

REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD RAFAEL URDANETA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS IRREGULARES DE
CONCRETO ARMADO TIPO L ANTE SOLICITACIONES DE
CARGAS SÍSMICAS UTILIZANDO EL MÉTODO DE DIAFRAGMA
FLEXIBLE**

Trabajo Especial de Grado presentado ante la
Universidad Rafael Urdaneta para optar al título de:

INGENIERO CIVIL

Autor: Br. Castillo, Andrea

Br. Rosales, José

Tutor: Msc. Xiomara Orozco

Maracaibo, Diciembre 2014

**“COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS IRREGULARES DE CONCRETO
ARMADO TIPO L ANTE SOLOCITACIONES DE CARGAS SÍSMICAS
UTILIZANDO EL MÉTODO DE DIAFRAGMA FLEXIBLE”**

DERECHOS RESERVADOS

Castillo Sánchez, Andrea Paola
C.I. 21.043.757
Municipio maracaibo, Av. 15C Urb. Lago
Mar Beach, Villa Lago Mar Villaje II casa
#1.
Telf.: (+58) 414 6952115
andreapaolacastillo.s@gmail.com

Rosales Romero, José Rafael
C.I. 20.583.393
Municipio Maracaibo, Av. 12
residencias Mata de Coco, torre costa
Dorada apto 6E.
Telf.: (+58) 414 6853321
Joserom91@hotmail.com

Ing. Xiomara Orozco. Msc.
C.I. 5.049.538
Tutor académico

DEDICATORIA

Dedico este trabajo Primeramente a Dios quien ha sido mi guía en todo momento brindándome de su sabiduría, entendimiento e inteligencia para lograr mis objetivos.

A mis Padres, a quienes agradezco la formación que me dieron llena de valores y principios, infinitas gracias por el apoyo que me dieron durante esta etapa.

A mi hermano por su compañía en aquellos momentos difíciles, llenándome de motivación para seguir adelante, gracias por cada demostración de cariño.

Al Ing. Jorge Lacruz por brindarme su apoyo incondicional, tanto en el ámbito profesional como emocional, de verdad mil gracias.

Andrea Castillo

DEDICATORIA

A Dios principalmente por permitirme alcanzar con éxitos esta meta que gracias a él pude lograr.

A mi madre Navaida Romero por brindarme esa confianza y ese apoyo incondicional en todo momento, por darme el aliento en seguir adelante y ser mi soporte e impulso para lograr esta meta que va para ti, gracias.

A mi hermana Arianna y mi abuela Dilia por su gran apoyo y consejos.

A mi amiga Isabel contreras que estuvo todo este tiempo a mi lado por su paciencia, ayuda y comprensión.

A mis familiares y amigos por su apoyo gracias.

José Rosales

AGRADECIMIENTO

A nuestra tutora Ing. Aida Orozco Msc, por brindarnos su apoyo incondicional compartiendo sus conocimientos e incentivándonos cada día para aprender y cumplir cada uno de los objetivos planteados.

Al Dr. Sebastián Delgado por su asesoría en el análisis sísmico realizado a cada estructura.

A la ing. Nancy Urdaneta, directora de la escuela ingeniería civil, por el apoyo brindado durante nuestra carrera.

A la Ing. Ángela Fínd por instruirnos de la manera correcta en el desarrollo metodológico de esta investigación.

A los profesores de la universidad Rafael Urdaneta por su tiempo y dedicación, así como también por cada conocimiento transmitido que forma parte del desarrollo de este trabajo.

Castillo S., Andrea P.

Rosales R., José R.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN

ABSTRACT

	Pág.
INTRODUCCIÓN.....	15
1. CAPÍTULO I EL PROBLEMA	
1.1. Planteamiento del problema.....	17
1.2. Objetivos de la investigación.....	19
1.2.1. Objetivo general.....	19
1.2.2. Objetivos específicos.....	19
1.3. Justificación de la investigación.....	20
1.4. Delimitación de a investigación	21
1.4.1. Delimitación especial.....	21
1.4.2. Delimitación temporal.....	21
1.4.3. Delimitación científica.....	21
2. CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	
2.1. Antecedentes de la investigación.....	22
2.2. Bases teóricas.....	27

	Pág.
2.2.1. Concreto.....	27
2.2.2. Resistencia del concreto.....	28
2.2.3. Diseño de edificaciones en concreto armado.....	29
2.2.3.1. Estructura irregular de concreto armado tipo L	30
2.2.3.2. Irregularidades en planta.....	34
2.2.4. Desplazamientos laterales.....	36
2.2.5. Deformaciones.....	37
2.2.6. Cargas.....	38
2.2.7. Sismología y peligro sísmico.....	41
2.2.8. Diseño de edificaciones en concreto armado.....	51
2.2.9. Diafragma flexible.....	64
2.2.9.1. Método de análisis dinámico espacial con diafragma flexible.....	67
2.3. Definición de términos básicos.....	72
2.4. Sistema de variables.....	72
2.4.1. Definición Nominal.....	72
2.4.2. Definición Conceptual.....	72
2.4.3. Definición Operacional.....	73

3. CAPÍTULO III MARCO METODOLÓGICO

	Pág.
3.1. Tipo de investigación.....	75
3.2. Diseño de investigación.....	76
3.3. Población y Muestra.....	77
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	78
3.5. Procedimiento metodológico.....	79
3.5.1. Diseño de 3 estructuras irregularidades de concreto armado tipo L de 4 niveles y con variación de la longitud de sus entrantes en 30%, 35% y 40% con carga sísmica aplicando el diseño sismo -resistente según la norma COVENIN 1756-2001.....	79
3.5.1.2. Definición de cargas.....	80
3.5.1.3. Predimensionamiento.....	80
3.5.1.4. Análisis de la losa nervada en una dirección.....	85
3.5.1.5 Análisis sísmico.....	85
3.5.1.6 Análisis de la estructura.....	86
3.5.2. Determinación de las deformaciones y desplazamientos laterales.....	89

3.5.3. Análisis del comportamiento de las variaciones de los resultados obtenidos para cada estructura, en cuanto a los distintos parámetros del comportamiento estructural.....	89
3.5.4. Determinación del espectro de diseño.....	90
3.5.5. Análisis del modelo estructural mediante el programa ETABS.....	91

DERECHOS RESERVADOS

Pág.

4. CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.1. Conceptualización geométrica de los modelos.....	94
4.2. Predimensionamiento de edificaciones.....	96
4.2.1. Predimensionamiento de losas.....	96
4.2.2. Definición de cargas de cargas verticales.....	96
4.2.3. Predimensionamiento de vigas.....	98
4.2.4. Predimensionamiento de columnas.....	98
4.3. Espectro de Diseño.....	97
4.5. Desplazamientos laterales	100
4.6. Corte Basal.....	104
4.7. Derivas.....	106
4.8. Chequeo del cumplimiento de nivel de diseño.....	110
4.9. Consumo de concreto	114

4.10. Acero de Refuerzo.....	115
CONCLUSIONES.....	118
RECOMENDACIONES.....	119
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	120

ÍNDICE DE TABELAS

TABLA Pág

2.1. Cargas variables mínimas para entre piso.....	40
2.2. Valores de aceleración de onda sísmica.....	46
2.3. Forma espectral y factor de corrección ϕ	50
2.4. Altura mínima de vigas o espesor mínimo de losas, a menos que se calculen las flechas.....	53
2.5. Pesos unitarios probables de elementos constructivos.....	53
2.6. Mínimas cargas distribuidas variables sobre entrepisos.....	54
2.7. Factor de importancia de la edificación.....	58
2.8. Factor de reducción de respuesta.....	59
2.9. Nivel de diseño requerido.....	59
2.10. Tipo de estructuras de concreto armado.....	60
2.11. Período natural de la estructura.....	60

2.12. Parámetros característicos.....	60
2.13. Aceleración de diseño.....	62
2.14. Valores de T^+	62
2.15. Valores límites de desplazamiento.....	64
2.16. Operacionalización de la variable.....	73
3.1. Dimensiones de planta.....	80
3.2. Valores de cargas.....	80
3.3. Datos para ETABS.....	92
4.1. Calculo de espesores de losas.....	96

Pág.

4.2. Cargas permanentes y cargas variables sobre la losa de techo.....	97
4.3. Cargas permanentes y cargas variables sobre la losa de entrepiso.....	97
4.4. Secciones de las vigas.....	98
4.5. Secciones de columnas.....	98
4.6. Valores obtenidos para el espectro de diseño.....	99
4.7. Chequeo de derivas.....	106

4.8. Momentos en vigas modelo 0,30L.....	111
4.9. Momentos en columnas modelo 0,30L.....	111
4.10. Chequeo de ND3 Modelo 0,30L.....	112
4.11. Momentos en vigas modelo 0,35L.....	112
4.12. Momentos en columnas modelo 0,35L.....	112
4.13 chequeo del ND3 Modelo 0,35L.....	113
4.14. Momentos en vigas modelo 0,40L.....	113
4.15. Momentos en columna 0,40L.....	113
4.16. Chequeo del ND3 Modelo 0,40L.....	113
4.17. Consumo de concreto del modelo 0,30L.....	114
4.18. Consumo de concreto del modelo 0,35L.....	114
4.19. Consumo de concreto del modelo 0,40L.....	115
4.20. Acero de refuerzo en viga y columna más desfavorable de modelo 0,30L.....	116
4.21. Acero de refuerzo en viga y columna más desfavorable de modelo 0,35L.....	116
4.22. Acero de refuerzo en viga y columna más desfavorable de modelo 0,40L.....	116

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA Pág.

