que supuestamente representan el comportamiento de la construcción) por superposición de respuestas espectrales.

Una vez elegida la respuesta más apropiada para describir el comportamiento de la estructura el resultado se puede obtener de dos modos. Obtener el valor máximo por integración directa, lo que implica definir acelerogramas de excitación, o bien utilizar el espectro de proyecto y superponer los valores de respuestas modales.

El espectro de proyecto permite obtener el valor máximo probable de la respuesta elegida para cada uno de los vibradores simples que representan a cada modo. Ese valor máximo corresponde a la máxima excitación sísmica que se supone puede ocurrir en la zona.

El estudio probabilístico clásico de la respuesta para excitaciones caóticas (para sismos) en sistemas elásticos (lineales) de varios grados de libertad conduce a que el valor máximo probable de la respuesta se obtiene por la suma geométrica de las respuestas modales cuando los modos tienen períodos suficientemente diferentes:

$$R = \sqrt{\sum R_i^2}$$

Cuando los modos tienen períodos próximos el valor máximo más probable corresponde a la suma de valores absolutos.

$$R = \sum |R_i|$$

En ambos casos el valor obtenido es el máximo más probable, en valor absoluto.

2.9 Fuerza Cortante Basal

La fuerza cortante basal V_0 , en cada dirección de análisis, se determinará de acuerdo con la expresión:

$$V_0 = \mu A_d W$$

Donde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base.

μ = Mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N + 9}{2N + 12} \right]$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$$

Donde:

N = Número de niveles

T = Período fundamental.

T* = Máximo período de intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

El valor $\frac{V_0}{W}$ debe ser mayor o igual al coeficiente sísmico mínimo $C = \frac{\alpha A_0}{R}$.

2.9 Control del cortante mínimo

Los cortes basales V_{OX} y V_{OY} serán los correspondientes al análisis con los centros de masa no desplazados en cada una de las direcciones principales X, Y del edificio, deberán compararse con la fuerza cortante basal calculada según las ecuaciones expuestas anteriormente, con un período:

$$T = 1.6T_a$$

$$T_a = Ct * h_n^{0.75}$$

Estos cortes basales calculados con la aplicación dichas ecuaciones se denotan como V^*_{OX} y V^*_{OY} , respectivamente. Las solicitaciones sísmicas de diseño y los desplazamientos para cada dirección del sismo deberán multiplicarse por los factores (V^*_{OX}/V_{OX}) y (V^*_{OY}/V_{OY}) respectivamente, los cuales no serán menores que la unidad.

El coeficiente $\frac{V_0}{W}$ de diseño no será menor que el coeficiente sísmico mínimo dado $C = \frac{\alpha A_0}{R}$ para ambas direcciones X e Y del edificio.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de Investigación

El presente trabajo especial de grado se clasifica bajo el tipo de investigación descriptiva. Para este tipo de investigación generalmente se busca desarrollar una imagen o representación del fenómeno estudiado a partir de sus características, donde se miden variables o conceptos con el fin de especificar las propiedades importantes de comunidades, personas, grupos o fenómeno bajo análisis.

Este trabajo de investigación, consiste en la realización de cálculos necesarios en diez edificaciones variando la cantidad de pisos, evaluando principalmente el coeficiente sísmico de las estructuras en estudio y comparándolas con las indicaciones que presenta la Norma COVENIN 1756-2001, con la finalidad de lograr los objetivos deseados.

3.2 Diseño de la investigación

En la presente investigación se establecen las estrategias para obtener la información necesaria y dar respuestas directas a las hipótesis de la problemática mencionadas anteriormente a través de la definición del procedimiento adecuado para el desarrollo de este proyecto. A continuación se muestra el ordenamiento de los pasos realizados en este trabajo especial de grado:

3.2.1 Fase I: Diagnóstico

En esta fase de la investigación se estudiará la problemática junto con el apoyo de estudios similares realizados anteriormente. Esta información será la necesaria para poder identificar el diagnóstico y de la misma manera como solucionarlo.

3.2.2 Fase II: Organización

Una vez lograda la información requerida para esta investigación, se procederá en organizar, seleccionar y leer detalladamente la información indispensable para estudiar e interpretar mejor la utilización de los métodos adecuados de análisis y diseño que estén relacionados con la misma, cabe destacar que a la hora de utilizar un software de cálculo estructural se debe entender de la manera más correcta u óptima los resultados arrojados por este.

Otro aspecto importante que se obtuvo, fue la asesoría de Normas Venezolanas vigentes para la elaboración de esta investigación, lo cual ayudó en el cumplimiento de los objetivos.

3.2.3 Fase III: Diseño

Para esta etapa, se debe tomar en cuenta el diagnóstico y la organización apropiada para continuar con la elaboración del diseño que estará definido de la siguiente manera:

- a) Se realizó la planificación estructural de cada una de las edificaciones de estudio.
- b) Se elaboró el predimensionado de los elementos estructurales (vigas, columnas y losas).

- c) Se aplicó el método estático equivalente (MEE), de donde se calculó el período fundamental, la aceleración de diseño a través de la gráfica “Espectro de Respuesta”, las fuerzas cortantes basales correspondientes al factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal para así obtener el coeficiente sísmico de cada una de las estructuras.
- d) Luego, se utilizó el método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad a través de un programa de cálculo estructural ETABS 2015, de donde se obtuvieron los cortantes basales totales de cada una de las estructuras.
- e) Y para finalizar, hacer la comparación del coeficiente sísmico de cada una de las estructuras con el de la norma COVENIN 1756-2001.

3.3 Variables

El término variable, se denomina como un aspecto o dimensión de un fenómeno que tiene la capacidad de optar o asumir distintos valores, ya sean, cuantitativos o cualitativos. En esta investigación tiene como variables las siguientes:

- a) El factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal ϕ correspondiente al perfil del suelo.

Tabla 3.1 Nomenclatura y definición de variables.

Forma espectral	Factor de corrección ϕ	Definición
S1	0.90	S11
S2	0.90	S21
	0.95	S22
	0.70	S23
S3	0.75	S31
	0.80	S32

Fuente: Elaboración propia.

- b) Método de diseño.
- c) Altura de las estructuras.

3.4 Población

Según Hernández y otros (2003), la población o universo, bajo el enfoque cuantitativo, es el conjunto de todos los casos que concuerdan con determinadas especificaciones. En esta investigación se tomó como población un conjunto de estructuras aporticadas de mediana a baja altura, de planta regular y de concreto armado.

3.5 Muestra

Se denomina muestra a un subgrupo de población, es decir, es un subconjunto de elementos que pertenecen a ese conjunto al que llamamos población. En esta investigación dichas muestras son diez edificaciones con que tienen como características una planta totalmente cuadrada y la altura que varía desde el nivel uno hasta el nivel diez respectivamente.

3.6 Técnicas de recolección de datos

Para esta investigación, la información de datos fue generada de la planificación inicial de este trabajo la cual proporciona el análisis fundamental para el estudio del mismo, ya que, requiere de datos importantes relacionados con las geometrías de las plantas de las edificaciones que están involucradas en este proyecto.

3.6.1 Descripción de plantas y edificaciones en estudio

Para el desarrollo de esta investigación se estableció una planta regular (cuadrada) la cual se define por la siguiente configuración:

Planta regular de concreto armado la cual será estudiada con una altura que varía desde el nivel uno, hasta el nivel diez.

3.6.2 Clasificación de las estructuras

- a) **Según el uso:** El uso de las estructuras evaluadas en esta investigación es de viviendas multifamiliares que pertenecen al GRUPO B2, ya que, son edificaciones de uso público o privado, y de baja ocupación con un factor de importancia $\alpha = 1$.
- b) **Según el nivel de diseño:** El nivel de diseño que se usará en esta investigación será al que corresponde como Nivel de Diseño 3 (ND3), ya que, se tiene una zona sísmica 5 y un grupo B2.
- c) **Según el tipo de estructura:** El tipo de sistema estructural que se empleó para esta investigación es de Tipo I, ya que, son 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.

Con las especificaciones explícitas anteriormente, se considerará factor de respuesta igual a 6, ya que, lo recomienda el nivel de diseño 3 (ND3) y el tipo de estructura utilizada.

3.6.3 Definición de los coeficientes sísmicos

- a) **Zona sísmica:** Las estructuras evaluadas en esta investigación se asumieron ubicadas en el Municipio San Diego, Edo. Carabobo por lo que corresponde a una zonificación sísmica 5 descrita por la norma COVENIN 1756-2001.

b) Movimientos de diseño: Para esta investigación el parámetro que caracteriza a los movimientos de diseño depende de las condiciones geotécnicas, es decir, que el coeficiente de aceleración horizontal depende de la zona sísmica, como se mencionó anteriormente, el valor que obtiene dicho parámetro es de 0,30.

c) Forma espectral y factor ϕ : En esta ocasión, se consideró todas las especificaciones explícitas en la norma COVENIN 1756-2001, es decir, que para los casos de formas espectrales (S1, S2 y S3) se estudiaron todos los factores de corrección correspondientes al coeficiente de aceleración horizontal.

3.6.4 Planificación estructural

3.6.4.1 Disposición de armado de losas

Para el armado de losas, primero se debe definir el tipo de losa que se va a utilizar, en este caso, se asumió losas nervadas, ya que, son las más utilizadas en nuestro país, y en términos de costos es más económica en comparación a las losas macizas.

Ahora bien, se procede en establecer el sentido del armado de la misma, para ello, se tomó en cuenta como criterio la relación de las luces en cada dirección y continuidad, para esta investigación, las luces son de 5 m lo cual requiere de vigas auxiliares las cuales se definieron a lo largo del eje Y, por lo tanto, se decidió en realizar el armado en sentido X.

3.6.4.2 Ubicación de vigas

Después de haber definido el sentido del armado, se continúa en especificar las vigas de cargas y sismorresistentes. Como el sentido del armado es en X, las vigas de cargas estarían colocadas en la dirección perpendicular del armado, y las vigas sismorresistentes son aquellas que estarían colocadas en el mismo sentido del armado de la losa.

3.6.4.3 Orientación de las columnas

En cuanto a la orientación de las columnas para este proyecto, se tomó en cuenta varios criterios para realizar el mismo.

- a) **Criterio de resistencia:** Las columnas que conforman los pórticos deben soportar las cargas verticales como sísmicas disponiendo de una mayor inercia en los mismos.
- b) **Criterio de rigidez torsional:** Para los pórticos que se encuentran en el perímetro de las estructuras es recomendable orientar las columnas en el mismo sentido de los mismos para así obtener una adecuada rigidez torsional.
- c) **Criterio de rigidez lateral:** Para lograr en las columnas un buen balance en la rigidez lateral se recomienda colocar la misma cantidad o parecida de columnas orientadas tanto en la dirección X como en Y.

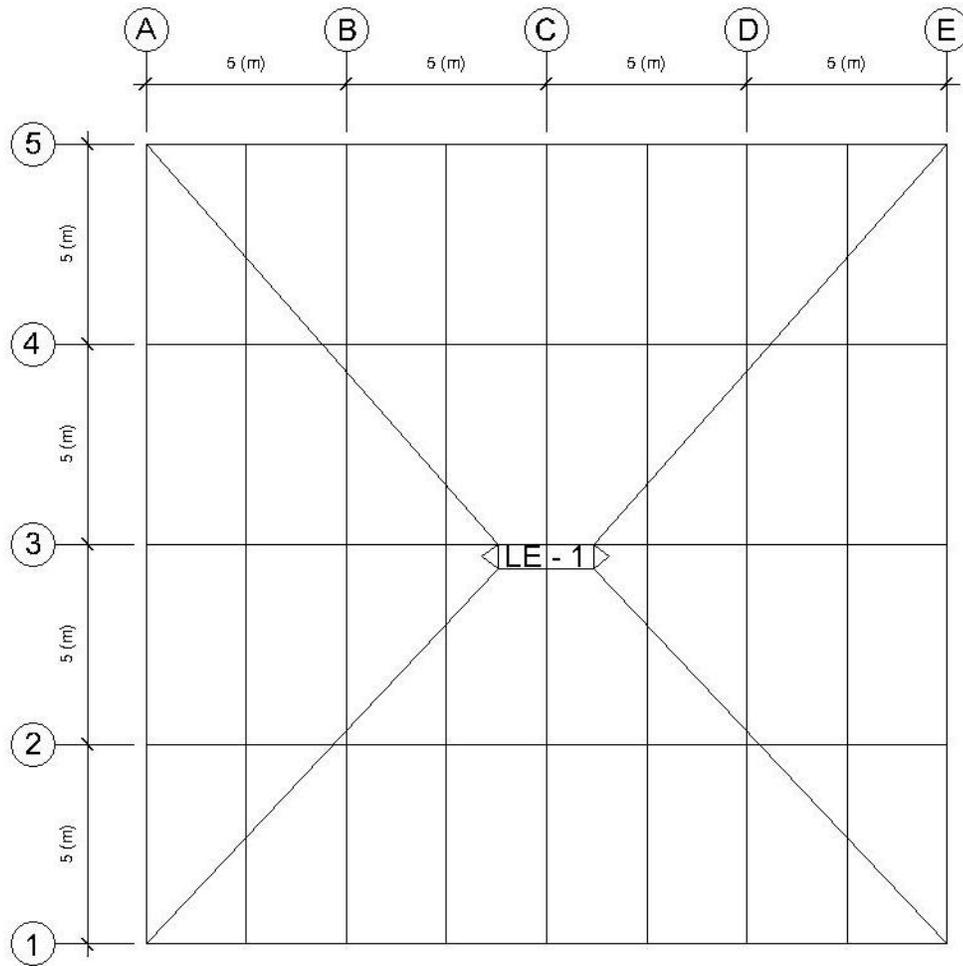


Figura 3.1 Distribución de losas y sentido del armado.

Fuente: Elaboración propia.