2.1. Formas irregulares.....	31
2.2. Riesgo torsional elevado.....	35
2.3. Movimiento del suelo ante ondas sísmicas.....	42
2.4. Mapa de zonificación sísmica de Venezuela	45
2.5. Efecto de un sismo idealizado sobre una edificación.....	47
2.6. Sentido de armado de una losa nervada.....	53
2.7. Movilización de cargas en vigas y losas continuas.....	56
2.8. Gráfica del espectro de diseño.....	61
2.9. Comportamiento rígido y flexible del diafragma.....	67
3.1. Espectro de diseño.....	91
4.1. Estructura con variación del 30% de la longitud del entrante 1-2.....	94
4.2. Estructura con variación del 35% de la longitud del entrante 1-2.....	95
4.3. Estructura con variación del 40% de la longitud del entrante 1-2.....	95
4.4. Grafica Desplazamientos Máximos en X.....	103
4.5. Gráfica de desplazamientos máximos en Y	104
4.6. Corte basal.....	105
4.7. Gráfica deriva máximo en X.....	109
4.8. Gráfica deriva máximo en Y	110

CASTILLO, ANDREA y ROSALES, JOSÉ. **COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS IRREGULARES DE CONCRETO ARMADO TIPO L ANTE SOLICITACIONES DE CARGAS SÍSMICAS UTILIZANDO EL METODO DE DIAFRAGMA FLEXIBLE.** Trabajo Especial de Grado para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Rafael Urdaneta. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. Maracaibo, Venezuela. 2014. p.

RESUMEN

Con el objetivo de analizar el comportamiento de estructuras irregulares de concreto armado tipo L ante solicitaciones de cargas sísmicas utilizando el método de diafragma flexible, se realizó una investigación de tipo descriptiva, con un diseño no experimental, transeccional o transversal. La muestra estuvo constituida por tres estructuras con irregularidades de concreto armado tipo L de 4 niveles y con variación de la longitud de sus entrantes de 30%, 35% y 40% con carga sísmica aplicando el diseño sismo-resistente según la norma COVENIN 1756-2001. La técnica utilizada fue la de observación documental, basada en la Norma COVENIN 1756-2001, manuales y libros. El instrumento utilizado en esta investigación fue el software Etabs. El análisis de los resultados indicó que la variación de los entrantes si influye en los desplazamientos y deformaciones de la estructura cuando se encuentra ante solicitaciones de cargas sísmicas, del mismo modo se determinó que el modelo 2 a la cual se le modificó la longitud de sus entrantes un 35% obtuvo el mejor comportamiento ante solicitaciones de cargas sísmicas y obteniendo los menores valores en derivas desplazamientos y consumo de concreto.

Palabras Claves: Estructuras irregulares. Solicitaciones de cargas sísmicas. Método del Diafragma Flexible.

andreapaolacastillo.s@gmail.com, Joserom91@hotmail.com

INTRODUCCIÓN

En la mayoría de las edificaciones de concreto armado el criterio básico a considerar es prevenir la inestabilidad como consecuencia del sismo más severo que pueda esperarse durante la vida útil de la edificación, por esta razón se busca lograr que el sistema resistente a sismos tenga suficiente resistencia.

Un factor que ayuda al desempeño de las estructuras ante un sismo es la simetría respecto a sus dos ejes en planta, ya que la falta de regularidad por simetría, masa, rigidez o resistencia en ambas direcciones en planta produce deformaciones y desplazamientos, lo cual no es fácil de evaluar con precisión y demanda mayores solicitaciones a algunos elementos resistentes.

Las normas sísmicas especifican la definición de una estructura regular, el criterio general en el que se basan es que la relación entre la excentricidad y la dimensión de la planta no debe exceder de 0,10. Cuando esta relación es mayor a 0,20 la estructura será muy irregular, por lo que será muy susceptible a deformaciones accidentales, lo que hace difícil prever su comportamiento.

Se debe tener en cuenta que las fuerzas sísmicas actúan en el centro de masa y la resistencia actúa en el centro de rigidez, por lo que se podría causar una vibración y deformación si no se realiza una buena distribución de las rigideces, de las masas o una forma geométrica regular de la planta.

Las plantas no sólo son irregulares por su geometría, también pueden tener formas regulares pero la mala distribución de los elementos rígidos hace que existan grandes excentricidades, por tanto ante la ocurrencia de un sismo, la edificación es propensa a efectos de deformación y desplazamientos.

Es por ello, que la presente investigación se refiere a las irregularidades estructurales tipificadas en la norma venezolana sismorresistente COVENIN 1756-2001 con el fin de determinar la influencia de los mismos ante dichos eventos sísmicos y cual de dichas tipificaciones se considera más desfavorable.

En base a lo anteriormente expuesto, se ordenó la presente investigación en cuatro (4) capítulos de importancia denominados:

El Capítulo I, el cual describe la problemática de las estructuras irregulares. Este capítulo incluye el problema, con el planteamiento, los objetivos, justificación y delimitación de la investigación.

El Capítulo II, constituye el marco teórico, en el cual se desarrolla todo el compendio que soporta la investigación, contiene los antecedentes y las bases teóricas.

El Capítulo III, consiste en el marco metodológico, en el cual se establece las técnicas de análisis de datos y procedimientos; y el procedimiento de desarrollo de la investigación.

En el capítulo IV, se analiza y discute los resultados de la investigación obtenidos del desarrollo del trabajo. Para culminar, se presentan las respectivas conclusiones y recomendaciones planteadas en base a los resultados de la investigación, al igual que la bibliografía.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

En la presente sección se especifica el problema de investigación que se espera resolver relacionado con el comportamiento de estructuras irregulares de concreto armado tipo L ante solicitaciones de cargas sísmicas, asimismo se establecen los objetivos general y específicos, la justificación y delimitación de la investigación.

1.1. Planteamiento del problema

La efectividad de un plan de emergencia o respuesta sísmica parte del supuesto que las edificaciones esenciales mantienen en todo momento su capacidad de prestar atención a la crisis sísmica. En este sentido, el riesgo sísmico de una comunidad está estrechamente ligado al desempeño de sus edificaciones esenciales. Asimismo, a los elementos utilizados en las edificaciones también debe prestárseles la debida atención. De allí que, la utilización de plantas en forma de L mejoran el comportamiento estructural de una edificación de concreto armado con relación a los desplazamientos horizontales causados por sismos.

Las estructuras irregulares tipo L poseen esquinas o entrantes, el cual se define como la unión entre las dos alas adyacentes. Son estructuras que poseen irregularidades en su planta comúnmente en su alzado, éstos sistemas estructurales requieren un estudio que permita demarcar los efectos de torsión ocasionados por cargas laterales, también se conoce que estas son afectadas por discontinuidades físicas de gran consideración dentro su configuración o bien en los sistemas resistentes a las fuerzas laterales. Muchos arquitectos aprovechan estas irregularidades en planta para realizar diversos diseños.

Estas estructuras irregulares pueden ser afectadas por cargas sísmicas, y en el caso de las plantas tipo L la carga sísmica tiene características distintas a los otros

tipos de cargas que afectan a las estructuras, estas diferencias no son en el aspecto dinámico si no, a la reacción que la estructura da a los movimientos sísmicos y al suelo que la soporta. Por otra parte, en el estudio sísmico se debe tomar en cuenta las regiones donde las cargas sísmicas son más comunes ya que el estudio de las mismas en estructuras y proyectos es de suma importancia, debido a la dimensión de los daños que éstas pueden generar.

Durante el análisis de las estructuras irregulares en planta con cargas sísmicas se estudian los desplazamientos laterales y deformaciones debido a que la resistencia estructural va de la mano con las medidas de las secciones, es decir, su configuración, entendiéndose con ello a la forma del edificio en su conjunto su tamaño, naturaleza y ubicación de los elementos no estructurales. Cabe destacar, que la estructura debe contar con la capacidad de ser dúctil y esto se debe a que si no es dúctil fallara con facilidad al producirse los desplazamientos ocasionados por la acción sísmica, al verse afectada por medio de su resistencia y rigidez en la estructura.

En este ámbito, durante los últimos años, el uso de programas de cómputo en los procesos de análisis y diseño en ingeniería se ha extendido ampliamente. En la actualidad se cuenta con programas de uso general, para diversos tipos de estructuras: edificios, puentes, losas, estructuras analizables con estados planos de esfuerzo o deformación, entre otros, tales como SAP en sus diferentes versiones. Estos programas analizan los diafragmas que forman parte de una planta estructural. Un diafragma es un elemento tridimensional que recibe sollicitación en un plano uniaxial que es uno de los de mayor rigidez, el cual transmite cargas de manera vertical en sistemas sismos resistentes, este se divide en dos tipos el rígido y flexible, el diafragma rígido es el que se desplaza en dos direcciones, cuando el diafragma es vertical como los muros, igualmente posee dos desplazamientos; mientras que el flexible, al momento de deformarse tiene distintos desplazamientos y deformaciones que complican el estudio.

En ese sentido, el análisis dinámico espacial con diafragma flexible tiene como finalidad perfeccionar el estudio de las estructuras irregulares tipo L, cuando la estructura es construida con diafragma flexible y al aplicarle una carga sísmica se generan diferentes comportamientos como por ejemplo; distinta repartición en los esfuerzos cortantes que en el diafragma rígido, lo cual constituye el propósito de este trabajo de grado.

La norma COVENIN 1756-2001 especifica el uso del diafragma flexible cuando la longitud de los entrantes excede el 40% de la longitud del rectángulo mayor que inscribe la planta, las estructuras irregulares tipo L serán estudiadas con el método de diafragma flexible para así comprobar su comportamiento con la variación de las longitudes de sus entrantes aunque no exceda el 40% establecido por la norma COVENIN 1756-2001, ya que se variará el 30%, 35% y 40%. Ante todo lo anterior mencionado, las estructuras irregulares tipo L de 4 niveles con variación de longitudes de los entrantes se estudiarán con el análisis dinámico espacial con diafragma flexible para así determinar el comportamiento de estas estructuras con cargas sísmicas.

Surge a partir de lo anteriormente expuesto en torno al área de la ingeniería civil la siguiente interrogante: ¿Cómo es el comportamiento de estructuras irregulares de concreto armado tipo L, según la modificación de las longitudes de los entrantes ante solicitaciones de cargas sísmica?

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1. Objetivo general

Analizar el comportamiento de estructuras irregulares de concreto armado tipo L ante solicitaciones de cargas sísmicas utilizando el método de diafragma flexible.

1.2.2. Objetivos específicos

Diseñar tres estructuras con irregularidades de concreto armado tipo L de 4

niveles y con variación de la longitud de sus entrantes de 30%, 35% y 40% con carga sísmica aplicando el diseño sismo-resistente según la norma COVENIN 1756-2001.

Determinar las deformaciones y desplazamientos laterales en las 3 estructuras irregulares de concreto armado tipo L de 4 niveles variando la longitud de sus entrantes 30%, 35% y 40%.

Analizar el comportamiento de estructuras irregulares de concreto armado tipo L, según la modificación de la longitud de sus entrantes utilizando el método de diafragma flexible.

1.3. Justificación

En muchos países las normas para el diseño de edificaciones sismo resistentes no son aplicadas en construcciones informales, lo cual repercute en elevar la vulnerabilidad de las estructuras. Este trabajo de grado se justifica porque al estudiar el comportamiento de estructuras irregulares de concreto armado tipo L ante solicitaciones de cargas sísmicas utilizando el método de diafragma flexible, se puede afirmar que la construcción es debidamente supervisada y los daños son considerablemente menores que en los casos en los cuales no se cumplen los requerimientos mínimos indispensables para tal fin.

Desde el punto de vista teórico, la presenta investigación aportó conocimientos empíricos sobre las estructuras irregulares en edificio de concreto armado tipo L, la misma representa un antecedente importante que puede ser utilizada como punto referencial para futuras investigaciones relacionadas con el área o tema de estudio.

Desde el punto de vista práctico se parte del hecho que este estudio sirva como fuente de consulta a profesionales del campo de la ingeniería civil y a aquellas personas interesadas en la materia, adicionalmente constituye como marco de referencia a nuevos proyectos y permite ser un modelo que cumpla un nivel de

seguridad y servicio aceptado por los parámetros de la normativa venezolana regida por la norma COVENIN.

1.4. Delimitación

1.4.1 Delimitación espacial

La investigación se realizó en la sede de la Universidad Rafael Urdaneta, para aprovechar sus recursos técnicos y tecnológicos, ubicada en la Av. 2, con calle 86, El Milagro, Maracaibo.

1.4.2. Delimitación temporal

La siguiente investigación se realizó en un periodo de tiempo, comprendido entre enero y agosto 2014.

1.4.3. Delimitación científica

La investigación estuvo enfocada a la ingeniería civil en el área estructural, por lo cual se manejaron métodos, técnicas y procedimientos relacionados con el análisis estructural y se emplearon las normas COVENIN 1756-2001 Y COVENIN 1756-2001-2 parte 2, donde se estudiaron las estructuras en distintas condiciones establecidas por esta norma.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

El presente capítulo contiene los elementos conceptuales que aportaron bases fundamentales para la elaboración de la investigación realizada, en este capítulo se presentan como antecedentes investigaciones previas que están relacionadas o tienen alguna afinidad con el problema planteado o con los objetivos de estudio. Asimismo, se incluyen los fundamentos teóricos referidos a los conceptos básicos y complejos que facilitan la comprensión de los estudios realizados.

2.1. Antecedentes de la investigación

A continuación se muestran investigaciones realizadas que brindan una guía además de aportar fundamentos teóricos para el desarrollo de esta investigación.

Herrera (2013), realizó el Trabajo Especial de Grado titulado “Análisis del comportamiento estructural de edificaciones irregulares aporticadas de concreto armado aplicando la Norma Covenin 1756-1-2001” en la Universidad Centrooccidental Lisandro Alvarado, cuyo objetivo fue realizar el diseño de tres sistemas estructurales irregulares de concreto armado y se evaluó su comportamiento, mediante el método de cedencia secuencial "push-over", con la ayuda del programa SAP 2000, versión 8.1.2. Los sistemas fueron a su vez analizados y presentaron irregularidad en planta e irregularidad vertical predimensionándose por acciones gravitacionales y sísmicas. Los sistemas estructurales para un primer caso no fueron afectados por los factores a los que la norma Covenin 1756-1:2001 de edificaciones sismorresistentes hace referencia sobre estructuras irregulares, existiendo un segundo caso donde si se consideró y aplicó lo descrito en la norma.

En el diseño definitivo se aplicó un análisis dinámico espacial de tres grados de libertad por nivel en el cual se obtuvieron las áreas de acero finales. Luego

mediante el método de cedencia secuencial, se sometieron los sistemas estructurales a un incremento de desplazamiento, para de esta forma analizar el desempeño de sus elementos. Se obtuvo las curvas de capacidad (corte basal vs. Desplazamiento), se determinó el espectro de demanda en coordenadas ADRS (aceleración espectral/g vs. Desplazamiento espectral), para así con la intersección de ambas curvas encontrar el punto de desempeño sísmico, pudiéndose calcular las ductilidades requeridas y disponibles de cada uno de los modelos planteados para posteriormente compararlos con los valores de ductilidad de diseño, tomando en cuenta los estados límites de desempeño definidos por el procedimiento de análisis estático no lineal ATC-40.

Esta investigación aporta conocimientos sobre estructuras irregulares así como la metodología que permite evaluar el comportamiento estructural ante la presencia de un sismo.

Pérez y Maestre (2012), en el trabajo especial de grado titulado “Evaluación del comportamiento estructural de edificios de concreto armado considerando columnas de sección variable en Ele, Te y Cruciforme”, realizado en la Universidad Rafael Urdaneta, presentaron como objetivo la evaluación del comportamiento estructural de edificaciones de concreto armado con variación de su sección en la longitud de confinamiento desde los extremos superior e inferior de las columnas hasta llegar al núcleo de las mismas, con respecto a modelos estructurales con columnas de las mismas formas pero de sección constante.

Para el estudio se consideraron modelos estructurales de 2, 4 y 6 niveles, sometidos a acciones verticales (permanentes y variables), y acciones sísmicas considerando la zona sísmica de la ciudad de Maracaibo (Z3) y un perfil geotécnico con forma espectral S2 para la elaboración del espectro de diseño bajo las prescripciones de la Norma COVENIN 1756-2001.

El análisis se realizó mediante la utilización del programa SAP 2000, obteniendo como resultados valores referenciales de comparación: desplazamientos

horizontales en los nodos y laterales totales, corte basal, periodo fundamental y frecuencia. Con dichos resultados se elaboraron tablas resumen de las mencionadas dimensiones, y se realizaron gráficas de los tres primeros resultados mencionados.

Como conclusión de esta investigación los resultados de desplazamientos laterales y nodales en las edificaciones con columnas irregulares de sección variable tuvieron un aumento abrupto con relación a las de columnas sección constante el cual no produjo ningún beneficio además de no entrar en los valores límites establecidos por la Norma COVENIN 1755-2001, por lo que no es factible la utilización del criterio de variación de estos elementos irregulares para intentar disminuir costos en materiales.

Esta investigación, aportó referentes teóricos sobre el comportamiento estructural de edificaciones irregulares de concreto armado, asimismo sus resultados podrán servir para guiar los esperados en la presente investigación.

Jiménez y Soto. (2011), realizaron el trabajo especial de grado titulado “Diseño de los diagramas de iteración para columnas de concreto armado en forma de L simétrica”, en la Universidad Rafael Urdaneta, con el objetivo de crear los diagramas de iteración para las columnas en forma de L simétrica, los cuales ayudarán a facilitar la adecuada selección de la cantidad de acero, forma, tamaño, espaciamiento y composición que influyen de manera directa en su capacidad de carga y momento. La investigación se consideró descriptiva, no experimental.

Para el diseño de los diagramas de iteración para columnas de concreto armado en forma de L simétrica, se manejaron las propiedades mecánicas de los materiales estudiados como el concreto y el acero, las cuales son: la resistencia a esfuerzos de tracción y compresión, deformaciones, coeficiente de Poisson y módulo de elasticidad. Con respecto a las propiedades físicas del acero, se utilizaron cabillas con límite de fluencia de 4200 kg/cm^2 y con un alto porcentaje de ductilidad. Para el cálculo de los diagramas de iteración se tomó en cuenta la

formulación de la teoría del diseño del concreto armado, basado en la teoría plástica a la rotura. Se idealizó una columna en forma de L simétrica de concreto armado, definiéndose su sección y la resistencia de los materiales y se ejecutaron los cálculos correspondientes, apoyados en la ejecución de un programa computacional en Excel, el cual arrojó los ábacos de iteración. Se concluyó que para la variación del porcentaje del acero P_{tm} , se conservó la sección de la columna y se varió únicamente el área de acero A_s . En este caso se mantuvo un recubrimiento r de 5 cm para cada resistencia de concreto que se trabajó, para así prever el espacio del agregado mínimo del concreto y asegurar un recubrimiento adecuado para el diámetro de cada cabilla.

Esta investigación, aporta información de los diagramas de las columnas en forma de L, así como información precisa para la elección de las columnas de concreto en forma de L simétrica. Igualmente, hace una contribución con el uso de metodologías y técnicas específicas que puede servir de orientación al presente estudio.

Urdaneta (2009), en el trabajo especial de grado “Análisis comparativo de diseño de los programas STAAD PRO DESIGN 2006 y SAP 2000 para el diseño de pórticos metálicos con fuerzas verticales y sísmicas”, realizado en la Universidad Rafael Urdaneta, formuló como objetivo comparar el cómputo de acero y el comportamiento estructural de los miembros (Fuerzas en miembros, reacciones en los apoyos y desplazamiento en los nodos), en pórticos metálicos planos, de diferentes niveles (3, 5 y 7), todos estos diseñados según la norma Covenin en los programas Staad Pro Design 2006 y Sap 2000, dichos pórticos estuvieron sometidos tanto a cargas verticales (cargas muertas o permanentes, cargas vivas y sísmicas).