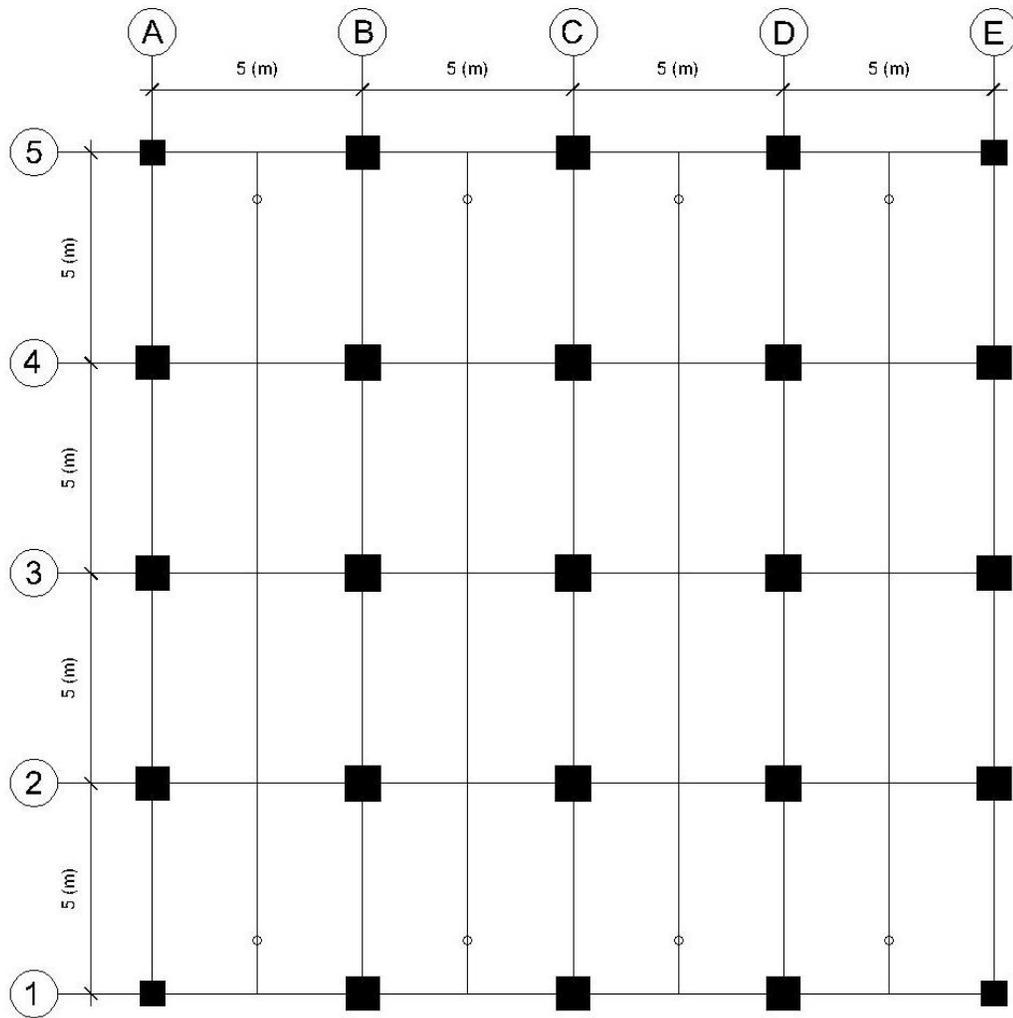


Figura 3.2 Distribución de columnas.

Fuente: Elaboración propia.

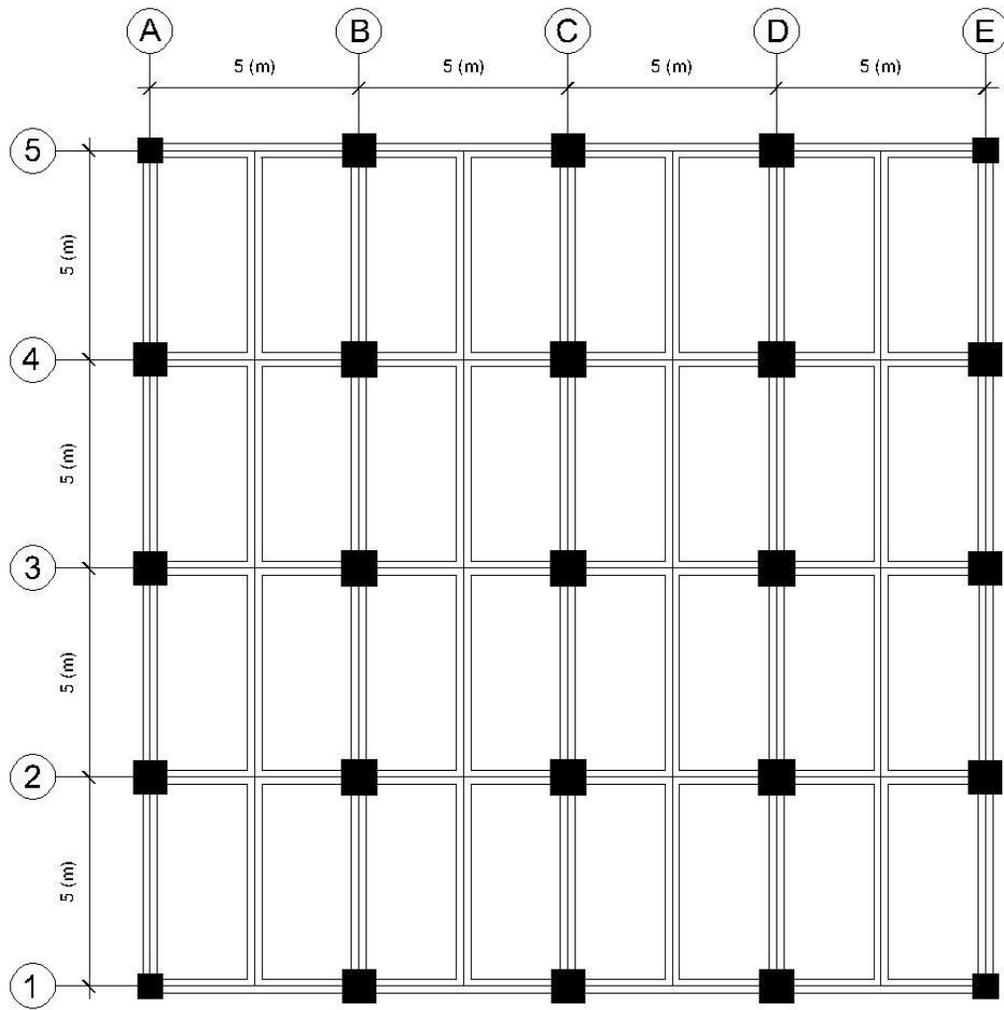


Figura 3.3 Distribución de vigas de cargas y auxiliares.

Fuente: Elaboración propia.

3.7 Procedimiento para la ejecución de la investigación:

Para todas las edificaciones de esta investigación se aplicó el mismo procedimiento, por lo tanto, se mostrará a continuación los cálculos de la estructura de diez niveles.

3.7.1 Etapa del predimensionado

3.7.1.1 Predimensionado de losas

a) Para losas de entrepiso y techo

Para el predimensionado de losas se aplicó principalmente la tabla 3.2 que se muestra a continuación, la cual depende de dos variables, de la luz que existe entre los apoyos de la losa y del tipo de apoyo de la misma.

Tabla 3.2 Altura mínima de vigas o espesor mínimo de losas.

MIEMBROS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o Losas con nervios en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: Fondonorma 1753–2006 Venezolana de Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.

b) Losa de entrepiso (LE)

Al aplicar lo exigido establecido en la tabla 3.2 extraída de la fondonorma COVENIN 1753–2006, se obtuvo un valor de espesor mínimo de 25 cm.

c) Losa de techo (LT)

Para las losas de techo se realizó el mismo procedimiento de las losas de entrepiso, el cual nos arroja un espesor mínimo de 25 cm.

3.7.2 Análisis de cargas

Para el análisis de cargas se tomaron en cuenta varios criterios establecidos en la norma COVENIN 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”. En esta investigación se realizó el mismo análisis de carga para todas las estructuras evaluadas.

3.7.2.1 Losas nervadas de entrepiso

Cargas permanentes:

- a) En la tabla 2.1 mostrada en el capítulo anterior están expresados los pesos unitarios probables de elementos constructivos, para las losas nervadas, según la dirección del armado y el espesor de la misma nos arroja el valor del peso propio que debe poseer dicha losa. Para esta investigación, se tienen losas nervadas armadas en una sola dirección con un espesor mínimo de 25 cm las cuales requieren de un peso propio de 315 kgf/m^2 .
- b) Para la tabiquería, se tomó en cuenta el valor estimado calculado en base a una supuesta distribución y peso unitario de los tabiques, la cual, es equivalente a la carga mínima de 150 kgf/m^2 .
- c) Para el peso de los materiales, como el granito, se asumió el valor que indica la tabla 2.1 de la norma COVENIN 2002-88, 2800 kgf/m^3 con un espesor de 2 cm.

- d) De igual manera para el friso, se estimó una carga de 1700 kgf/m^3 con un espesor de 2cm.

Cargas variables:

Para esta investigación, ya que, no se tiene ninguna información específica que determinarán las cargas variables se dispuso de los valores de la tabla 2.2 que se indicó anteriormente, que depende del uso de las edificaciones, y en este caso, el uso es para viviendas multifamiliares de ambiente privado, el cual arroja una carga de 300 kgf/m^2 .

Tabla 3.3 Análisis de carga para la losa de entrespiso.

Descripción	Unidad	Valor
Espesor (h)	cm	25
Peso propio	kgf/m^2	315
Tabiquería	kgf/m^2	250
Granito	kgf/m^2	56
Friso	kgf/m^2	34
Carga permanente (Qcp)	kgf/m^2	955
Carga variable (Qcv)	kgf/m^2	300

Fuente: Elaboración propia.

3.7.2.2 Losas nervadas de techo

Cargas permanentes:

- a) En la tabla 2.1 están expresados los pesos unitarios probables de elementos constructivos, para las losas nervadas, según la dirección del armado y el espesor de la misma nos arroja el valor del peso propio que debe poseer dicha

losa. Para esta investigación, se tienen losas nervadas armadas en una sola dirección con un espesor mínimo de 25 cm las cuales requieren de un peso propio de 315 kgf/m².

- b) De igual manera para el friso, se estimó una carga de 1700 kgf/m³ con un espesor de 2 cm.

Cargas variables:

Para esta investigación, las cargas variables se considerarán por metro cuadrado de proyección horizontal que dependerán del tipo de techo y sus pendientes, en este caso, la pendiente será igual o menor al 15% lo que indica una carga de 100 kgf/m² descrita en la norma COVENIN 2002-88.

Tabla 3.4 Análisis de carga para la losa de techo.

Descripción	Unidad	Valor
Espesor (h)	cm	25
Peso propio	kgf/m ²	315
Friso	kgf/m ²	34
Carga permanente (Qcp)	kgf/m²	350
Carga variable (Qcv)	kgf/m²	100

Fuente: Elaboración propia.

3.7.3 Predimensionado de vigas

3.7.3.1 Vigas de carga

Para esta etapa de la investigación se consideró el criterio de las dimensiones mínimas y requisitos sismorresistentes, el cual se denota de la siguiente manera:

Para zonas sísmicas:

$$h = \frac{L}{12}$$

Se debe cumplir para edificios: $b > 30cm$.

De acuerdo a las condiciones expuestas anteriormente, el predimensionado de las vigas de cargas se diseñó de la siguiente manera:

- a) Principalmente se asumió una $b_{vigas} = 35cm$.
- b) Se procedió a calcular la altura máxima de las vigas de tal forma que cumpliera con las siguientes exigencias:

$$\frac{b_{vigas}}{h_{max}} \geq 0.30 \therefore h_{max} = \frac{b_{vigas}}{0.30} \therefore h_{max} = \frac{35cm}{0.30}$$

$$h_{max} = 116.67 \cong 120cm$$

- c) Ya obtenido el valor de la altura máxima requerida para una base de 35 cm se continúa en calcular la altura requerida para una luz de 5 m.

Para una luz igual a 5 m:

$$h = \frac{500cm}{12} = 41.67 \cong 45cm.$$

Se observa detalladamente que se necesita una altura igual a 45 cm, lo que quiere decir, que cumple, ya que, la altura máxima que requieren las vigas de cargas es de 120 cm ($h < h_{max}$).

- d) De acuerdo con lo calculado en los pasos anteriores, se puede decir que se tiene la sección transversal de las vigas de cargas con las siguientes dimensiones: $b_{vigas} = 35\text{ cm}$, $h_{vigas} = 45\text{ cm}$.

3.7.3.2 Vigas sismorresistentes

Para las vigas sismorresistentes se realizó el mismo procedimiento de las vigas de cargas del cual se obtuvieron las secciones transversales de las mismas con las siguientes dimensiones: $b_{vigas} = 35\text{ cm}$, $h_{vigas} = 45\text{ cm}$.

3.7.4 Predimensionado de columnas

Para este proyecto se consideró el criterio de las dimensiones mínimas y requisitos sismorresistentes, el cual se denota de la siguiente manera:

Se debe cumplir:

- a) $b > 30\text{ cm}$.
- b) $\frac{b}{h} \geq 0.40$.

Para continuar se menciona detalladamente el procedimiento del predimensionado:

Se calculó el área tributaria que le corresponde a cada columna. Luego se agruparon las áreas dependiendo del tipo de columna con el cual se está trabajando, y en cada tipo se escogieron las áreas máximas para así establecer un área por el tipo de columna.

Tabla 3.5 Tipos de columnas en las estructuras.

Tipos de columnas		
Esquineras (CE)	Laterales (CL)	Centrales (CC)
A1	B1, C1, D1,	B2, B3,
A5	A2, A3, A4,	B4, C2,
E1	B5, C5, D5,	C3, C4, D2,
E5	E2, E3, E4.	D3, D4.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.6 Áreas tributarias de los tipos de columnas.

Áreas tributarias		
At (CE)	At (CL)	At (CC)
6,25	12,50	25,00

Fuente: Elaboración propia.

Seguidamente se obtuvieron las cargas en condiciones últimas arrojando los siguientes valores:

Con el análisis de cargas indicado anteriormente, se consigue las cargas de servicio denota por la ecuación:

$$Q_u = 1.2CP + 1.6CV$$

Recordando que:

Tabla 3.7 Valores de las cargas de servicio.

Tipo de losa	Qcp (kgf/m²)	Qcv (kgf/m²)	Qu (kgf/m²)
Techo	350	100	580
Entrepiso	955	300	1626

Fuente: Elaboración propia.

Aplicando la ecuación de las cargas en condiciones últimas, se tiene:

$$Pu = At * Qu$$

Para las columnas esquineras:

$$Pu_{techo} = 6.25m^2 * 580kgf/m^2$$

$$Pu_{techo} = 3625kgf$$

$$Pu_{entrepiso} = (6.25m^2 * 1626 kgf/m^2) + 3625kgf$$

$$Pu_{entrepiso} = 13787.5kgf$$

De igual manera se realizó para las columnas laterales y centrales. A continuación se muestran los valores de la edificación de diez niveles:

Tabla 3.8 Valores de las cargas en condiciones últimas.

Cargas en condiciones últimas			
Nivel	Pu (CE)	Pu (CL)	Pu (CC)
Techo	3625,00	7250,00	14500,00
9	13787,50	27575,00	55150,00
8	23950,00	47900,00	95800,00
7	34112,50	68225,00	136450,00
6	44275,00	88550,00	177100,00
5	54437,50	108875,00	217750,00
4	64600,00	129200,00	258400,00
3	74762,50	149525,00	299050,00
2	84925,00	169850,00	339700,00
1	95087,50	190175,00	380350,00

Fuente: Elaboración propia.

Se calculó el área gruesa para cada columna a través de la ecuación:

$$A_c = \frac{Pu}{\alpha * f'_c * \phi}$$

Siendo los siguientes parámetros:

$$\alpha \begin{cases} \text{Esquineras: } \alpha = 0.20 \\ \text{Laterales: } \alpha = 0.25 \\ \text{Centrales } \alpha = 0.28 \end{cases}$$
$$f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$$
$$\phi = 1$$

Para las columnas esquineras:

$$A_{c_{techo}} = \frac{3625 \text{ kgf}}{0.20 * 250 * 1} \text{ cm}^2$$

$$A_{c_{techo}} = 73 \text{ cm}^2$$

$$A_{c_{entrepiso}} = \frac{13787.5 \text{ kgf}}{0.20 * 250 * 1} \text{ cm}^2$$

$$A_{c_{entrepiso}} = 276 \text{ cm}^2$$

De igual manera se realizó para las columnas laterales y centrales. A continuación se muestran los valores de la edificación de diez niveles:

Tabla 3.9 Valores del área gruesa.

Áreas gruesas de las columnas			
Nivel	Ac (CE)	Ac (CL)	Ac (CC)
Techo	73	116	207
9	276	441	788
8	479	766	1369
7	682	1092	1949
6	886	1417	2530
5	1089	1742	3111
4	1292	2067	3691
3	1495	2392	4272
2	1699	2718	4853
1	1902	3043	5434

Fuente: Elaboración propia.

Por último se puede asumir una base de ahí despejar para obtener una altura mínima para esa columna. A continuación se muestra una tabla con las dimensiones definitivas.

Tabla 3.10 Valores de las dimensiones de las columnas.

Dimensiones de las columnas			
Nivel	CE	CL	CC
Techo	35x35	35x35	35x35
9	40x40	40x40	50x50
8	40x40	40x40	50x50
7	40x40	40x40	50x50
6	50x50	50x50	65x65
5	50x50	50x50	65x65
4	50x50	50x50	65x65
3	60x60	80x80	85x85
2	60x60	80x80	85x85
1	60x60	80x80	85x85

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

La presente investigación da a conocer la importancia que tiene el coeficiente sísmico en las edificaciones, la razón es que a través de este se entiende la verdadera relación entre el peso de la edificación, el cortante basal, el período de vibración, en conjunto con el perfil de suelo en el que esta se asienta. La influencia del coeficiente sísmico en las estructuras depende de los parámetros mencionados anteriormente, recordando que la altura y las dimensiones de los componentes que conforman la estructura son las principales características afectadas.

4.1 Selección del método de análisis y obtención de resultados

Se realizaron todos los cálculos previos antes de la elaboración de los 10 modelos en el programa ETABS 2015, como el predimensionado de columnas, vigas y losas, con la finalidad de que al ser calculado por el programa este pueda hacer el chequeo necesario para la optimización de los modelos.

A través del programa que implementa la aplicación del método de superposición modal de tres grados de libertad por nivel, se obtuvieron todos los valores de cortantes basales así como también el peso de la edificación y las aceleraciones horizontales con respecto a los períodos de vibración según las diferentes formas espectrales con las que se han venido trabajando.

De esta manera, se encuentra reseñados en las siguientes tablas los resultados obtenidos de los cálculos realizados con la los valores extraídos de dicho programa y de los cálculos realizados según los requisitos establecidos por la norma COVENIN1756-2001

Tabla 4.1 Comparación de resultados entre las edificaciones con distintas cantidad de niveles para el suelo de forma espectral S11.

Cantidad de niveles	Período Fundamental T del Análisis Dinámico del Modo 1	Coefficiente Sísmico Normativo (C _{mín}) (COVENIN 1756-2001)	Coefficiente Sísmico Calculado en X (C1=V _{ox} /W)	Coefficiente Sísmico Calculado en Y (C1=V _{oy} /W)	C1>C _{mín} (ambas direcciones)	Coefficiente de Control de Cortante Mínimo X (C2=V _{ox} */W)	Coefficiente de Control de Cortante Mínimo Y (C2=V _{oy} */W)	C2<C1 (ambas direcciones)
1 Nivel	0.209	0.05	0.156	0.156	Cumple	0.150	0.150	Cumple
2 Niveles	0.418	0.05	0.107	0.107	Cumple	0.109	0.109	No cumple
3 Niveles	0.609	0.05	0.071	0.071	Cumple	0.077	0.077	No cumple
4 Niveles	0.741	0.05	0.057	0.057	Cumple	0.061	0.061	No cumple
5 Niveles	0.880	0.05	0.047	0.047	No cumple	0.050	0.050	No cumple
6 Niveles	1.073	0.05	0.040	0.040	No cumple	0.043	0.043	No cumple
7 Niveles	1.194	0.05	0.036	0.036	No cumple	0.039	0.039	No cumple
8 Niveles	1.355	0.05	0.032	0.032	No cumple	0.036	0.036	No cumple
9 Niveles	1.522	0.05	0.028	0.028	No cumple	0.034	0.034	No cumple
10 Niveles	1.576	0.05	0.027	0.027	No cumple	0.032	0.032	No cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.2 Comparación de resultados entre las edificaciones con distintas cantidad de niveles para el suelo de forma espectral S21.

Cantidad de niveles	Período Fundamental T del Análisis Dinámico del Modo 1	Coefficiente Sísmico Normativo (Cmín) (COVENIN 1756-2001)	Coefficiente Sísmico Calculado en X (C1=Vox/W)	Coefficiente Sísmico Calculado en Y (C1=Voy/W)	C1>Cmín (ambas direcciones)	Coefficiente de Control de Cortante Mínimo X (C2=Vox*/W)	Coefficiente de Control de Cortante Mínimo Y (C2=Voy*/W)	C2<C1 (ambas direcciones)
1 Nivel	0.209	0.05	0.147	0.147	Cumple	0.142	0.142	Cumple
2 Niveles	0.418	0.05	0.109	0.109	Cumple	0.113	0.113	No cumple
3 Niveles	0.609	0.05	0.104	0.104	Cumple	0.109	0.109	No cumple
4 Niveles	0.741	0.05	0.094	0.094	Cumple	0.104	0.104	No cumple
5 Niveles	0.880	0.05	0.075	0.075	Cumple	0.086	0.086	No cumple
6 Niveles	1.073	0.05	0.062	0.062	Cumple	0.073	0.073	No cumple
7 Niveles	1.194	0.05	0.055	0.055	Cumple	0.065	0.065	No cumple
8 Niveles	1.355	0.05	0.050	0.050	No cumple	0.057	0.057	No cumple
9 Niveles	1.522	0.05	0.044	0.044	No cumple	0.054	0.054	No cumple
10 Niveles	1.576	0.05	0.041	0.041	No cumple	0.050	0.050	No cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.3 Comparación de resultados entre las edificaciones con distintas cantidad de niveles para el suelo de forma espectral S22.

Cantidad de niveles	Período Fundamental T del Análisis Dinámico del Modo 1	Coficiente Sísmico Normativo (Cmín) (COVENIN 1756-2001)	Coficiente Sísmico Calculado en X (C1=Vox/W)	Coficiente Sísmico Calculado en Y (C1=Voy/W)	C1>Cmín (ambas direcciones)	Coficiente de Control de Cortante Mínimo X (C2=Vox*/W)	Coficiente de Control de Cortante Mínimo Y (C2=Voy*/W)	C2<C1 (ambas direcciones)
1 Nivel	0.209	0.05	0.155	0.155	Cumple	0.150	0.150	Cumple
2 Niveles	0.418	0.05	0.115	0.115	Cumple	0.119	0.119	No cumple
3 Niveles	0.609	0.05	0.110	0.110	Cumple	0.115	0.115	No cumple
4 Niveles	0.741	0.05	0.100	0.100	Cumple	0.109	0.109	No cumple
5 Niveles	0.880	0.05	0.080	0.080	Cumple	0.091	0.091	No cumple
6 Niveles	1.073	0.05	0.065	0.065	Cumple	0.077	0.077	No cumple
7 Niveles	1.194	0.05	0.059	0.059	Cumple	0.068	0.068	No cumple
8 Niveles	1.355	0.05	0.052	0.052	Cumple	0.061	0.061	No cumple
9 Niveles	1.522	0.05	0.046	0.046	No cumple	0.057	0.057	No cumple
10 Niveles	1.576	0.05	0.044	0.044	No cumple	0.052	0.052	No cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4 Comparación de resultados entre las edificaciones con distintas cantidad de niveles para el suelo de forma espectral S23.

Cantidad de niveles	Período Fundamental T del Análisis Dinámico del Modo 1	Coefficiente Sísmico Normativo (C _{mín}) (COVENIN 1756-2001)	Coefficiente Sísmico Calculado en X (C1=V _{ox} /W)	Coefficiente Sísmico Calculado en Y (C1=V _{oy} /W)	C1>C _{mín} (ambas direcciones)	Coefficiente de Control de Cortante Mínimo X (C2=V _{ox} */W)	Coefficiente de Control de Cortante Mínimo Y (C2=V _{oy} */W)	C2<C1 (ambas direcciones)
1 Nivel	0.209	0.05	0.114	0.114	Cumple	0.111	0.111	Cumple
2 Niveles	0.418	0.05	0.084	0.084	Cumple	0.088	0.088	No cumple
3 Niveles	0.609	0.05	0.081	0.081	Cumple	0.085	0.085	No cumple
4 Niveles	0.741	0.05	0.073	0.073	Cumple	0.081	0.081	No cumple
5 Niveles	0.880	0.05	0.059	0.059	Cumple	0.067	0.067	No cumple
6 Niveles	1.073	0.05	0.048	0.048	No cumple	0.057	0.057	No cumple
7 Niveles	1.194	0.05	0.043	0.043	No cumple	0.050	0.050	No cumple
8 Niveles	1.355	0.05	0.039	0.039	No cumple	0.045	0.045	No cumple
9 Niveles	1.522	0.05	0.034	0.034	No cumple	0.042	0.042	No cumple
10 Niveles	1.576	0.05	0.032	0.032	No cumple	0.039	0.039	No cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.5 Comparación de resultados entre las edificaciones con distintas cantidad de niveles para el suelo de forma espectral S31.

Cantidad de niveles	Período Fundamental T del Análisis Dinámico del Modo 1	Coefficiente Sísmico Normativo (Cmín) (COVENIN 1756-2001)	Coefficiente Sísmico Calculado en X (C1=Vox/W)	Coefficiente Sísmico Calculado en Y (C1=Voy/W)	C1>Cmín (ambas direcciones)	Coefficiente de Control de Cortante Mínimo X (C2=Vox*/W)	Coefficiente de Control de Cortante Mínimo Y (C2=Voy*/W)	C2<C1 (ambas direcciones)
1 Nivel	0.209	0.05	0.128	0.128	Cumple	0.125	0.125	Cumple
2 Niveles	0.418	0.05	0.097	0.097	Cumple	0.101	0.101	No cumple
3 Niveles	0.609	0.05	0.093	0.093	Cumple	0.098	0.098	No cumple
4 Niveles	0.741	0.05	0.089	0.089	Cumple	0.096	0.096	No cumple
5 Niveles	0.880	0.05	0.084	0.084	Cumple	0.094	0.094	No cumple
6 Niveles	1.073	0.05	0.077	0.077	Cumple	0.092	0.092	No cumple
7 Niveles	1.194	0.05	0.069	0.069	Cumple	0.083	0.083	No cumple
8 Niveles	1.355	0.05	0.062	0.062	Cumple	0.074	0.074	No cumple
9 Niveles	1.522	0.05	0.054	0.054	Cumple	0.067	0.067	No cumple
10 Niveles	1.576	0.05	0.050	0.050	Cumple	0.061	0.061	No cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.6 Comparación de resultados entre las edificaciones con distintas cantidad de niveles para el suelo de forma espectral S32.

Cantidad de niveles	Período Fundamental T del Análisis Dinámico del Modo 1	Coficiente Sísmico Normativo (Cmín) (COVENIN 1756-2001)	Coficiente Sísmico Calculado en X (C1=Vox/W)	Coficiente Sísmico Calculado en Y (C1=Voy/W)	C1>Cmín (ambas direcciones)	Coficiente de Control de Cortante Mínimo X (C2=Vox*/W)	Coficiente de Control de Cortante Mínimo Y (C2=Voy*/W)	C2<C1 (ambas direcciones)
1 Nivel	0.209	0.05	0.137	0.137	Cumple	0.133	0.133	Cumple
2 Niveles	0.418	0.05	0.104	0.104	Cumple	0.108	0.108	No cumple
3 Niveles	0.609	0.05	0.099	0.099	Cumple	0.105	0.105	No cumple
4 Niveles	0.741	0.05	0.095	0.095	Cumple	0.102	0.102	No cumple
5 Niveles	0.880	0.05	0.089	0.089	Cumple	0.100	0.100	No cumple
6 Niveles	1.073	0.05	0.082	0.082	Cumple	0.098	0.098	No cumple
7 Niveles	1.194	0.05	0.074	0.074	Cumple	0.089	0.089	No cumple
8 Niveles	1.355	0.05	0.066	0.066	Cumple	0.079	0.079	No cumple
9 Niveles	1.522	0.05	0.058	0.058	Cumple	0.072	0.072	No cumple
10 Niveles	1.576	0.05	0.054	0.054	Cumple	0.065	0.065	No cumple

Fuente: Elaboración propia.

De las tablas mostradas:

- Se tienen la cantidad de niveles por edificación estudiada en el programa ETABS 2015, del que se obtuvo los valores de los cortantes basales, peso de la edificación y períodos fundamentales de vibración T , dependiendo de la forma espectral del suelo y su factor de corrección ϕ .
- En la siguiente columna está el coeficiente sísmico obtenido de la norma venezolana COVENIN 1756-2011, tomando en cuenta los valores del coeficiente de la aceleración horizontal para la zona sísmica en estudio, el factor de importancia y el factor de reducción.
- Se obtuvo los valores del coeficiente sísmico denominado $C1$ en ambas direcciones, a partir de los valores de los cortes basales extraídos del cálculo con el programa ETABS 2015 entre el peso de cada edificación respectivamente.
- De la misma manera se obtuvo los valores del coeficiente de control de cortante mínimo denominado $C2$, calculando los cortantes según las indicaciones expuestas en la norma entre el peso de cada edificación respectivamente.
- De esta manera, se realizó la comparación del coeficiente $C1$ con el $C_{mín}$ que según la norma establece que dicho coeficiente no debe ser menor que el coeficiente sísmico mínimo normativo.
- De igual forma, para la comparación del coeficiente de control de cortante mínimo $C2$ con respecto al coeficiente $C1$, se establece que el coeficiente $C2$ no debe ser mayor que el coeficiente $C1$.