El estudio se realizó para la ciudad de Maracaibo, para un tipo de suelo S2, la zona sísmica fue Z3, todos los valores necesarios para calcular el espectro de diseño fueron tomados de la norma de edificaciones sismorresistentes. Para cada

pórtico se realizaron las siguientes evaluaciones: tablas comparativas en cuanto al Ratio de diseño, al desplazamiento de nodos, reacciones en los apoyos, fuerzas en los miembros. Mediante la investigación y los resultados obtenidos se logró adquirir información que permitió establecer juicio objetivo entre estos dos programas sobre las diferencias del cómputo de acero y comportamiento estructural de los miembros de pórticos planos.

Este trabajo, realizó aportes valiosos a esta investigación dados por la aplicación de programas, específicamente el Sap 2000, que también será utilizado en la presente investigación para obtener resultados que podrán ser comparados con los obtenidos por otros investigadores en estudios similares.

Tulliani (2007), realizó el trabajo especial de grado en la Universidad Rafael Urdaneta con el título “Estructuras irregulares y deformaciones en edificios de concreto armado ante solicitaciones de cargas sísmicas”, cuyo objetivo fue evaluar las diferentes irregularidades de estructurales dispuestas en la norma COVENIN 1756-2001, con el fin de determinar en qué grado es más desfavorable cada tipo, basados en el criterio de utilizar las deformaciones como patrón de comparación entre una y otra irregularidad estructural. La investigación fue tipificada como descriptiva experimental, donde se evaluaron 6 estructuras para evaluar aquellas irregularidades que podían ser comparadas con la consecuente estructura regular tipo. Se determinó entonces que la irregularidad más desfavorable es la definida por un entrepiso débil o blando según lo define la norma. La irregularidad en planta también produce condiciones desfavorables en las estructuras según el criterio de evaluar dichas configuraciones por medio de los desplazamientos absolutos.

Este trabajo hizo un aporte significativo a la presente investigación mediante los resultados que permitirán obtener una visión sobre la incidencia que tiene la irregularidad estructural de una edificación sobre los desplazamientos producidos

al momento de la ocurrencia de un sismo bajo un espectro normado, contribuyendo con un marco de referencia importante.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Concreto

El concreto es un material semejante a la piedra, compuesto por cuatro elementos básicos como son: grava, arena, cemento (tipo I, II, III, IV, V) y agua, con ellos se genera una “piedra” sumamente dura y resistente, mezcla que se endurece en formaleta con las formas y dimensiones de la estructura deseada, es por esto que se usa en estructuras ofreciendo una muy buena capacidad para someterse a compresión. La mayor parte del material consta de agregados finos y gruesos. El cemento y el agua interactúan químicamente para unir las partículas de agregados y conformar una masa sólida. Es necesario agregar agua, además de aquella que se requiere para la reacción química, con el fin de dar a la mezcla la manejabilidad adecuada que permita llenar las formaletas y rodear el acero de refuerzo embebido, antes de que se inicie el endurecimiento (Sánchez, 2001).

Se pueden obtener concretos en un amplio intervalo de propiedades de resistencia apropiada a las proporciones de los materiales que lo constituye. Un intervalo aún más amplio de propiedades se pueden obtener mediante la utilización de cementos especiales (como los cementos de alta resistencia inicial), agregados especiales (como los diversos agregados o pesados), aditivos (como plastificantes y agentes incorporadores de aire) y con métodos especiales de curado (como el curado al vapor) (Sánchez, 2001).

El concreto simple, es el concreto comúnmente conocido, pero sin la presencia de acero de refuerzo, este material solo podrá usarse en elementos sometidos a compresión. Tiene especial importancia estructural cuando su uso final es la construcción de elementos que trabajan por gravedad (peso propio), por ejemplo el concreto ciclópeo (concreto simple + rocas con tamaño superior a 10”), estribos

de puentes y “muertos” para anclaje de cables en puentes colgantes o atirantados, bases para ciertas estructuras o equipos (Sánchez, 2001).

El concreto armado es el concreto simple + acero de refuerzo; básicamente cuando tenemos un elemento estructural que trabajará a compresión y a tracción (tensión). Ningún esfuerzo de tensión será soportado por el concreto, es por ello que se debe incluir un área de acero que asuma esta sollicitación, dicho valor se traducirá en el número de varillas y su diámetro, así como su disposición (Sánchez, 2001).

2.2.2. Resistencia del concreto

La resistencia a la compresión del concreto se puede definir como la máxima resistencia medida de un espécimen de concreto a carga axial. Generalmente se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm^2) a una edad de 28 días y se le designa con el símbolo f'_c . Para determinar la resistencia a la compresión, se realizan pruebas a especímenes de mortero o de concreto; Los ensayos a compresión del concreto se efectúan sobre cilindros que miden 15cm de diámetro y 30cm de altura. La resistencia del concreto a la compresión es una propiedad física fundamental, y es empleada en los cálculos para el diseño de columnas, vigas, fundaciones y otros. El concreto de uso generalizado tiene una resistencia a la compresión entre 180 y 350 kg/cm^2 . Un concreto de alta resistencia tiene una resistencia a la compresión de cuando menos 420 kg/cm^2 (Sánchez, 2001).

La resistencia a la compresión se puede utilizar como índice de la resistencia a la flexión, una vez que entre ellas se ha establecido la relación empírica para los materiales y el tamaño del elemento en cuestión (Sánchez, 2001).

La correlación existente entre la resistencia a la compresión y resistencia a flexión, tensión, torsión, y cortante, viene dado de acuerdo a los componentes del concreto y al medio ambiente en que se encuentre. Cuando se requiera de valores más precisos para el concreto se deberán desarrollar curvas para los materiales

específicos y para las proporciones de mezclado que se utilicen en el trabajo (Sánchez, 2001).

2.2.3. Diseño de edificaciones en concreto armado

La idea de un sistema combinado resistente y relativamente económico dio lugar a la creación del concreto armado, en el cual concreto resistiría principalmente los esfuerzos de compresión y el acero los esfuerzos de tensión. En este sistema combinado tanto el concreto como el acero conservan sus propiedades, y la unión de ellos da como resultado unos compuestos heterogéneos con propiedades, en conjunto, muy diferentes a los materiales que lo componen. El concreto armado es un material heterogéneo, no lineal y anisotrópico (Urbán, 2006).

El acero no solo es utilizado para soportar los esfuerzos de tensión sino también para resistir esfuerzos de compresión y especialmente cuando se desea disminuir las dimensiones de las secciones transversales de elementos sometidos a compresión. Además con frecuencia el acero se coloca también como refuerzo adicional dispuesto para resistir la tensión inclinada causada por fuerzas de corte sobre los miembros (Arthur y Winter, 1999).

Las propiedades del concreto armado dependen mucho de la adherencia que subsista entre ambos materiales, para así garantizar una compatibilidad en la deformación y se realice el trabajo de conjunto de ambos materiales. Dichas propiedades dependerán de la calidad de los materiales utilizados (acero y concreto), disposición de estos y proceso de fabricación de los miembros (Parker, 2001).

El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a utilizar moldes que lo sostenga mientras adquiere resistencia suficiente para que la estructura sea autosoportante, esta característica exige ciertas restricciones, pero al mismo tiempo algunas ventajas, una de estas es la moldeabilidad, propiedad que brinda al proyectista gran libertad en la elección de formas, gracias a ello, es posible

construir estructuras, como las cáscaras, arcos, entre otros, que en otro material serían difícil de obtener (Urbán, 2006).

2.2.3.1. Estructura irregular de concreto armado tipo L

La estructura irregular tipo L, consiste en una planta compleja en la cual la línea de unión de dos de sus puntos suficientemente alejados hace su recorrido en buena parte fuera de la planta. Es decir, ocurre cuando la planta está compuesta de alas de tamaño significativo orientadas en diferentes direcciones (en este caso de investigación en forma de L).

En construcciones de gran complejidad como las edificaciones tipo L, se presentan esquemas de configuración complicados, entendiéndose por configuración el tipo, disposición, fragmentación, resistencia y geometría de la estructura de la edificación, relación de la cual se derivan ciertos problemas de respuesta estructural ante sismos. Puede decirse de manera general que el alejamiento de formas y esquemas estructurales simples es castigado fuertemente por los sismos. Y además que, lamentablemente, los métodos de análisis sísmico usuales no logran cuantificar adecuadamente la mayoría de estos problemas. De cualquier forma, dada la naturaleza errática de los sismos, así como la posibilidad de que se exceda el nivel de diseño, es aconsejable evitar el planteamiento de configuraciones riesgosas, independientemente del grado de sofisticación que sea posible lograr en el análisis de cada caso (Bazán y Meli, 2002).

En la configuración en plantas se presentan problemas entre los cuales destacan la concentración de esfuerzos debido a plantas complejas, como es el caso de la estructura irregular tipo L. En estas plantas irregulares las alas pueden asimilarse a un voladizo empotrado en el cuerpo restante del edificio, sitio en el cual sufriría menores deformaciones laterales que en el resto del ala (Figura 2.1). Por esta razón aparecen grandes esfuerzos en la zona de transición, los cuales producen con frecuencia daños en los elementos no estructurales, en la estructura vertical y aun en el diafragma de la planta.

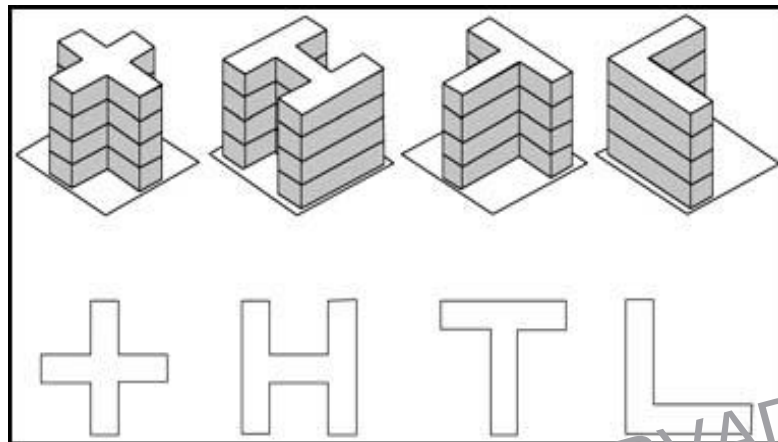


Figura 2.1. Formas irregulares

Para este caso, la solución adoptada con mayor frecuencia consiste en la introducción de juntas de dilatación sísmica, como las mencionadas para el caso de los edificios largos. Estas juntas permiten que cada bloque tenga su propio movimiento sin estar atado al resto del edificio, con lo cual se rompe el esquema de trabajo en voladizo de cada ala. Las juntas, obviamente, deben tener el ancho suficiente para permitir el movimiento de cada bloque sin golpearse (Dowrick, 1984).