4.2 Procedimiento realizado para la obtención de coeficientes sísmicos

A continuación se presenta la gráfica del espectro de respuesta para todas las edificaciones en estudio:

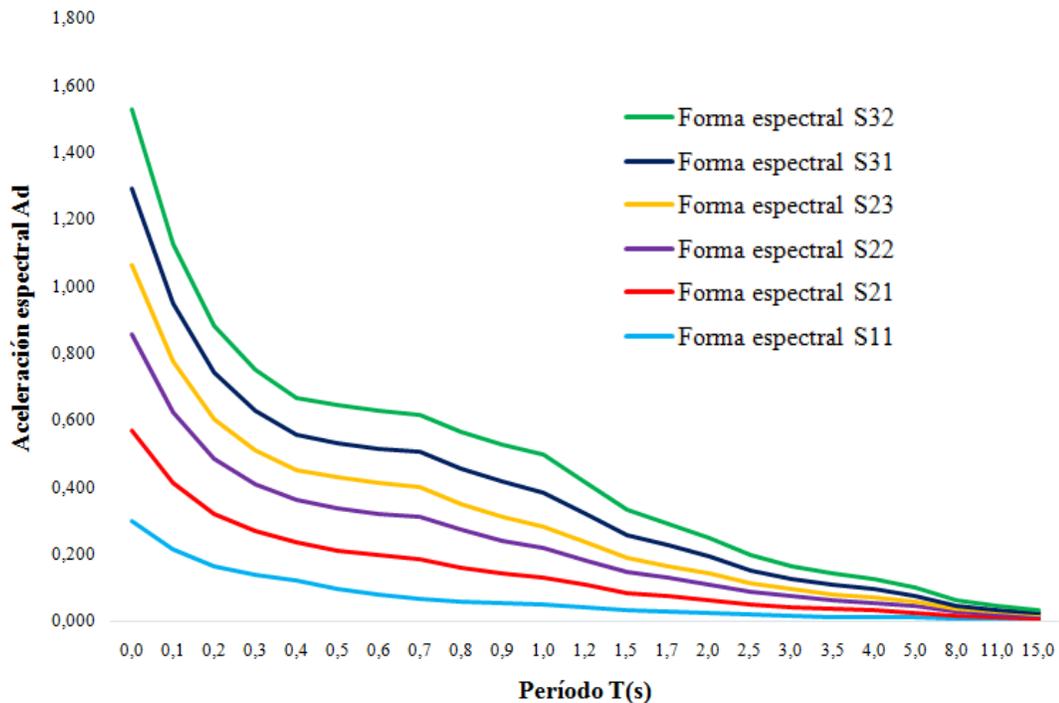


Figura 4.1 Gráfica del espectro de respuesta para los diferentes tipos de suelos

Fuente: Elaboración propia.

Nota: Véase en la Tabla 3.1 la nomenclatura y definición de variables para S11, S21, S22, S23, S31 y S32.

Todos los resultados obtenidos con respecto a estos coeficientes se encuentran reflejados en las tablas 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 y 4.6.

4.3 Análisis de resultados de las tablas comparación de coeficientes sísmicos

De los resultados expuestos en dichas tablas se percibe que:

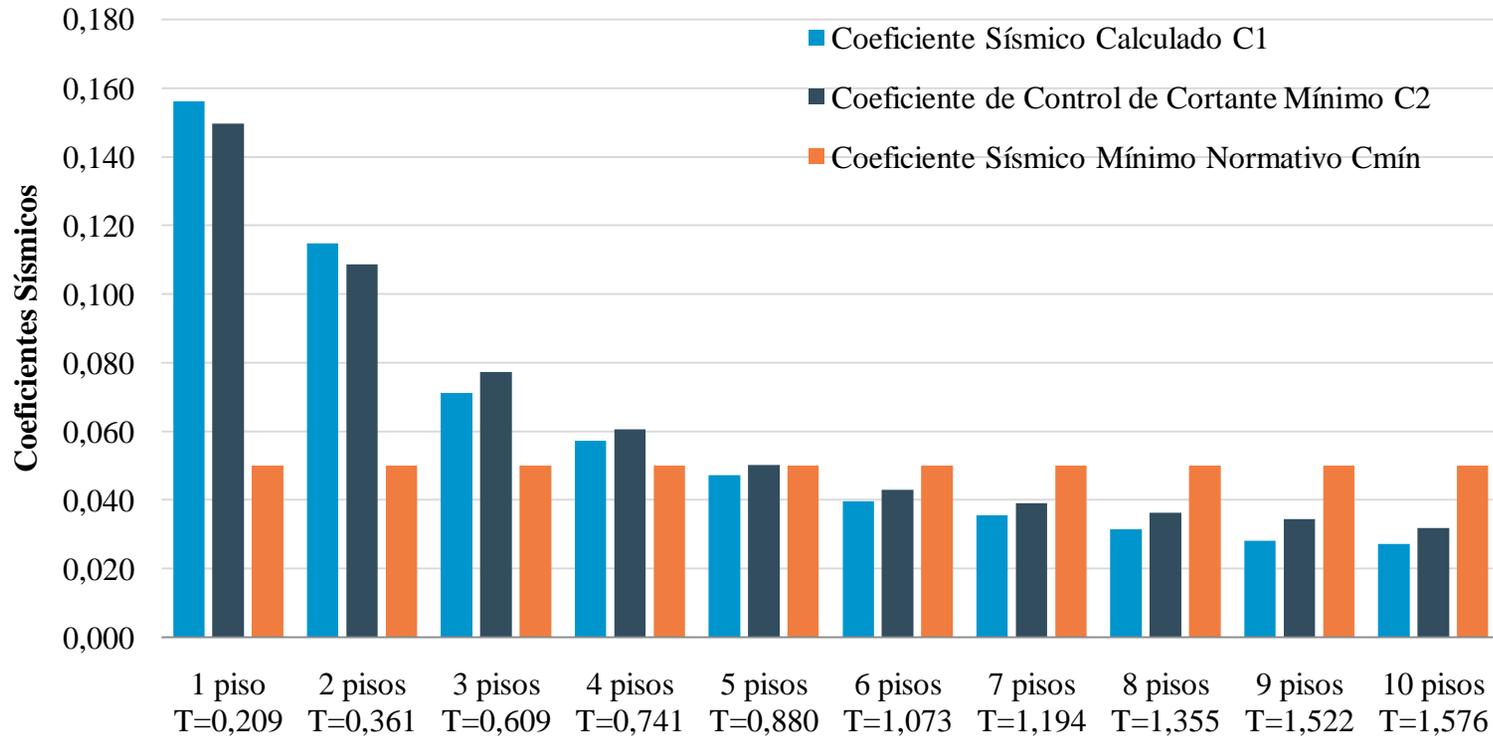
- Para las primeras 4 edificaciones evaluadas para suelos de forma espectral S1 $\phi=1.00$, correspondientes a la cantidad de niveles de 1 piso, 2 pisos, 3 pisos y 4 pisos, se cumplen ambas verificaciones con los coeficientes C1 y C2. Es decir, que dichas edificaciones de tipo aporticadas cumplen con todos los requisitos exigidos por la norma para su diseño. A través de los gráficos se puede visualizar que para este perfil de suelo, de materiales muy densos o muy duros, las estructuras de bajas alturas se adaptan al suelo logrando un equilibrio con el coeficiente sísmico mínimo normativo. En el caso de la edificación de 5 pisos, si bien cumple la verificación con el coeficiente C2, en el caso del coeficiente C1 está muy próximo a alcanzar el valor 0.05, se puede decir que para esta ocasión en particular se tomaría como un cumplimiento con el coeficiente sísmico normativo, pero a partir de las estructuras de 6 pisos requieren de una mayor rigidez demandada por la norma COVENIN 1756-2001, ya que, no cumple con el coeficiente sísmico normativo.
- De la misma manera se aplicó este análisis para el resto de las tablas mostradas, en estas se perciben que para suelos de forma espectral S2 con un $\phi=0.90$ siendo estos suelos duros o densos, se cumplen ambas verificaciones para las primeras 7 edificaciones visualizando que los resultados obtenidos son similares al perfil de suelo anterior, con la diferencia que en las estructuras de 6 pisos comienzan a cumplir con el coeficiente sísmico normativo, es decir, se puede interpretar que para éstas la rigidez empieza a variar señalando que sus dimensiones son aceptables y adecuadas para el C1, pero al no cumplir el C2 indica que se requiere de un cambio en sus dimensiones haciéndolas más rígidas. En cuanto a las edificaciones de 8 pisos en adelante, sus dimensiones tienen que ser más rígidas para cumplir con la normativa, mientras que para un

$\phi = 0.95$ se cumplen para las primeras 8 edificaciones, se puede evidenciar que para el resto de las estructuras no cumplen la verificación de C2, pero si la de C1, es decir, que los valores obtenidos en el sistema son acorde con las condiciones establecidas por la norma COVENIN 1756-2001 que exige para este tipo de suelos, firmes o medios densos, las estructuras deben aportar más rigidez obligando a cambiar las dimensiones de los componentes estructurales y a su vez el peso de la edificación. Sin embargo, para un $\phi = 0.70$, perteneciente a un perfil de suelos blandos intercalados con suelos muy rígidos hace que en las estructuras de 5 pisos acepten las condiciones mínimas normativas, en el caso de C1, pero las que tienen una altura mayor a esta exigen a las estructuras a cambiar sus dimensiones obligándolas a modificar las fuerzas e incrementar las secciones de la misma.

- En el caso de las tablas referentes a los resultados obtenidos para los suelos de forma espectral S3 independientemente del factor de corrección ϕ que este posea, se cumplen verificaciones con el coeficiente sísmico C1 para todas las edificaciones estudiadas. Cabe acortar que, para C2 ninguno cumple, se requiere tomar un buen criterio para la realización de las mismas. Se recuerda que los suelos de forma espectral S3 son suelos granulares poco densos y/o cohesivos de consistencia blanda a media siendo estos un tipo de suelos que permiten disipar la energía de un sismo en cuanto se refieren a pórticos rígidos, los cuales tienen suficiente ductilidad para soportar cargas gravitacionales y laterales, manteniendo la estructura intacta.

Para una mejor percepción de los cambios en la comparación de los coeficientes sísmicos se presentan las siguientes gráficas, en la que se muestran por tipo de suelo según su factor de corrección:

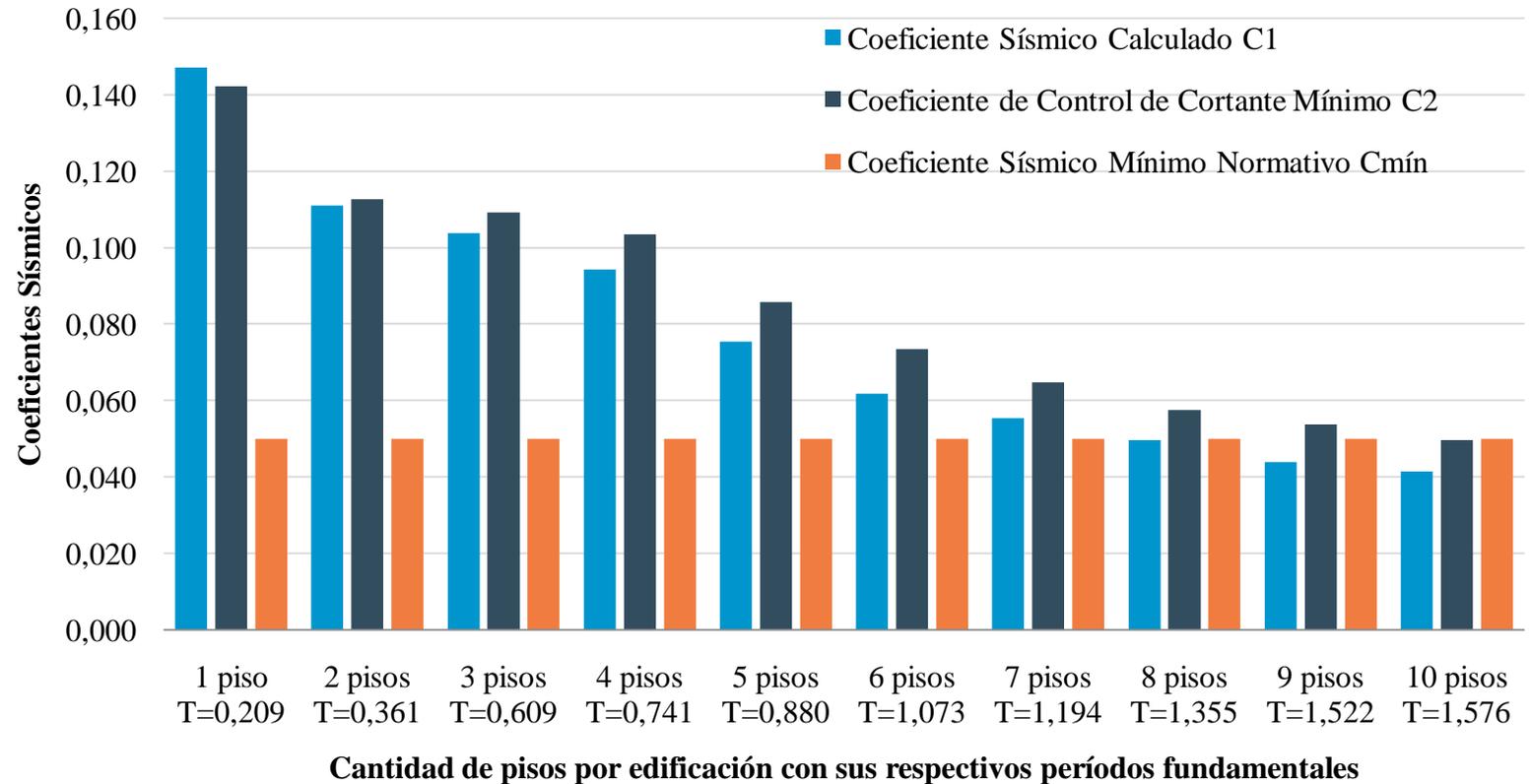
Figura 4.2 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos S11.



Cantidad de pisos por edificación con sus respectivos períodos fundamentales

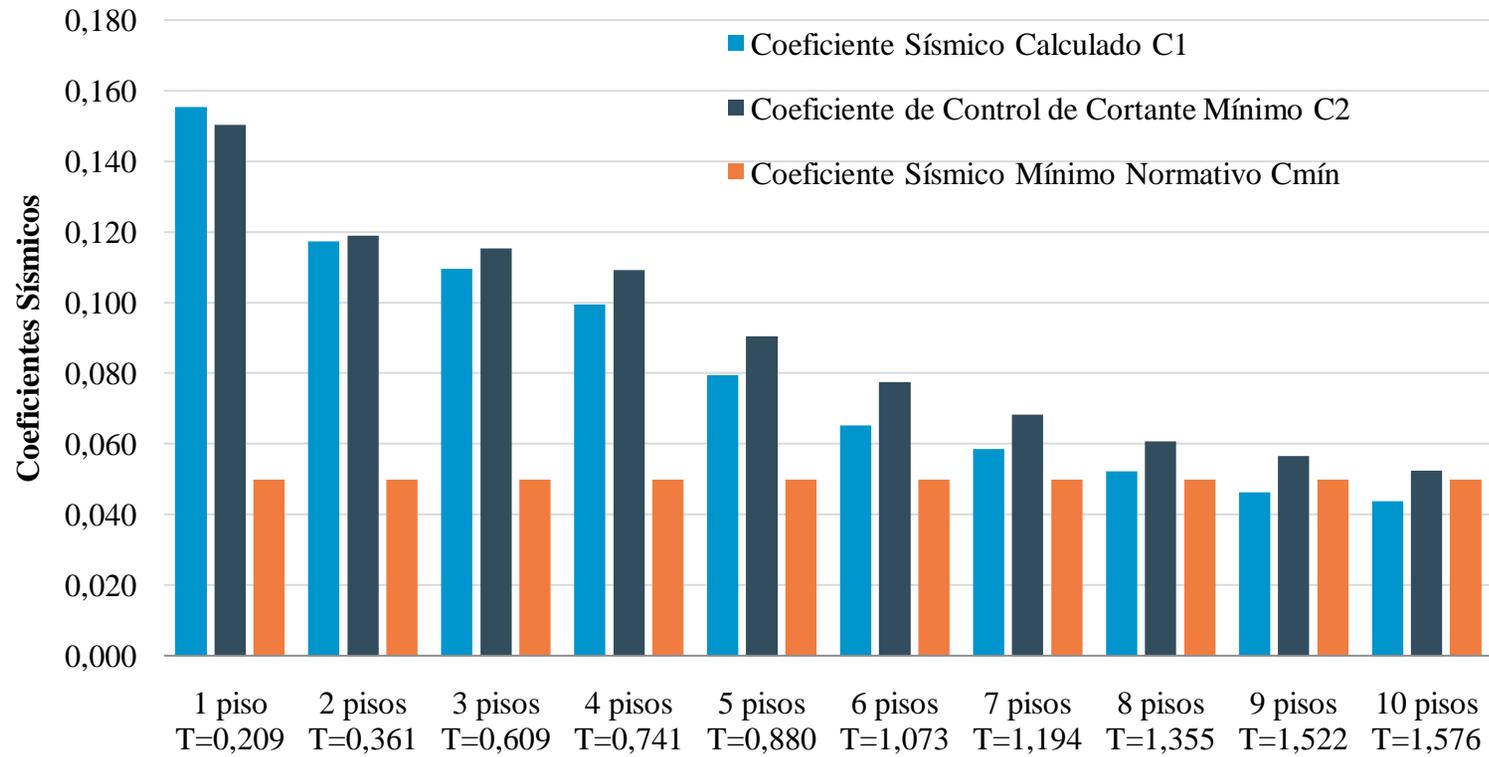
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.3 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos S21.



Fuente: Elaboración propia

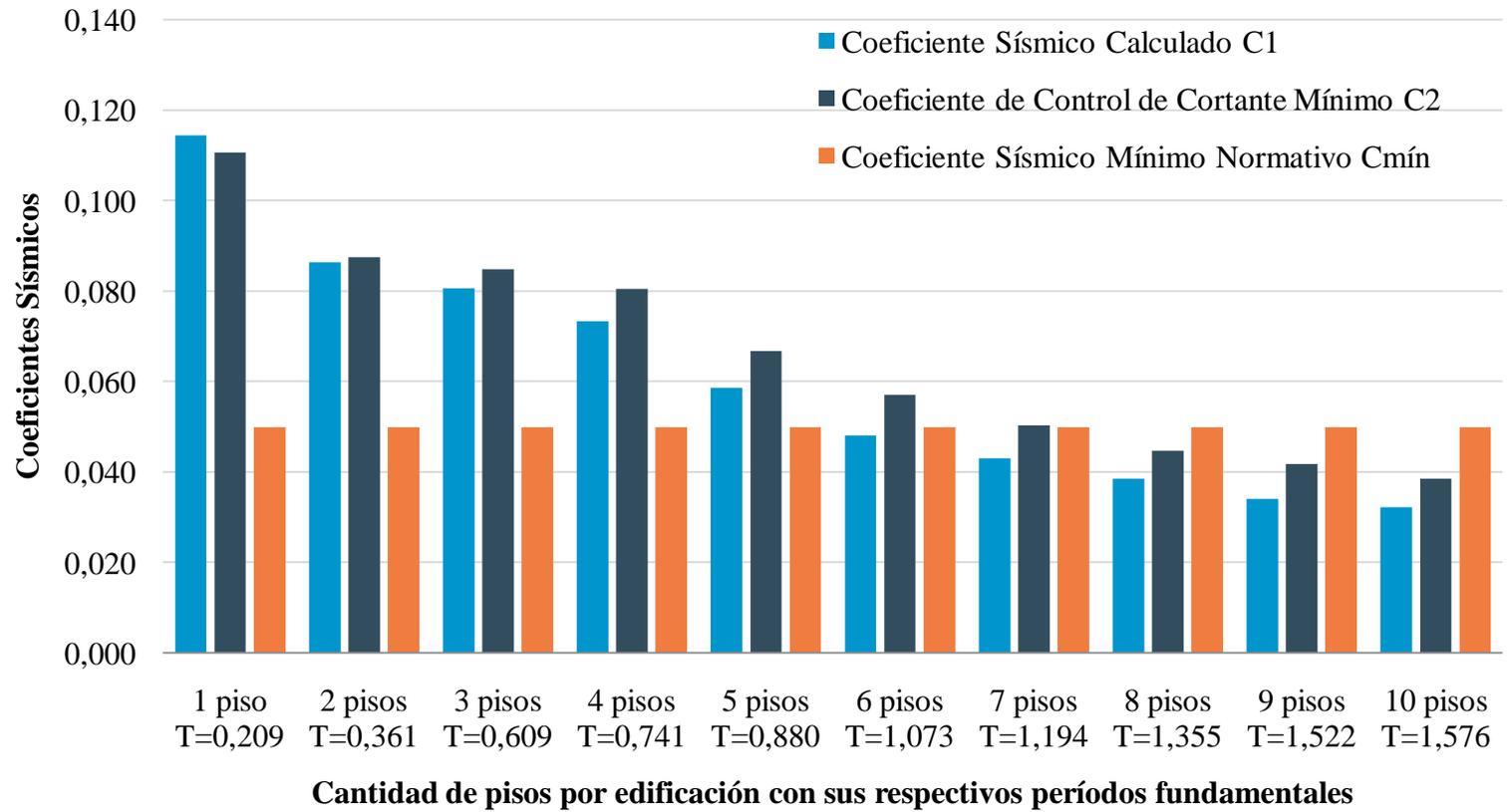
Figura 4.4 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos S22.



Cantidad de pisos por edificación con sus respectivos períodos fundamentales

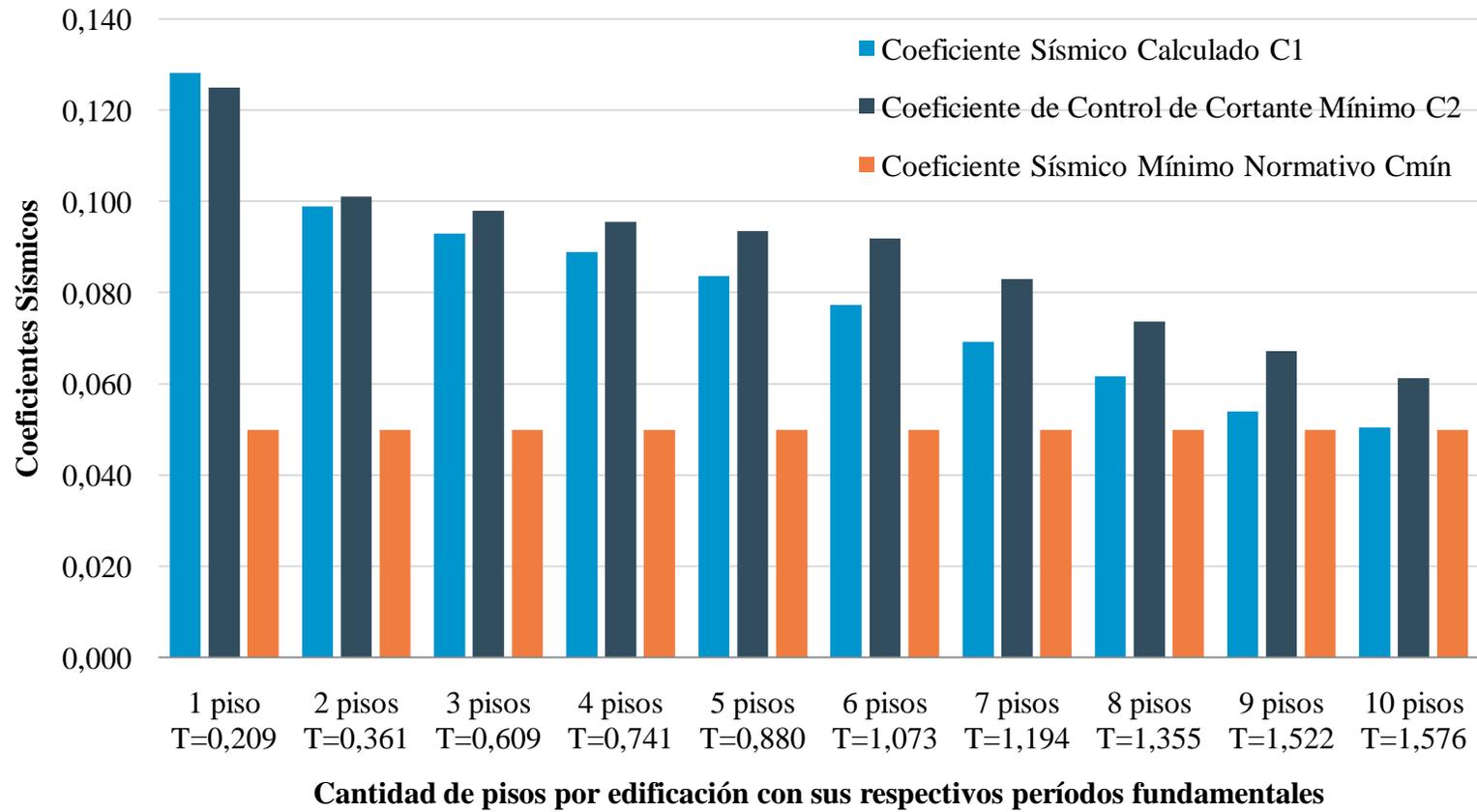
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.5 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos S23.



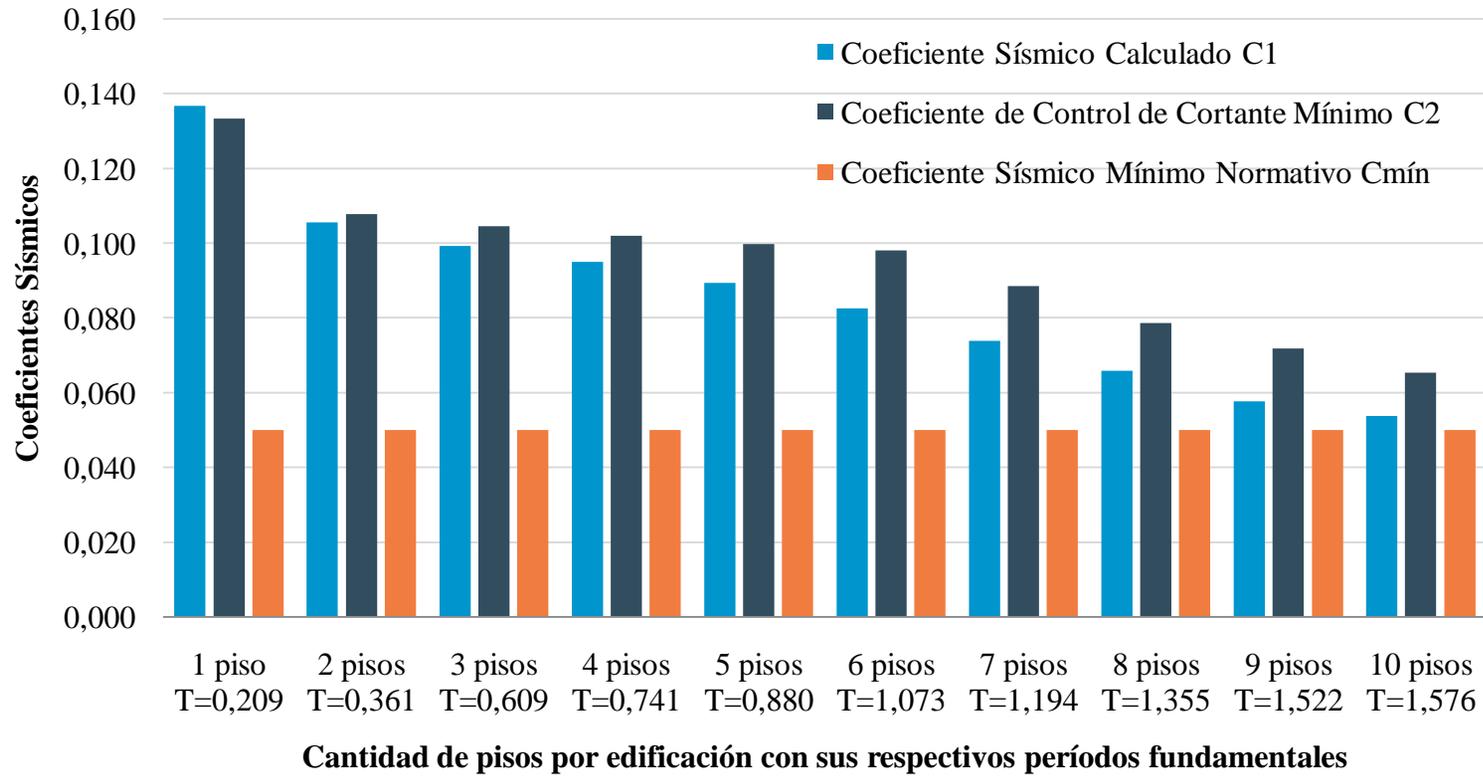
Fuente Elaboración propia.

Figura 4.6 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos S31.



Fuente: Elaboración propia.