Las estructuras irregulares presentan problemas inherentes al propio diseño estructural, que influyen directamente en el comportamiento de la edificación a lo largo de su vida útil y repercuten en el desempeño ante un evento sísmico. Según la Norma COVENIN 1756-2001, se considera irregular la edificación que en alguna de sus direcciones principales presenta alguna de las irregularidades verticales o irregularidades en planta, siguientes:

a) Irregularidades verticales

♦ Entrepiso blando

La rigidez lateral de algún entrepiso, es menor de 0.70 veces la del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las rigidez de los tres entrepisos superiores. En el cálculo de las rigideces se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso

de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir (COVENIN 1756-2001).

♦ **Entrepiso débil**

Algunos sistemas arquitectónicos conllevan a la formación de pisos cuya rigidez y/o resistencia es significativamente menor que la del resto de los niveles, haciéndolos más vulnerables. Esto se puede atribuir a la diferencia de altura entre pisos consecutivos o a la ausencia de algún elemento estructural. La ausencia o falta de continuidad de columnas, ha sido una causa de muchos colapsos de estructuras sometidas a movimientos sísmicos (COVENIN 1756-2001).

La resistencia lateral de algún entepiso, es menor que 0.70 veces a la correspondiente resistencia de los entrepisos superiores, o 0.80 veces el promedio de las resistencias de los entrepisos en los que se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.

♦ **Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.**

Cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos, se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Para esta verificación de la masa de los apéndices se añadirán al peso del nivel de los soportes (COVENIN 1756-2001).

♦ **Aumento de las masas con la elevación**

La distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que lo soporte (COVENIN 1756-2001). El problema en cuestión es ocasionado por altas concentraciones de la masa en algún nivel determinado del edificio que se puede deber a la disposición en él de elementos pesados, tales como equipos, tanques, bodegas, archivos, entre otros (COVENIN 1756-2001).

El problema es mayor en la medida en que dicho nivel pesado se ubica a mayor altura, debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba, con lo cual se tiene una mayor fuerza sísmica de respuesta allí y por ende una mayor posibilidad de volcamiento del equipo (COVENIN 1756-2001).

Por lo anterior, en el diseño arquitectónico es recomendable disponer los espacios que representen pesos inusuales en sótanos o en construcciones aisladas aledañas al cuerpo principal del edificio. En casos en los que por razones topográficas se deba tener almacenamientos de agua elevados, debe preferirse construir torres independientes para ese fin, en lugar de adosarlas al edificio principal (COVENIN 1756-2001).

♦ **Variaciones en la geometría del sistema estructural**

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

♦ **Esbeltez excesiva**

El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en la planta de la estructura a nivel de base exceda a 4. Igualmente cuando esta situación se presente en alguna porción significativa de la estructura (COVENIN 1756-2001).

♦ **Discontinuidad en el del sistema resistente a cargas laterales**

Se pueden presentar casos como columnas o muros que no continuaran al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base. El ancho de la columna o muro en el entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20%) de ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal. El delineamiento horizontal de eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, supera $1/3$ de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento (COVENIN 1756-2001).

- ♦ **Falta de conexión entre miembros verticales**

Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no esta conectado al diafragma de algún nivel (COVENIN 1756-2001).

- ♦ **Efecto de columna corta**

Las columnas cortas son causa de serias fallas en edificios bajo excitaciones sísmicas debido a que su mecanismo de falla es frágil. Este efecto ocurre cuando se presenta una marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes, u otros elementos no estructurales (COVENIN 1756-2001).

Varias son las causas de que el valor de la longitud libre se reduzca drásticamente y se considere que se presenta una columna corta cuando hay confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna por muros divisorios, muros de fachada, muros de contención. Disposición de losas en niveles intermedios. Ubicación del edificio en terrenos inclinados (COVENIN 1756-2001).

Las columnas cortas son causa de serias fallas en edificios bajo excitaciones sísmicas debido a que su mecanismo de falla es frágil (COVENIN 1756-2001).

2.2.3.2. Irregularidades en planta

Se debe destacar que los problemas de configuración en planta que a continuación se detallan, se presentan cuando las plantas son continuas; cabe destacar también que algunas de las plantas que a simple vista se pueden percibir como complejas y que cuentan con las respectivas juntas de dilatación sísmicas no presentan problemas para el comportamiento frente a sismos.

Las diferentes condiciones de irregularidad en planta que se pueden presentar en una estructura, (COVENIN 1756-1:2001) son las siguientes:

- ♦ **Gran excentricidad**

En algún nivel la excentricidad entra la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez, supera el veinte por ciento (20%) del radio de giro inercial de la planta (COVENIN 1756-2001).

♦ Riesgo torsional elevado

La torsión ha sido causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad), hasta el colapso estructural. Se presenta por la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez (Ver figura 2.2). Cuando en una configuración, el centro de masa coincide con el centro de rigidez, se dice que existe simetría estructural (COVENIN 1756-2001).

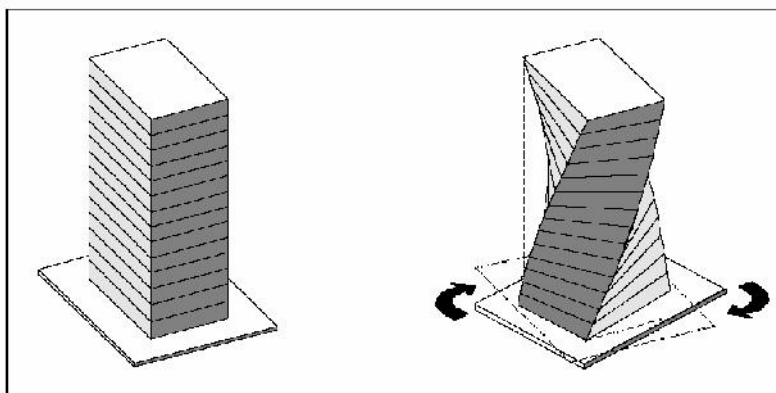


Figura 2.2. Riesgo torsional elevado (Bazan y Meli, 2002)

A medida de que el edificio sea más simétrico, se reducirá su tendencia a sufrir concentraciones de esfuerzos y torsión, y su comportamiento ante cargas sísmicas será menos difícil de analizar y más predecible. La simetría va desde la geometría de la forma exterior, hasta las distribuciones internas de elementos resistentes y componentes no estructurales. En los casos donde existen muros, núcleos de ascensores o tabiquería, hacia un lado de la edificación, el centro de

rigidez se desplaza en esa dirección. Debido a esto se generan deformaciones no previstas en el cálculo estructural (Grases, López y Hernández, 1987)

Cuantitativamente, puede considerarse que una excentricidad entre la masa y la rigidez es grande cuando supera el 10% de la dimensión en planta bajo análisis. En un caso así deben tomarse medidas correctivas en el planteamiento estructural del edificio.

En tal sentido, y según la Norma COVENIN 1756 (2001), en algún piso se puede presentar cualquiera de las siguientes situaciones: El radio de giro torsional en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial. La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional en alguna dirección.

♦ Sistema no ortogonal

Cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sea paralelos a los eje principales de dicho sistema (COVENIN 1756-2001).

2.2.4. Desplazamientos laterales

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones (Christopher y Reitherman, 1987).

En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q . Este mismo desplazamiento se empleará para la

revisión del cumplimiento de los requisitos de holguras de vidrios y de separación de edificios colindantes.

En edificios en que la resistencia sísmica sea proporcionada esencialmente por sistemas de losas planas y columnas, no se excederá en ningún caso el límite de 0.006, calculado como se indica en el párrafo inicial de esta sección. Para edificios estructurados con muros de carga de mampostería se observarán los límites fijados en las Normas correspondientes.

En el caso de los choques entre edificaciones ocurren cuando el movimiento de un edificio, durante el sismo, queda impedido por otro muy cercano y, en general, más rígido. Al chocar se generan fuerzas cortantes en las columnas golpeadas. Es conveniente crear amplias juntas totales entre edificios de diferentes alturas, para que puedan oscilar de forma distinta durante un movimiento sísmico y evitar así el choque violento entre ellos (Blanco, 2012). Se debe impedir que edificios de diferentes alturas puedan estar juntos y a partir de cierta altura, éstos deben estar aislados. Otra causa del problema es cuando edificios cercanos presentan alturas distintas de entresijos o niveles distintos de pisos.

2.2.5. Deformaciones

La deformación es el cambio en el tamaño o forma de una estructura o algún elemento de esta debido a la aplicación de una o más fuerzas sobre el mismo o la ocurrencia de dilatación térmica (Christopher y Reitherman, 1987).

Los efectos locales indirectos como licuefacción, asentamientos, deslizamientos y avalanchas, pueden ser causa de importantes deformaciones en estructuras, ocasionando en muchos casos pérdidas humanas. La licuefacción es un fenómeno que se produce en terrenos blandos saturados de agua, durante movimientos sísmicos fuertes y prolongados. Debido a las vibraciones sísmicas, el suelo se comporta como un fluido. Las edificaciones se hunden y/o vuelcan bajo los efectos de la licuefacción (Blanco, 2012).

Las zonas propensas a que ocurra este fenómeno son aquellas sobre depósitos sedimentarios, lechos fluviales, rellenos artificiales, entre otros, donde el nivel freático es superficial. Es importante volver a mencionar, que es imprescindible para toda obra de ingeniería, realizar un estudio de suelos por expertos en el área.