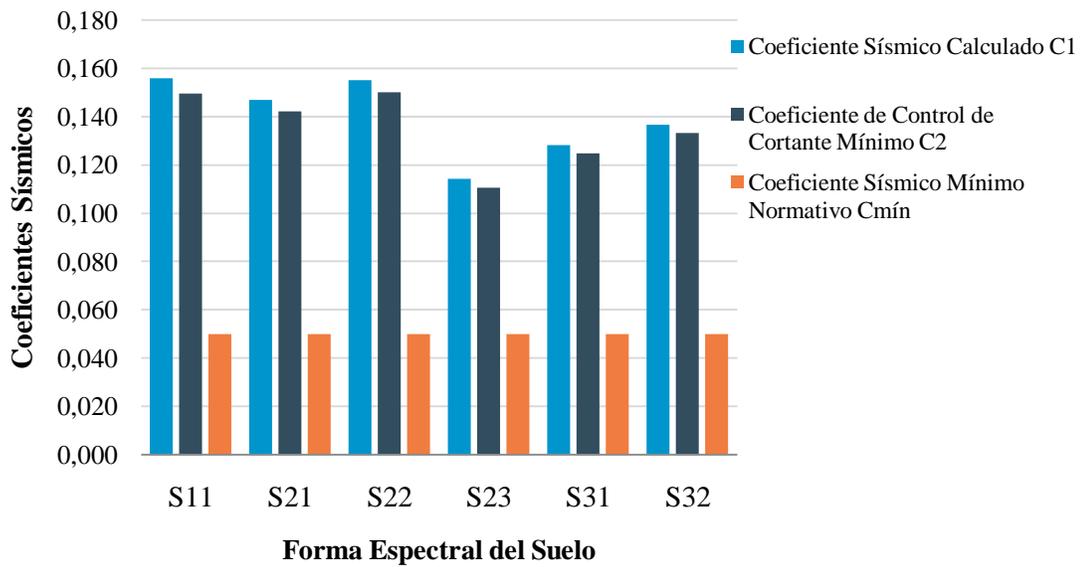
Figura 4.7 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos S32.



Fuente: Elaboración propia.

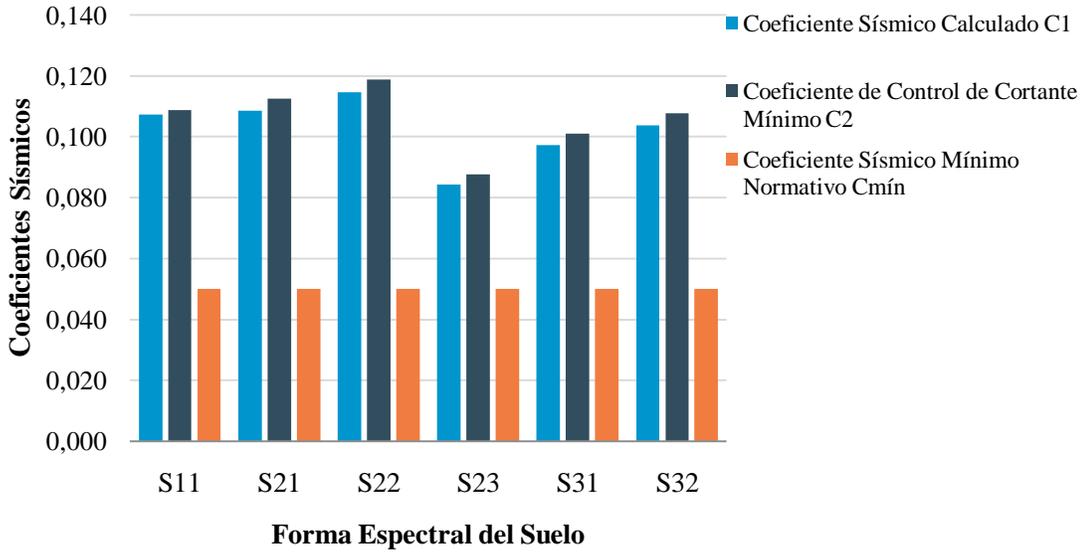
Adicionalmente se presentan las gráficas correspondientes a la comparación de los coeficientes sísmicos obtenidos, los coeficientes según el control de cortante mínimo y el coeficiente normativo por cada edificación:

Figura 4.8 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 1 piso con $T = 0.209$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).



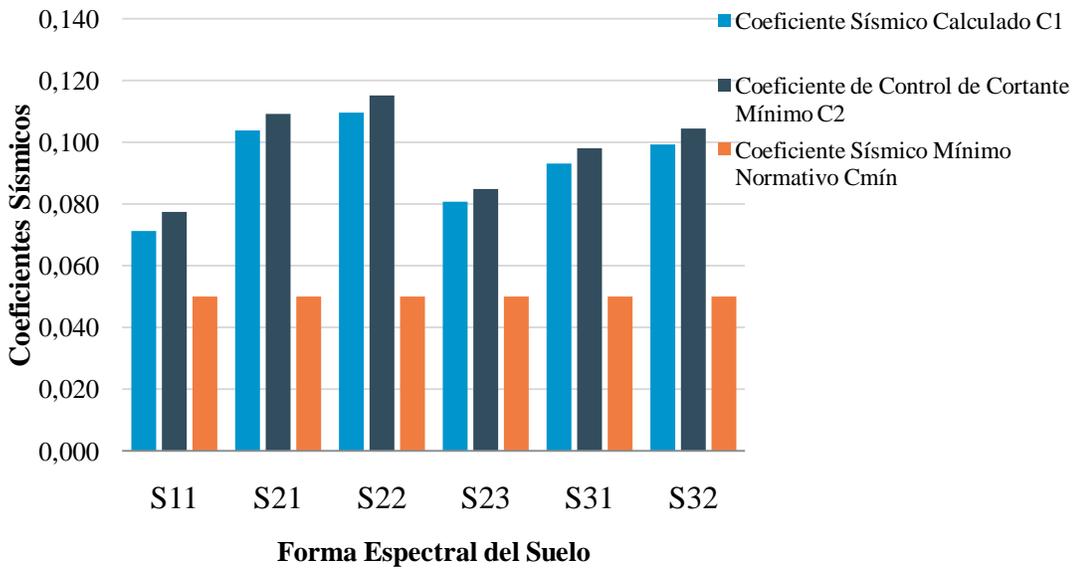
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.9 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 2 pisos con $T = 0.418$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).



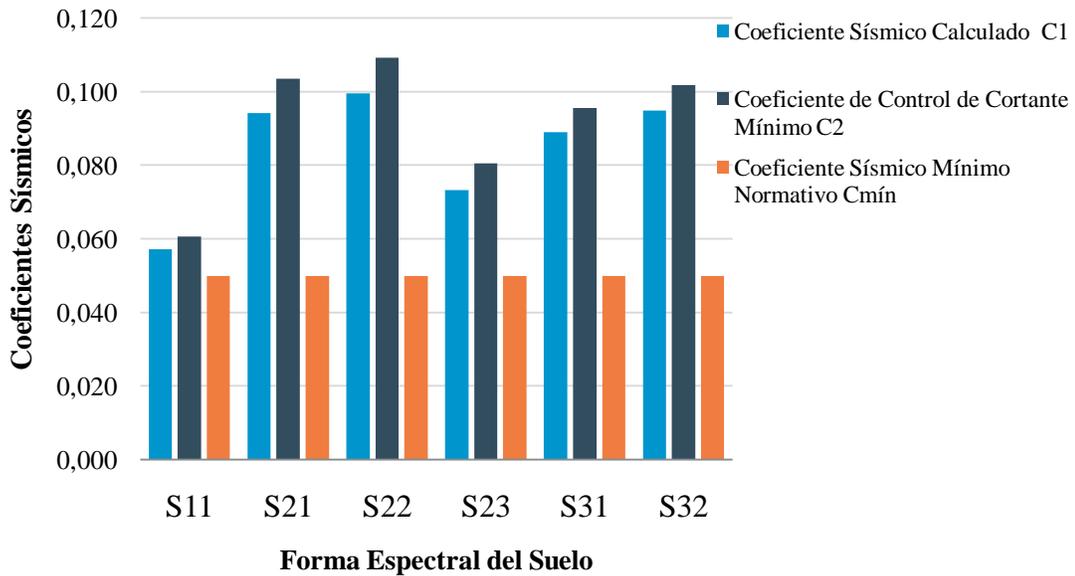
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.10 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 3 pisos con $T = 0.609$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).



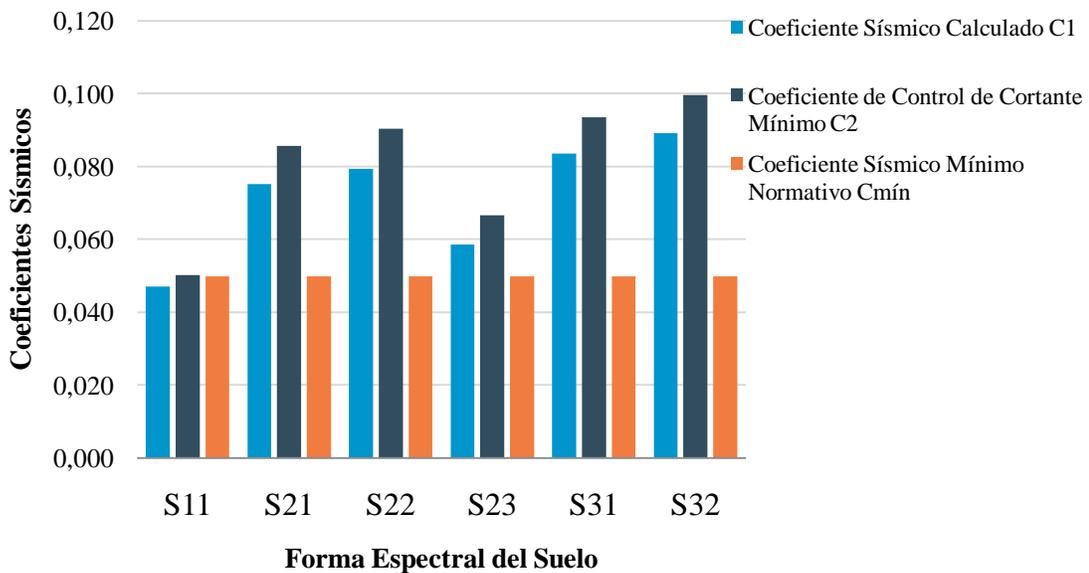
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.11 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 4 pisos con $T = 0.741$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).



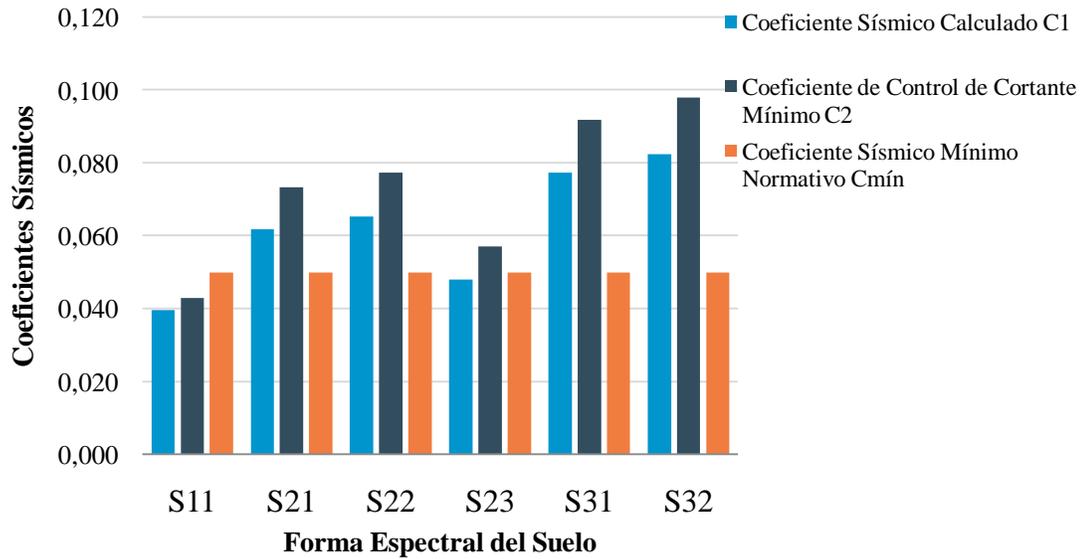
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.12 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 5 pisos con $T = 0.880$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).



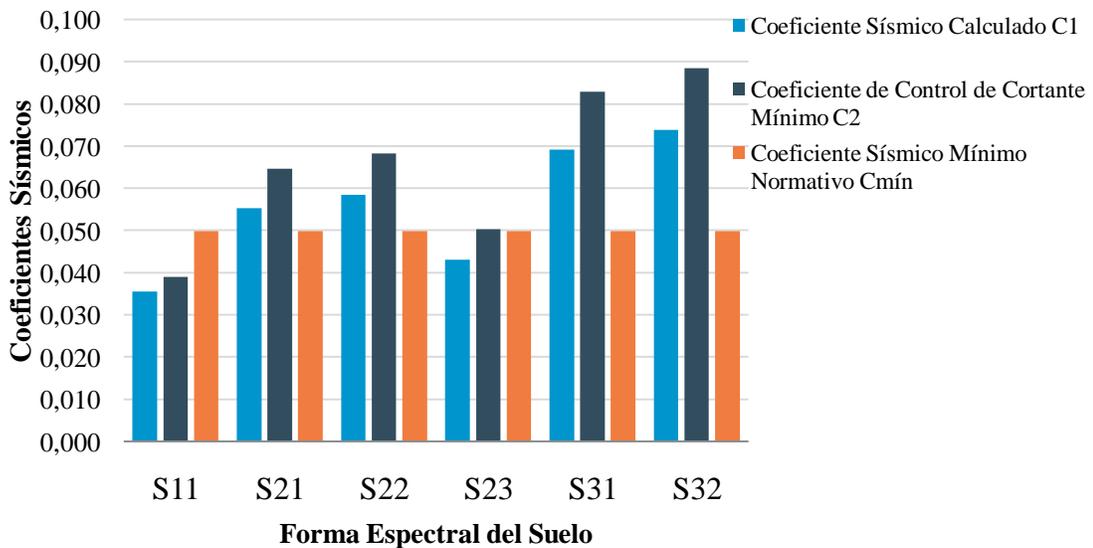
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.13 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 6 pisos con $T = 1.073$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).



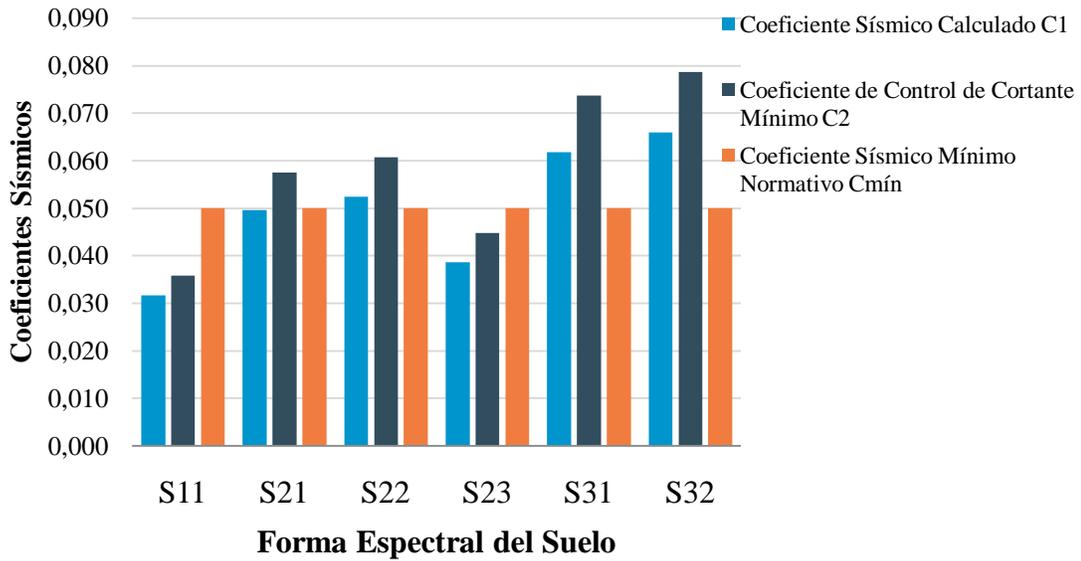
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.14 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 7 pisos con $T = 1.194$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).