2.2.6. Cargas

Según Carrera (2006), las cargas muertas cubren todas las cargas de elementos permanentes de construcción influyendo su estructura, los muros, pisos, cubiertas, cielos rasos, equipos fijos y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación. Mientras que, las cargas vivas son aquellas debidas a la ocupación de la construcción y que la identifican. Incluyen personas, objetos móviles o divisiones que puedan cambiar de sitio. Cabe mencionar, que generalmente actúan durante períodos cortos de la vida de la estructura.

Por su parte, Miranda (2008), manifiesta que las cargas sísmicas de un edificio dependen tanto de las propiedades mecánicas y dinámicas del mismo, como de las características del movimiento de terreno al que se ve sometido.

- Cargas muertas

Según la Norma COVENIN 2002 (1992), la carga permanente es aquella que se considera invariable en el tiempo, esta es la carga proveniente del peso propio de la estructura y la carga impuesta de carácter permanente como; los acabados, tabiquería, pavimentos, presión de tierra, etc; se determina según la norma utilizando los pesos de los materiales y elementos constructivos a emplear en la edificación.

- Cargas vivas

Según la Norma COVENIN 2002 (1988), carga viva es la carga variable como la que actúa sobre la edificación con magnitud variable en el tiempo, la cual depende

de su ocupación o uso habitual, estas pueden ser; cargas de personas, objetos, tráfico de vehículos, efectos de impacto, empuje de líquidos, etc.

La Norma COVENIN 2002 (1988), establece que las cargas variables se determinan mediante el uso de métodos estadísticos, y que cuando no se disponga de estos estudios se deben utilizar los valores determinados por la misma que se muestran en la tabla 2.1.

DERECHOS RESERVADOS

Tabla 2.1 Cargas variables mínimas para entre piso

[illegible]

- Combinaciones de cargas

Se utilizaron las siguientes combinaciones de carga señaladas en la Norma COVENIN 1756 (2001), debido a que las 3 estructuras a estudiar soportaron cargas verticales muertas, vivas y sísmicas.

$$U_1 = 1,4CP \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$U_2 = 1,2CP + 1,6CV \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$U_3 = 1,2CP + CV \pm S \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$U_4 = 0,9CP \pm S \quad (\text{Ec. 2.4})$$

CP: Carga permanente.

CV: Carga viva.

S: Sismo.

2.2.7. Sismología y peligro sísmico

- Sismos

De acuerdo con Bazán y Meli (2011, p.15), “Los sismos, terremotos o temblores, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de los techos de las cavernas subterráneas y hasta por explosiones”. Sin embargo, desde el punto de vista de la ingeniería los sismos más severos y los más importantes son los de origen tectónico, los cuales se deben a los desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida la corteza liberando la energía en forma de ondas vibratorias que se originan por la ruptura de rocas sujetas a grandes esfuerzos y al deslizamiento de una falla sísmica.

En ese sentido, Bazán y Meli (2011, p. 15) explican que:

Esta vibración de la corteza terrestre es la que pone en peligro las edificaciones que sobre ella se desplantan, al ser solicitadas por el movimiento de su base. Por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, se generan fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que pueden conducir a la falla.

La sismología se encarga del estudio detallado de los sismos y su mecanismo, ciencia que resulta de gran interés para el ingeniero a la hora de conocer los efectos locales de grandes terremotos; es decir, aquellos que producen movimientos del terreno suficientemente grandes para causar daño estructural. Estos movimientos del terreno representados esquemáticamente en la figura 2.1, pueden ser medidos por instrumentos especiales como los sismógrafos, los cuales registran los movimientos de la tierra en un gráfico llamado sismograma.

La intensidad sísmica se designa por un grado de intensidad que resulta de comparar el daño causado con una escala previamente establecida. Las más usuales basan su graduación en el efecto que el movimiento causa en las personas y los daños que apreciativamente sufren las construcciones.

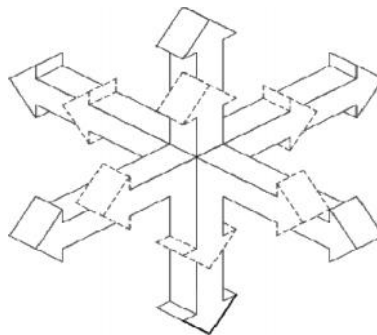


Figura 2.3. Movimiento del suelo ante ondas sísmicas (Torres, 2007)

- Peligro sísmico

Según la La Norma COVENIN 1756 (2001, p.6), el peligro sísmico “Cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que puedan afectar en

forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes”. Por su parte, Rodríguez (2011), define el peligro sísmico como la estimación de la amenaza sísmica que se puede realizar mediante métodos probabilísticos (también existen metodologías determinísticas) teniendo en cuenta variables como:

- Tipo y características de las fuentes sismogénicas que pueden potencialmente producir sismos que afecten la ciudad, y estudios geológicos, sismológicos y geotectónicos los cuales aportan información en este contexto.
- Sismicidad histórica de la zona.
- Aspectos como magnitudes máximas de acuerdo a las fallas y longitudes de ruptura probables.
- Distribución espacio-temporal de los sismos en o cerca de la zona a estudiar.
- Atenuación de las ondas sísmicas.
- Registros acelerográficos disponibles.

En la actualidad existen metodologías aceptadas para la evaluación de la amenaza sísmica que involucran en mayor o menor grado cada una de las variables o características anteriores. Es importante aclarar en este punto que la intensidad del sismo esperable en el sitio debe ser comprendida en términos generales, como los valores de aceleración, velocidad, desplazamiento o coordenadas espectrales de cualquier variable, que permita inducir sobre la estructura solicitaciones que requieran su respuesta ante ella dinámicamente.

- Magnitud e intensidad de un sismo

Tomando en consideración a Nava (1998, p. 6), este señala que “La intensidad es una medida de los efectos causados por un sismo en un lugar determinado de la superficie terrestre”. En ese lugar, un sismo pequeño pero muy cercano puede causar alarma y grandes daños, en cuyo caso se dice que su intensidad es grande; en cambio un sismo muy grande pero muy lejano puede apenas ser

sentido ahí y su intensidad, en ese lugar, será pequeña. C. Richter definió, en 1935, el concepto de "magnitud" pensando en un parámetro que describiera, de alguna manera, la energía sísmica liberada por un terremoto.

La escala de Richter o magnitud local, indicada usualmente está definida como el logaritmo (base 10) de la máxima amplitud (A_{max} , medida en cm) observada en un sismógrafo Wood-Anderson estándar (un sismógrafo de péndulo horizontal muy sencillo), menos una corrección por la distancia (D) entre el epicentro y el lugar de registro, correspondiente al logaritmo de la amplitud (A_0) que debe tener, a esa distancia, un sismo de magnitud cero.

- Sismicidad en Venezuela

En Venezuela la región más activa sísmicamente es la zona norte, así lo señala Rodríguez (2011), quien además expresa que la falla más importante que tiene el país es la de Boconó la cual se extiende desde Los Andes a lo largo del Valle del río Chama, Boconó, Barquisimeto y el Valle del río Yaracuy hasta el Mar Caribe. Continúa paralela a la costa pero con el nombre de falla de San Sebastián, esta falla es la responsable de la mayor parte de los grandes sismos reportados en la ciudad de Caracas. La segunda falla en orden de importancia es la falla del Pilar la cual nace cerca de Cumaná rumbo al este hasta la parte sur de las montañas situadas al norte de Trinidad.

- Zonificación sísmica

De acuerdo con la Norma COVENIN 1756 (2001), el 80% de la población venezolana se encuentra ubicada en zonas de alto riesgo sísmico, por ello el país ha sido dividido en ocho zonas dependiendo del peligro sísmico existente: desde la zona 0, donde no se requiere la consideración de acciones sísmicas, hasta la zona 7 donde el coeficiente de aceleración horizontal A_0 es igual a 0.40 debido a que su peligro sísmico es más elevado, estos valores se consideran representativos de probabilidad de excedencia de 10% para la vida útil de 50

años, es decir períodos de retorno de 475 años y ha sido tornado como base para la zonificación del país. En la figura 2.4 se muestra el mapa de zonificación sísmica de Venezuela encontrado en la Norma COVENIN 1756:1-2001, así mismo se muestra la tabla 2.2 que indica los coeficientes de aceleración correspondientes.

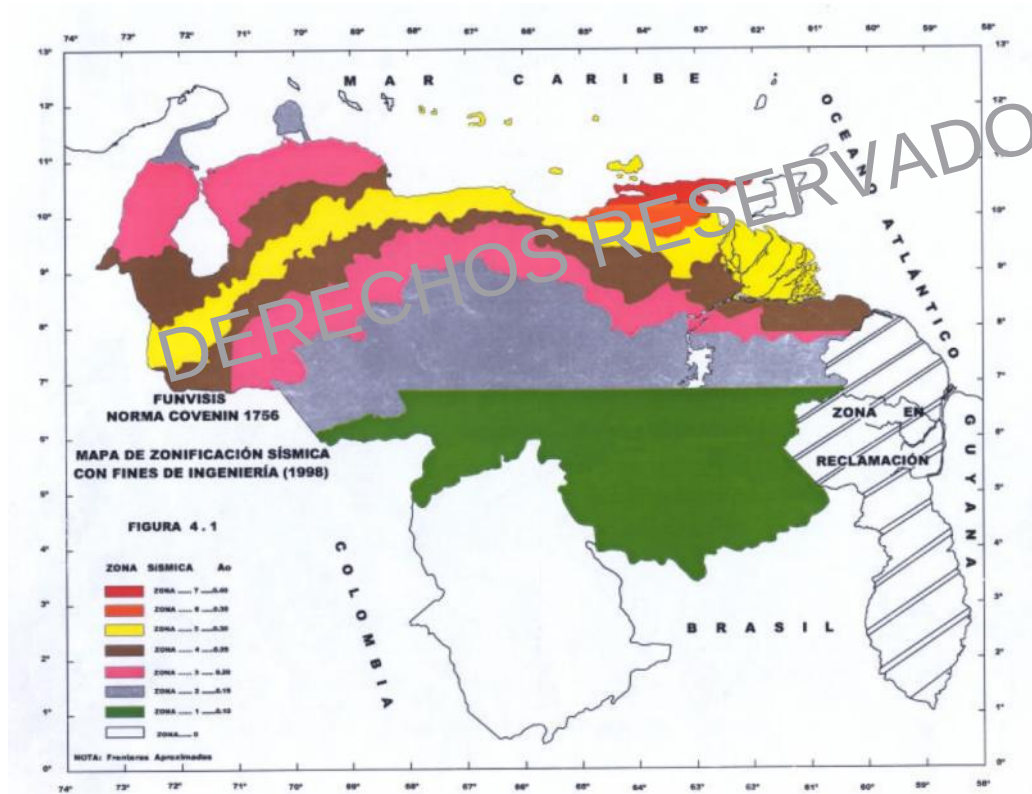


Figura 2.4. Mapa de zonificación sísmica de Venezuela (COVENIN 1756:1-2001)

- Efecto sísmico en edificios

De acuerdo con Vezga (2002), una edificación puede ser tratada como una acumulación de masas una por cada piso y unidas por elementos elásticos como columnas y muros. De esta manera, el autor explica que:

Durante un terremoto las ondas sísmicas se transmiten a la estructura a través de las fundaciones, ocurrido el movimiento que experimenta el terreno de fundación la inercia de la masa del edificio resiste el

movimiento aplicado en su base apareciendo fuerzas inerciales que producen un efecto similar al de cargas laterales aplicadas en la estructura. Dado que la estructura no es infinitamente rígida, se deforma y se mueve en la dirección opuesta al movimiento sísmico aplicado en su base. Cada partícula de la estructura tendrá un movimiento gobernado por las leyes de la dinámica y dependerá de las leyes elasto-dinámicas de la estructura. La magnitud de dichas fuerzas máximas será el producto de la masa por su aceleración en ese instante (p.21).

Tabla 2.2. Valores de aceleración de onda sísmica

En este sentido, la excitación de la base del edificio por el movimiento del terreno origina que se desarrolle un movimiento vibratorio, el cual tendrá características

Zona Sísmica	Peligro Sísmico	Ao
7	ELEVADO	0,40
6		0,35
5		0,30
4	INTERMEDIO	0,25
3		0,20
2	BAJO	0,15
1		0,10
0		--

comunes al de una cuerda de guitarra, la cual excita da

presenta un tono fundamental y la contribución adicional de varias "armónicas". Así una estructura tendrá un modo fundamental de vibración y la contribución adicional de varios modos que vibran en frecuencias mayores. Normalmente un modo de vibrar en cada piso.

- Respuesta sísmica de estructuras

De acuerdo con Bazán y Meli (2011, p.30), "Las características esenciales de una

respuesta se llegan a estimar con aceptable precisión al modelar la estructura mediante un sistema de un grado de libertad con período igual al fundamental de la estructura”. Según Vezga (2002) un edificio puede idealizarse como un conjunto de masas, una por cada piso conectadas por elementos elásticos que representan los elementos de piso (columnas y/o muros) (Figura 2.5). Del equilibrio dinámico para cada forma de moverse o vibrar, resultará una velocidad angular igual para todos los niveles del modelo así definido, y tendrá tantas formas de vibrar como número de pisos o niveles aun cuando los que más contribuyen son los primeros, de frecuencias menores normalmente se consideran los 3 a 5 primeros modos de vibrar.

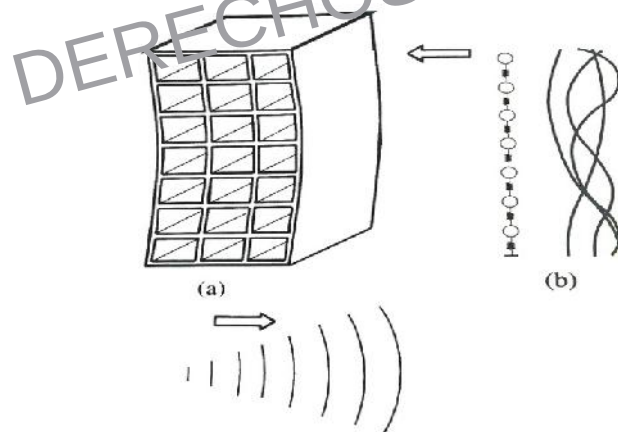


Figura 2.5. Efecto de un sismo idealizado sobre una edificación (Vezga, 2002)

En ese sentido, Bazán y Meli (2011), explican que a medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y la amortiguación tiende a aumentar.

- Filosofía del diseño sismorresistente

En relación con la filosofía del diseño sismorresistente Vezga (2002, p.64) expresa que:

En la filosofía del diseño sismorresistente se permite que para sismos severos los cuales suelen ser menos frecuentes, la estructura incurra en el rango inelástico, permitiendo que algunas zonas de la estructura alcancen la fluencia en las zonas inferiores, por ser estas las que soportan mayores cortes. Al lograr la fluencia, aumenta el desplazamiento sin que aumente la fuerza aplicada, por consiguiente, el corte de piso no supera la fuerza horizontal que produce la fluencia de los elementos, lo cual hace que dichos cortes y aceleraciones respectivas en los pisos superiores, sean menores en magnitud que los valores que se obtendrían si la estructura permaneciera elástica. Sería posible diseñar una estructura que soporte un sismo de gran magnitud respondiendo elásticamente, lo cual resultaría antieconómico. Si llegara a ocurrir un sismo no frecuente, mayor que el más severo esperado, la estructura sería sometida a grandes deformaciones, y elevados desplazamientos permanentes, con consecuente necesidad de grandes reparaciones, y en el peor de los casos quedando inútil, pero sin colapsar, siempre y cuando se le haya dotado de suficiente capacidad de absorción de energía en el rango inelástico.

- Espectro dinámico de respuesta

Según Vezga (2002), un espectro dinámico de respuesta es una representación gráfica de la respuesta máxima de uno de los valores de un sistema de un grado de libertad como son la fuerza, el desplazamiento, la velocidad, versus el periodo de vibración.

- Espectro elástico, espectro elástico normativo y espectro de diseño

Estos elementos Rodríguez (2011), los define de la siguiente manera:

Espectro elástico: Describe la máxima respuesta de estructuras idealizadas con un grado de libertad por nivel, sometida a la acción de un movimiento sísmico conocido, existe todo un procedimiento riguroso para el cálculo de estos espectros.

Espectro elástico normativo: Se determina a partir de estudios estadísticos de familias de movimientos sísmicos para estructuras de un grado de libertad con el mismo amortiguamiento para el caso de estructuras de concreto armado este valor es del 5% referido al peligro sísmico de una localidad.

Espectro de diseño: Se obtiene dividiendo las ordenadas de los espectros elásticos por el Factor de Reducción de Respuesta "R", esto quiere decir que los espectros elásticos de respuesta y por lo tanto los coeficientes sísmicos de diseño se pueden reducir en la medida que el sistema resistente a sismos garantice una capacidad y disipación de energía sin pérdida de capacidad.

- Formas espectrales

La Norma COVENIN (2001), especifica que: "La respuesta dinámica de un depósito de suelo depende de las características del perfil geotécnico y de la zona sísmica donde el mismo está ubicado" (C-19). En general, para fines de ingeniería resultan de interés las aceleraciones espectrales y la aceleración máxima en la superficie del terreno.

En la práctica común, los códigos de diseño sismorresistente tipifican las formas de los espectros de respuesta en 'formas espectrales normalizadas' considerando las condiciones del terreno de fundación y definen las aceleraciones esperadas en sitios rocosos a partir de estudios de amenaza sísmica.

Más recientemente, algunos códigos han comenzado a considerar la variación de la aceleración máxima en la superficie del terreno debida a las características del perfil geotécnico.

Tabla 2.3. Forma espectral y factor de corrección ϕ

Material	V (m/s)	H (m)	Zona Sísmica 1 a 4		Zona Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	Φ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0,85	S1	1,00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0,85	S1	1,00
		30-50	S2	0,80	S2	0,90
		>50	S3	0,70	S2	0,90
Suelos duros o densos	200- 400	<15	S1	0,80	S1	1,00
		15-50	S2	0,80	S2	0,90
		>50	S3	0,75	S2	0,90
Suelos firmes/medio densos	170- 250	<=50	S3	0,70	S2	0,95
		>50	S3(a)	0,70	S3	0,75
Suelos blandos/sueltos	<170	<=15	S3	0,70	S2	0,90
		>15	S3(a)	0,70	S3	0,80
Suelos blandos o sueltos intercalados con suelos más rígidos	-	H1	S3(b)	0,65	S2	0,70

(COVENIN 1756-1:2001)

En la tabla 2.3 se muestra la clasificación de los distintos tipos de suelo según los materiales que lo conforman, la velocidad de propagación de la onda y la profundidad de los estratos, con esto es posible determinar el coeficiente de corrección de la aceleración horizontal (ϕ).

Por su parte, Vezga (2002) define los tipos de forma espectral de la siguiente forma:

Forma espectral tipo S1: Roca de cualquier característica, bien lutítica o cristalina, dicho material puede ser caracterizado por propagación de ondas de corte de más de 760 m/s o suelos duros con profundidades al basamento rocoso menores de 60 m y los tipos de suelo sobre roca, compuesto de depósitos estables de arena, gravas o arcillas duras.

Forma espectral tipo S2: Perfil profundo de suelos no cohesivos o arcillas duras incluyendo sitios donde la profundidad del suelo excede los 60 m y el tipo de suelo sobre el lecho rocoso son depósitos estables de arena, gravas y arcillas duras.

Forma espectral tipo S3: Arcillas blandas semiduras y arenas caracterizadas por presentar 9 o más metros de arcillas suaves o semiduras con o sin capas interpuestas de arena u otros compuestos no cohesivos.