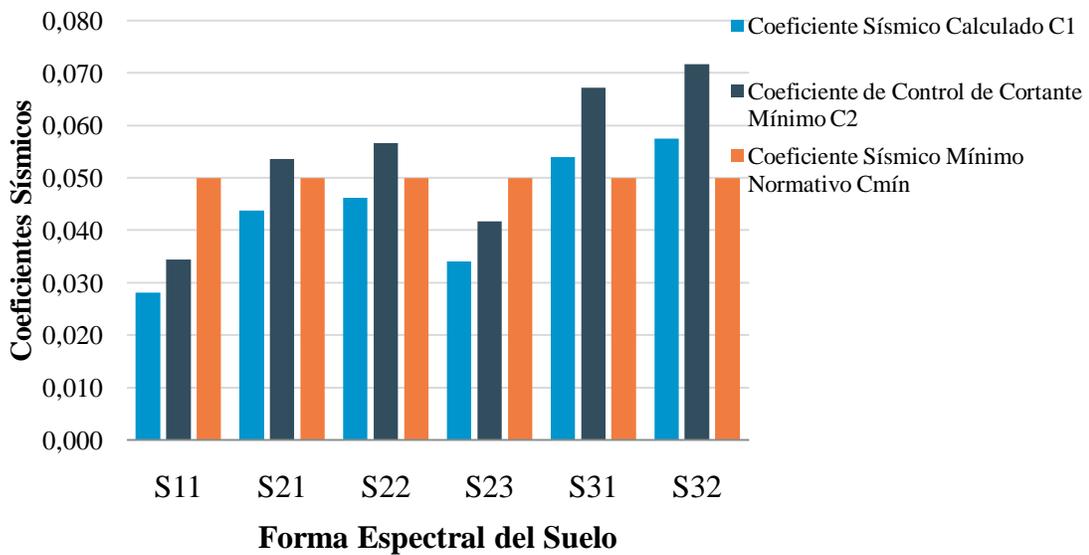
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.15 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 8 pisos con $T = 1.355$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).



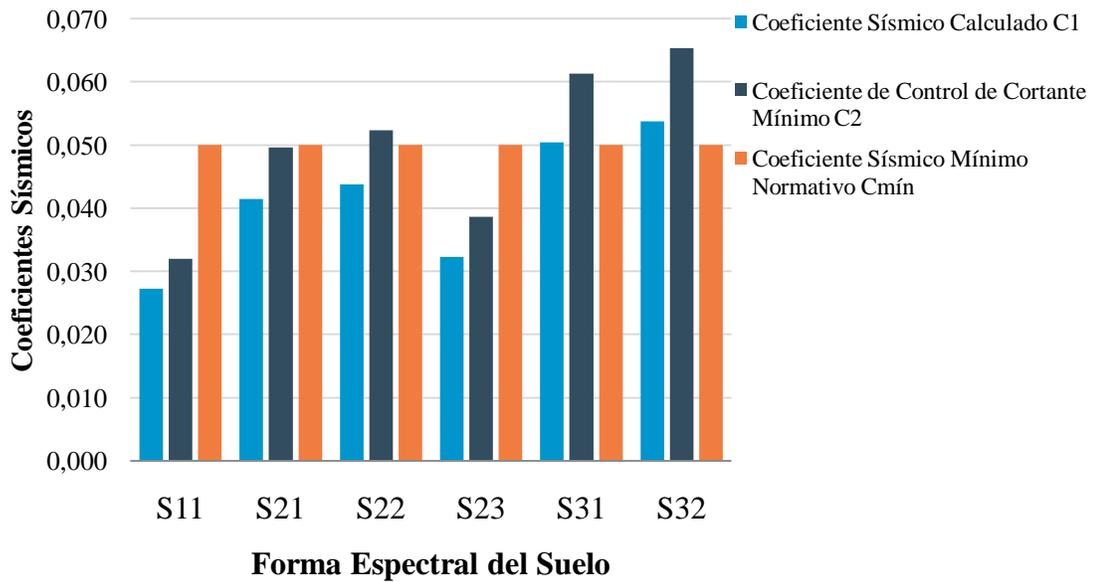
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.16 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 9 pisos con $T = 1.522$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.17 Gráfica comparativa de coeficientes sísmicos de la edificación de 10 pisos con $T = 1.576$ segundos para cortantes basales en las direcciones X y Y (V_x y V_y).



Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES

Para concluir, el objetivo principal de esta investigación es evaluar el coeficiente sísmico en estructuras aporticadas fundadas en suelos de forma espectral S1, S2 y S3. En función de los resultados obtenidos, en los cuales se expresa de forma teórica y puntualizada las diferencias del Método Estático Equivalente (MEE) con el Método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel logrando así las magnitudes de las acciones sísmicas, específicamente fuerzas cortantes que forman parte del propósito de la misma.

Se concluye que el procedimiento aplicado en esta investigación dio resultados esperados, ya que, el coeficiente sísmico calculado (C1) en la mayoría de las estructuras evaluadas cumplió con el coeficiente sísmico mínimo de la norma COVENIN 1756-2001.

También, se logró obtener valores lógicos de acuerdo a los métodos de análisis utilizados para el estudio de las estructuras fundadas en los suelos mencionados anteriormente, como las fuerzas cortantes basales y el peso de las edificaciones.

Para los suelos S11, se comprobó que los valores de los coeficientes obtenidos comparados con el coeficiente normativo, son menores en las estructuras a partir de 5 pisos, consideradas estructuras de poca altura, esto hace que se asuman cortantes mayores, cambiando las secciones en los elementos, obligándolas a aumentar la rigidez de la edificación. Se puede decir que para los suelos rígidos la norma castiga a este tipo de edificaciones.

Es importante resaltar, que la verificación de C2 con respecto a C1 en ningún caso cumple, cabe acotar, que en esta investigación no se está realizando el diseño óptimo

de las edificaciones solo un predimensionado de sus componentes estructurales, por lo tanto, no cumple realmente por un porcentaje menor a 3%.

En los suelos S21, se determinó que a partir de 8 pisos la norma COVENIN 1756-2001 afecta considerablemente las dimensiones de estas estructuras. No obstante, para S22, siendo estos suelos de la misma forma espectral, pero variando en el factor de corrección ϕ , se concluye que este valor influye en la verificación de los cortantes, limitando a partir de cuantos pisos deja de cumplir con respecto al coeficiente normativo. Para el caso de S23, deja de cumplir desde 6 pisos, esto quiere decir, mientras el factor de corrección sea menor para estos suelos obligan a las estructuras notablemente a cambiar su altura.

En todas las estructuras evaluadas en los suelos S31 y S32, se dedujo que al variar el factor de corrección ϕ , la normativa se encuentra por debajo de los coeficientes obtenidos.

RECOMENDACIONES

Entre las principales recomendaciones se pueden señalar:

- Realizar el análisis con edificaciones con más cantidad de niveles, además de considerar el estudio con plantas irregulares.
- Elaborar el estudio más detallado del suelo para la obtención del factor de corrección ϕ para las diferentes zonas sísmicas.
- Diseño y verificación de los componentes estructurales de acuerdo a la normativa correspondiente, para este caso sería la norma venezolana FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural”.
- Ampliar el análisis con la utilización de otros programas de cálculo estructural, con el fin de comparar y optimizar resultados.
- Evaluar el coeficiente sísmico mínimo con los diferentes tipos de estructuras como, pórticos diagonalizados y muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero-concreto.
- Proponer una reestructuración de la norma COVENIN 1756-2001 para edificaciones que estén entre 5 a 10 pisos, en cuanto al chequeo del coeficiente sísmico mínimo específicamente para los suelos S11 y S23.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agustín R. Reboredo. El análisis dinámico de construcciones sismorresistentes. Conceptos básicos y limitaciones. [Documento en línea]. http://es.slideshare.net/maema58/analisis-dinamico?qid=3cebed08-ecbb-4651-8471-7468e9a08679&v=&b=&from_search=3 [Consulta: 2016, Octubre 26]
- Alex Henry Palomino Encinas. Manual de cálculo cortante estático y dinámico en la base.[Documento en línea].<http://es.slideshare.net/wazm1550/manual-de-analisis-estatico-y-dinamico-mediante-uso-etabs>[Consulta: 2016, Octubre 26].
- Carlos Aponte, María Plaza. (Octubre 2010). Trabajo especial de grado. Comparación de las acciones laterales sísmicas por un método de análisis estático y un método de análisis dinámico en edificaciones aporticadas. Universidad de Carabobo. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil.
- Erika Andrea Acevedo B, Leonard Alberto Sumoza E. (Octubre 2010). Trabajo especial de grado. Determinación del índice de vulnerabilidad estructural ante la amenaza sísmica de las edificaciones en la Parroquia Rafael Urdaneta del Municipio Valencia, Estado Carabobo. Universidad de Carabobo. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil.
- Enrique Bazán, Roberto Meli. Diseño sísmico de edificios. Limusa. Noriega Editores.
- Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. Caracas, Venezuela.

FUNVISIS. (Julio, 2001). Norma Venezolana COVENIN 1756:2001: Edificaciones sismorresistentes, requisitos y comentarios. Caracas: FONDONORMA.

Ing. Randall Crawford Brown (Junio-Julio 2010). Trabajo de fin de Máster. Análisis sísmico de un edificio de acuerdo al código sísmico Costa Rica 2002. Universidad Politécnica de Madrid.

Luis M. Bozzo, Alex H. Barbat. Diseño sismorresistente de edificios: técnicas convencionales y avanzadas. Editorial Reverté, S.A.

María Eugenia Escalona C, Luis Gerardo Tovar C. (Octubre 2010). Trabajo especial de grado. Determinación del índice de vulnerabilidad estructural ante la amenaza sísmica de las edificaciones ubicadas en el municipio Guacara. Universidad de Carabobo. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil.

María Graciela Fratelli. Edificios Altos. (1998). Editoriales Varias.

María Graciela Fratelli. Estructuras Sismo Resistentes. (1999). Editoriales Varias.

Norma Venezolana COVENIN MINDUR 2002-88: Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones. Caracas-Venezuela.

ANEXOS

ANEXO A Cálculos realizados con la obtención de los resultados extraídos del programa ETABS 2015.

MODELO DE 1 PISO

Peso de la edificación

W = 288706.25 kgf

W = 288.70625 tonf

Períodos obtenidos del programa

T1 = 0.209 seg

T2 = 0.209 seg

Coefficiente Sísmico Mínimo (Norma COVENIN 1756 - 2001)

C_{mín} = 0.05

Zona sísmica = 5.00

R = 6.00

A_o = 0.30

α = 1.00

Espectros	Cortantes (kgf)		C1 = V/W	C1 > C _{mín}	Ad	T*	μ1	μ2	Cortantes Vox* y Voy*		C2 = V*/W	C2 < C1
	Vx	Vy							Vox*	Voy*		
S11	Vx	45040.6	0.156	Cumple	0.150	0.400	1.000	0.782	Vox*	43195.10	0.150	Cumple
	Vy	45040.55	0.156	Cumple					Voy*	43195.10		
S21	Vx	42484.99	0.147	Cumple	0.142	0.700	1.000	0.768	Vox*	41091.38	0.142	Cumple
	Vy	42485.00	0.147	Cumple					Voy*	41091.38		
S22	Vx	44845.27	0.155	Cumple	0.150	0.700	1.000	0.768	Vox*	43374.33	0.150	Cumple
	Vy	44845.27	0.155	Cumple					Voy*	43374.33		
S23	Vx	33043.88	0.114	Cumple	0.111	0.700	1.000	0.768	Vox*	31959.95	0.111	Cumple
	Vy	33043.89	0.114	Cumple					Voy*	31959.95		
S31	Vx	37024.10	0.128	Cumple	0.125	1.000	1.000	0.763	Vox*	36084.32	0.125	Cumple
	Vy	37024.10	0.128	Cumple					Voy*	36084.32		
S32	Vx	39492.37	0.137	Cumple	0.133	1.000	1.000	0.763	Vox*	38489.85	0.133	Cumple
	Vy	39492.38	0.137	Cumple					Voy*	38489.85		

MODELO DE 2 PISOS

Peso de la edificación

W = 859412.5 kgf

W = 859.4125 tonf

Períodos obtenidos del programa

T1 = 0.418 seg

T2 = 0.418 seg

Coefficiente Sísmico Mínimo (Norma COVENIN 1756 - 2001)

C_{mín} = 0.05

Zona sísmica = 5.00

R = 6.00

A_o = 0.30

α = 1.00

Espectros	Cortantes (kgf)	C1 = V/W	C1 > C _{mín}	Ad	T*	μ1	μ2	Cortantes Vox* y Voy*	C2 = V*/W	C2 < C1
S11	Vx 92324.7	0.107	Cumple	0.113	0.400	0.963	0.804	Vox* 93431.53	0.109	No cumple
	Vy 92324.99	0.107	Cumple					Voy* 93431.53		
S21	Vx 93292.83	0.109	Cumple	0.117	0.700	0.963	0.781	Vox* 96780.59	0.113	No cumple
	Vy 93292.92	0.109	Cumple					Voy* 96780.59		
S22	Vx 98475.76	0.115	Cumple	0.124	0.700	0.963	0.781	Vox* 102157.29	0.119	No cumple
	Vy 98475.86	0.115	Cumple					Voy* 102157.29		
S23	Vx 72561.09	0.084	Cumple	0.091	0.700	0.963	0.781	Vox* 75273.79	0.088	No cumple
	Vy 72561.16	0.084	Cumple					Voy* 75273.79		
S31	Vx 83686.40	0.097	Cumple	0.105	1.000	0.963	0.771	Vox* 86854.38	0.101	No cumple
	Vy 83686.49	0.097	Cumple					Voy* 86854.38		
S32	Vx 89265.50	0.104	Cumple	0.112	1.000	0.963	0.771	Vox* 92644.67	0.108	No cumple
	Vy 89265.59	0.104	Cumple					Voy* 92644.67		

MODELO DE 3 PISOS

Peso de la edificación

W = 1436649.38 kgf

W = 1436.64938 tonf

Períodos obtenidos del programa

T1 = 0.609 seg

T2 = 0.609 seg

Coefficiente Sísmico Mínimo (Norma COVENIN 1756 - 2001)

C_{mín} = 0.05

Zona sísmica = 5.00

R = 6.00

A_o = 0.30

α = 1.00

Espectros	Cortantes (kgf)	C1 = V/W	C1 > C _{mín}	Ad	T*	μ1	μ2	Cortantes Vox* y Voy*	C2 = V*/W	C2 < C1
S11	Vx 102350.7	0.071	Cumple	0.083	0.400	0.933	0.823	Vox* 111138.17	0.077	No cumple
	Vy 102350.33	0.071	Cumple					Voy* 111138.17		
S21	Vx 149118.75	0.104	Cumple	0.117	0.700	0.933	0.792	Vox* 156882.11	0.109	No cumple
	Vy 149118.85	0.104	Cumple					Voy* 156882.11		
S22	Vx 157403.12	0.110	Cumple	0.124	0.700	0.933	0.792	Vox* 165597.79	0.115	No cumple
	Vy 157403.23	0.110	Cumple					Voy* 165597.79		
S23	Vx 115981.25	0.081	Cumple	0.091	0.700	0.933	0.792	Vox* 122019.42	0.085	No cumple
	Vy 115981.33	0.081	Cumple					Voy* 122019.42		
S31	Vx 133729.83	0.093	Cumple	0.105	1.000	0.933	0.779	Vox* 140791.64	0.098	No cumple
	Vy 133729.93	0.093	Cumple					Voy* 140791.64		
S32	Vx 142645.16	0.099	Cumple	0.112	1.000	0.933	0.779	Vox* 150177.75	0.105	No cumple
	Vy 142645.26	0.099	Cumple					Voy* 150177.75		

MODELO DE 4 PISOS

Peso de la edificación

W = 2027099.38 kgf

W = 2027.09938 tonf

Períodos obtenidos del programa

T1 = 0.741 seg

T2 = 0.741 seg

Coefficiente Sísmico Mínimo (Norma COVENIN 1756 - 2001)

C_{mín} = 0.05

Zona sísmica = 5.00

R = 6.00

A_o = 0.30

α = 1.00

Espectros	Cortantes (kgf)	C1 = V/W	C1 > C _{mín}	Ad	T*	μ1	μ2	Cortantes Vox* y Voy*	C2 = V*/W	C2 < C1
S11	Vx 115974.4	0.057	Cumple	0.067	0.400	0.910	0.840	Vox* 122994.33	0.061	No cumple
	Vy 115975.43	0.057	Cumple					Voy* 122994.33		
S21	Vx 191109.05	0.094	Cumple	0.114	0.700	0.910	0.802	Vox* 209860.13	0.104	No cumple
	Vy 191111.27	0.094	Cumple					Voy* 209860.13		
S22	Vx 201726.21	0.100	Cumple	0.120	0.700	0.910	0.802	Vox* 221519.23	0.109	No cumple
	Vy 201728.57	0.100	Cumple					Voy* 221519.23		
S23	Vx 148640.37	0.073	Cumple	0.088	0.700	0.910	0.802	Vox* 163224.55	0.081	No cumple
	Vy 148642.10	0.073	Cumple					Voy* 163224.55		
S31	Vx 180422.38	0.089	Cumple	0.105	1.000	0.910	0.786	Vox* 193689.35	0.096	No cumple
	Vy 180423.20	0.089	Cumple					Voy* 193689.35		
S32	Vx 192450.54	0.095	Cumple	0.112	1.000	0.910	0.786	Vox* 206601.97	0.102	No cumple
	Vy 192451.41	0.095	Cumple					Voy* 206601.97		

MODELO DE 5 PISOS

Peso de la edificación

W = 2626341.25 kgf

W = 2626.34125 tonf

Períodos obtenidos del programa

T1 = 0.880 seg

T2 = 0.880 seg

Coefficiente Sísmico Mínimo (Norma COVENIN 1756 - 2001)

C_{mín} = 0.05

Zona sísmica = 5.00

R = 6.00

A_o = 0.30

α = 1.00

Espectros	Cortantes (kgf)	C1 = V/W	C1 > C _{mín}	Ad	T*	μ1	μ2	Cortantes Vox* y Voy*	C2 = V*/W	C2 < C1
S11	Vx 124077	0.047	No cumple	0.056	0.400	0.891	0.857	Vox* 132018.63	0.050	No cumple
	Vy 124079.42	0.047	No cumple					Voy* 132018.63		
S21	Vx 197890.17	0.075	Cumple	0.096	0.700	0.891	0.811	Vox* 225257.51	0.086	No cumple
	Vy 197895.68	0.075	Cumple					Voy* 225257.51		
S22	Vx 208884.07	0.080	Cumple	0.102	0.700	0.891	0.811	Vox* 237772.91	0.091	No cumple
	Vy 208889.88	0.080	Cumple					Voy* 237772.91		
S23	Vx 153914.58	0.059	Cumple	0.075	0.700	0.891	0.811	Vox* 175200.56	0.067	No cumple
	Vy 153918.86	0.059	Cumple					Voy* 175200.56		
S31	Vx 219931.65	0.084	Cumple	0.105	1.000	0.891	0.793	Vox* 245682.29	0.094	No cumple
	Vy 219933.54	0.084	Cumple					Voy* 245682.29		
S32	Vx 234593.76	0.089	Cumple	0.112	1.000	0.891	0.793	Vox* 262061.11	0.100	No cumple
	Vy 234595.77	0.089	Cumple					Voy* 262061.11		

MODELO DE 6 PISOS

Peso de la edificación

W = 3214158.75 kgf

W = 3214.15875 tonf

Períodos obtenidos del programa

T1 = 1.073 seg

T2 = 1.073 seg

Coefficiente Sísmico Mínimo (Norma COVENIN 1756 - 2001)

C_{mín} = 0.05

Zona sísmica = 5.00

R = 6.00

A_o = 0.30

α = 1.00

Espectros	Cortantes (kgf)	C1 = V/W	C1 > C _{mín}	Ad	T*	μ1	μ2	Cortantes Vox* y Voy*	C2 = V*/W	C2 < C1
S11	Vx 127501.5	0.040	No cumple	0.049	0.400	0.875	0.872	Vox* 138181.63	0.043	No cumple
	Vy 127504.06	0.040	No cumple					Voy* 138181.63		
S21	Vx 198724.25	0.062	Cumple	0.084	0.700	0.875	0.820	Vox* 235772.75	0.073	No cumple
	Vy 198731.08	0.062	Cumple					Voy* 235772.75		
S22	Vx 209764.49	0.065	Cumple	0.088	0.700	0.875	0.820	Vox* 248871.50	0.077	No cumple
	Vy 209771.69	0.065	Cumple					Voy* 248871.50		
S23	Vx 154563.31	0.048	No cumple	0.065	0.700	0.875	0.820	Vox* 183378.94	0.057	No cumple
	Vy 154568.62	0.048	No cumple					Voy* 183378.94		
S31	Vx 248533.09	0.077	Cumple	0.105	1.000	0.875	0.799	Vox* 295300.84	0.092	No cumple
	Vy 248542.73	0.077	Cumple					Voy* 295300.84		
S32	Vx 265101.96	0.082	Cumple	0.112	1.000	0.875	0.799	Vox* 314987.56	0.098	No cumple
	Vy 265112.24	0.082	Cumple					Voy* 314987.56		

MODELO DE 7 PISOS

Peso de la edificación

W = 3214158.75 kgf

W = 3214.15875 tonf

Períodos obtenidos del programa

T1 = 1.194 seg

T2 = 1.194 seg

Coefficiente Sísmico Mínimo (Norma COVENIN 1756 - 2001)

C_{mín} = 0.05

Zona sísmica = 5.00

R = 6.00

A_o = 0.30

α = 1.00

Espectros	Cortantes (kgf)	C1 = V/W	C1 > C _{mín}	Ad	T*	μ1	μ2	Cortantes Vox* y Voy*	C2 = V*/W	C2 < C1
S11	Vx 136791.1	0.036	No cumple	0.044	0.400	0.910	0.840	Vox* 153938.45	0.040	No cumple
	Vy 136795.58	0.036	No cumple					Voy* 153938.45		
S21	Vx 212837.19	0.055	Cumple	0.075	0.700	0.910	0.802	Vox* 262657.48	0.068	No cumple
	Vy 212847.84	0.055	Cumple					Voy* 262657.48		
S22	Vx 224661.47	0.059	Cumple	0.079	0.700	0.910	0.802	Vox* 277250.14	0.072	No cumple
	Vy 224672.72	0.059	Cumple					Voy* 277250.14		
S23	Vx 165540.03	0.043	No cumple	0.058	0.700	0.910	0.802	Vox* 204288.58	0.053	No cumple
	Vy 165548.32	0.043	No cumple					Voy* 204288.58		
S31	Vx 266045.38	0.069	Cumple	0.096	1.000	0.910	0.786	Vox* 336740.36	0.088	No cumple
	Vy 266060.16	0.069	Cumple					Voy* 336740.36		
S32	Vx 283781.74	0.074	Cumple	0.103	1.000	0.910	0.786	Vox* 359189.15	0.094	No cumple
	Vy 283797.50	0.074	Cumple					Voy* 359189.15		

MODELO DE 8 PISOS

Peso de la edificación

W = 4453980.63 kgf

W = 4453.98063 tonf

Períodos obtenidos del programa

T1 = 1.355 seg

T2 = 1.355 seg

Coefficiente Sísmico Mínimo (Norma COVENIN 1756 - 2001)

C_{mín} = 0.05

Zona sísmica = 5.00

R = 6.00

A_o = 0.30

α = 1.00

Espectros	Cortantes (kgf)	C1 = V/W	C1 > C _{mín}	Ad	T*	μ1	μ2	Cortantes Vox* y Voy*	C2 = V*/W	C2 < C1
S11	Vx 140714.3	0.032	No cumple	0.040	0.400	0.910	0.884	Vox* 160564.05	0.036	No cumple
	Vy 140721.94	0.032	No cumple					Voy* 160564.05		
S21	Vx 220728.33	0.050	No cumple	0.068	0.700	0.910	0.827	Vox* 273962.42	0.062	No cumple
	Vy 220744.59	0.050	No cumple					Voy* 273962.42		
S22	Vx 232991.01	0.052	Cumple	0.071	0.700	0.910	0.827	Vox* 289183.77	0.065	No cumple
	Vy 233008.18	0.052	Cumple					Voy* 289183.77		
S23	Vx 171677.59	0.039	No cumple	0.053	0.700	0.910	0.827	Vox* 213080.66	0.048	No cumple
	Vy 171690.24	0.039	No cumple					Voy* 213080.66		
S31	Vx 274870.36	0.062	Cumple	0.087	1.000	0.910	0.804	Vox* 351233.87	0.079	No cumple
	Vy 274893.85	0.062	Cumple					Voy* 351233.87		
S32	Vx 293195.05	0.066	Cumple	0.092	1.000	0.910	0.804	Vox* 374648.24	0.084	No cumple
	Vy 293220.11	0.066	Cumple					Voy* 374648.24		

MODELO DE 9 PISOS

Peso de la edificación

W = 5064523.13 kgf

W = 5064.52313 tonf

Períodos obtenidos del programa

T1 = 1.522 seg

T2 = 1.522 seg

Coefficiente Sísmico Mínimo (Norma COVENIN 1756 - 2001)

C_{mín} = 0.05

Zona sísmica = 5.00

R = 6.00

A_o = 0.30

α = 1.00

Espectros	Cortantes (kgf)	C1 = V/W	C1 > C _{mín}	Ad	T*	μ1	μ2	Cortantes Vox* y Voy*	C2 = V*/W	C2 < C1
S11	Vx 142356.7	0.028	No cumple	0.037	0.400	0.840	0.940	Vox* 174400.15	0.034	No cumple
	Vy 142311.93	0.028	No cumple					Voy* 174400.15		
S21	Vx 221904.25	0.044	No cumple	0.062	0.700	0.840	0.859	Vox* 271765.84	0.054	No cumple
	Vy 221875.71	0.044	No cumple					Voy* 271765.84		
S22	Vx 234232.27	0.046	No cumple	0.066	0.700	0.840	0.859	Vox* 286864.17	0.057	No cumple
	Vy 234202.14	0.046	No cumple					Voy* 286864.17		
S23	Vx 172592.20	0.034	No cumple	0.049	0.700	0.840	0.859	Vox* 211373.20	0.042	No cumple
	Vy 172570.00	0.034	No cumple					Voy* 211373.20		
S31	Vx 273415.10	0.054	Cumple	0.080	1.000	0.840	0.826	Vox* 340824.54	0.067	No cumple
	Vy 273395.74	0.054	Cumple					Voy* 340824.54		
S32	Vx 291642.77	0.058	Cumple	0.085	1.000	0.840	0.826	Vox* 363545.96	0.072	No cumple
	Vy 291622.13	0.058	Cumple					Voy* 363545.96		

MODELO DE 10 PISOS

Peso de la edificación

W = 5817485 kgf

W = 5817.485 tonf

Períodos obtenidos del programa

T1 = 1.576 seg

T2 = 1.576 seg

Coefficiente Sísmico Mínimo (Norma COVENIN 1756 - 2001)

C_{mín} = 0.05

Zona sísmica = 5.00

R = 6.00

A_o = 0.30

α = 1.00

Espectros	Cortantes (kgf)	C1 = V/W	C1 > C _{mín}	Ad	T*	μ1	μ2	Cortantes Vox* y Voy*	C2 = V*/W	C2 < C1
S11	Vx 158697.4	0.027	No cumple	0.034	0.400	0.910	0.884	Vox* 178484.67	0.031	No cumple
	Vy 158702.98	0.027	No cumple					Voy* 178484.67		
S21	Vx 241237.76	0.041	No cumple	0.058	0.700	0.910	0.827	Vox* 304539.46	0.052	No cumple
	Vy 241249.70	0.041	No cumple					Voy* 304539.46		
S22	Vx 254639.86	0.044	No cumple	0.061	0.700	0.910	0.827	Vox* 321457.31	0.055	No cumple
	Vy 254652.46	0.044	No cumple					Voy* 321457.31		
S23	Vx 187629.37	0.032	No cumple	0.045	0.700	0.910	0.827	Vox* 236865.03	0.041	No cumple
	Vy 187638.65	0.032	No cumple					Voy* 236865.03		
S31	Vx 293368.76	0.050	Cumple	0.074	1.000	0.910	0.804	Vox* 390435.21	0.067	No cumple
	Vy 293387.99	0.050	Cumple					Voy* 390435.21		
S32	Vx 312926.67	0.054	Cumple	0.079	1.000	0.910	0.804	Vox* 416465.23	0.072	No cumple
	Vy 312947.19	0.054	Cumple					Voy* 416465.23		