Forma espectral tipo S4: Son suelos con condiciones especiales. En este grupo se incluyen los siguientes: suelos con alto potencial de licuación, susceptibles de colapso y sensitivos, turbas, lodos y suelos orgánicos, rellenos colocados sin control técnico, arcillas y limos de alta plasticidad ($IP \geq 75$), arcillas suaves y medio duras con espesor mayor a 30 m..

2.2.8. Diseño de edificaciones en concreto armado

- Losas

De acuerdo con Rojas (2010), las losas constituyen el elemento donde por lo general se inician los cálculos de una edificación, siendo esta la estructura que recibe en forma directa las cargas de las personas y su mobiliario (carga variable) así como elementos no estructurales de carácter permanente como tabiquería y acabados.

En la construcción de edificaciones las losas se consideran uno de los elementos más delicados, ya que una colocación incorrecta del acero de refuerzo puede llevarla al colapso sin necesidad de que sobrevenga un sismo o alguna otra carga de tipo accidental. Siempre se debe contar con la ayuda de los planos estructurales de la losa para realizarla, siguiendo las indicaciones y las especificaciones que da el calculista a cabalidad de manera que una vez finalizada la obra se hayan obtenido las características que se desean en toda losa: capacidad portante, solidez, capacidad de aislamiento acústico, capacidad de aislamiento térmico, resistencia al fuego, resistencia a las sacudidas sísmicas, etc.

El procedimiento para el diseño de losas de entrepiso comienza con la identificación en el plano de planta de los ejes principales y secundarios, para determinar el sentido en el que se encuentran las vigas que soportarán la carga dado que los nervios de la losa se encuentran en sentido perpendicular a estas, descargando en ellas su peso propio y todas las cargas variables que sobre las losas descansen como puede verse en la figura 2.6.

Es necesario dividir en áreas más pequeñas la superficie total de la losa garantizando que los nervios en esta sección tengan la misma longitud y estén bajo las mismas condiciones de carga y apoyo. En la figura 2.7 se aprecia el sentido de armado de una losa nervada y su seccionamiento, así como su apoyo sobre las vigas de carga.

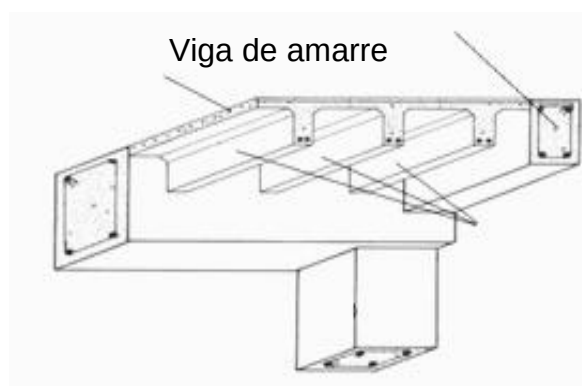


Figura 2.6. Sentido de armado de una losa nervada

Una vez determinado el sentido de armado de la losa en función de la dirección de las vigas de carga, se debe determinar el espesor que esta tendrá, basándose en la tabla 2.4 y en las condiciones de apoyo.

Tabla 2.4. Altura mínima de vigas o espesor mínimo de losas, a menos que se calculen las flechas

Miembros	Altura o espesor mínimo, h
	Miembros que no soportan ni están unidos a componentes no

	estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas			
	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 sola dirección	L/16	L/18,5	L/21	L/8

(COVENIN 2002, 1988)

Por razones constructivas la losa de todo el nivel de la edificación tendrá el espesor máximo calculado en cada una de las áreas y deberá determinarse el peso propio de esta por metro cuadrado dependiendo de su espesor y el sistema constructivo utilizado (bloque de concreto, bloque de arcilla, bloque de aliven o bloque de polietileno expandido) considerando el peso específico de cada uno de los materiales.

En la tabla 2.5 se presentan algunos pesos por metro cuadrado de losa establecidos en las normas venezolanas.

Tabla 2.5. Pesos unitarios probables de elementos constructivos

Tabiques y paredes de mampostería			
		Sin frisar	Frisada por ambas caras
	Espesor	kgf/m²	kgf/m²
Bloques de arcilla	10	120	180
	15	170	230
	20	220	280
Bloques de concreto	10	150	210
	15	210	270
	20	270	330
Ladrillos macizos	12	220	280
	25	460	520
Bloques de concreto para ventilación		150	
Bloques ornamentales de arcilla		125	
Bloques ornamentales de concreto		150	

Ladrillos de arcilla en obra limpia	Macizos	200	
	Perforados	150	
Losas Nervadas			
		Espesor total (cm)	Peso (kgf/m²)
Armadas en una sola dirección		20	270
		25	315
		30	360
		35	415
Armadas en dos direcciones		20	315
		25	375
		30	470
		35	510

(COVENIN 2002, 1988)

La carga variable actuante dependerá del uso de la edificación. Dichas cargas se expresan en kgf/m² y se encuentran definidas en la tabla 2.6.

Tabla 2.6. Mínimas cargas distribuidas variables sobre entresijos

Usos	Ambientes	A. Áreas públicas: Pasillos, comedores, salas de estar, vestíbulos, etc.	B. Áreas privadas: Oficinas, cocinas, mantenimiento, etc.	C. Áreas con asientos fijos	D. Áreas con asientos móviles, salones de fiesta	E. Azoteas y terrazas (2) y (3)	F. Balcones con L > 1,20 (3) y (4)	G. Bibliotecas, archivos y similares	H. Escaleras y escaleras de escape (3)	I. Escenarios, plataformas y zonas de exposición	J. Estacionamientos	K. Maquinarias, pesero interno, estudios de radio y tv, celdas	L. Áreas con cargas livianas de máquinas	M. Áreas con cargas medianas de máquinas	N. Depósitos en General	O. Techos	
																kgf/m ²	kgf/m ²
1. Viviendas: Unifamiliares, multifamiliares, hoteles, moteles y clubes		300			500	100	300		300		(6)	175				(8)	
		300	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200		(9)	
2. Edificaciones educacionales : escuelas, liceos, universidades, institutos técnicos y similares		400	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600			(8)	
3. Lugares de concentración pública : Teatros, cines, museos, restaurantes, bibliotecas, estudios, tribunas, gimnasios, etc.		500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600			(8)	
																(9)	

40 kg/m² (10)

Techos con pendiente 15% : 100kgf/m² - 10% 50 kgf/m²

4. Edificaciones institucionales: Medico asistenciales, cuarteles, cárceles, conventos, y monasterios, ministerios	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(5)	175	600	1200	(8) (9)
5. Edificaciones comerciales: Almacenes comerciales, tiendas supermercados, locales, oficinas y bancos	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8) (9)
6. Edificaciones para transporte y depósitos: Estacionamientos, depósitos de mercancía liviana, frigoríficos y morgue	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8) (9)
7. Edificaciones industriales: Talleres, imprentas, estudios de radio, cine y tv	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600	1200	(8)
8. Construcciones varias: Helipuertos, Puentes peatonales, terminales de pasajeros	500	300	400	800	100	300	(5)	500		(5)	175	600		(8)
Notas : General: Aquellos Renglones que no tengan valores establecidos, podrán asimilarse a casos semejantes 1. Oficinas: 250kgf/m², aulas, quirófanos y laboratorios: 300 kgf/m². Cocinas , servicios etc. 400 kgf/m² 2. La que corresponda a su uso pero no menor de 100 kgf/m² 3. Para barandas, pasamanos y antepechos 4. Para balcones L < 1.20m se aplica la nota (2). Independiente del valor de L , se aplicara en el extremo del volcado una carga lineal de 150 kgf/m² 5. Salas de lectura: 300 kgf/m² salas de archivo: según su ocupación y equipos, pero no menor de 500 kgf/m². Zona de estantería con libros 250 kgf/m². Por cada m de altura, pero no menor a 700 kgf/m² 6. Para vehículos de pasajeros 250 kgf/m² y además verificar para una carga concentrada de 900 kgf/m². Distribuida sobre un cuadrado de 15cm de lado y colocada en el punto más desfavorable. Para autobuses y camiones: 1000 kgf/m² y además se verificara para una carga concentrada igual a la carga máxima por rueda distribuida en un cuadrado de 15cm de lado 7. Según las especificaciones particulares. Para piso de sala de maquinas de ascensores 2000 kgf/m², incluyendo el impacto 8. Según las especificaciones particulares, pero no menor de 250 kgf/m² por metro de altura del depósito. Deposito de libros apilados y estanterías sobre rieles: 1100 kgf/m² por cada m de altura 9. Frigoríficos: según especificaciones particulares, pero no menos de 1500 kgf/m². Morgue 600 kgf/m² 10. Las correas deberán verificarse por el método para una carga concentrada de 80 kgf/m² ubicada en la posición más desfavorable 11. Según las características de los equipos														

(COVENIN 2002, 1988)

Para realizar los análisis necesarios para el diseño de cualquier elemento estructural, es primordial conocer su comportamiento para poder evaluar los tipos y magnitudes de las solicitaciones, una vez determinado esto, es posible establecer el correcto detallado del armado. En el caso de las losas continuas o no, como ya se mencionó, su comportamiento principal se debe esencialmente a la flexión y corte. El acero calculado se colocará en los tramos sometidos a

tracción, así, en los apoyos existe flexión negativa (tracción superior) y en los tramos, flexión positiva (tracción inferior).

Se debe determinar la condición de carga más desfavorable para la losa, conocida como envolvente de diseño, en la que se obtienen los cortes y momentos máximos a los que la losa podría estar sometida y en función de esto se calcula el acero de refuerzo.

Para obtener la envolvente de diseño de debe cargar la losa de forma alternada estudiando los casos más desfavorables para cada tramo y apoyo. La envolvente de diseño por tanto, estará constituida por los cortes y momentos máximos obtenidos en cada tramo y apoyo de la losa. En la figura 2.7 se observa la alternancia de cargas y la envolvente de diseño para una losa de tres tramos.

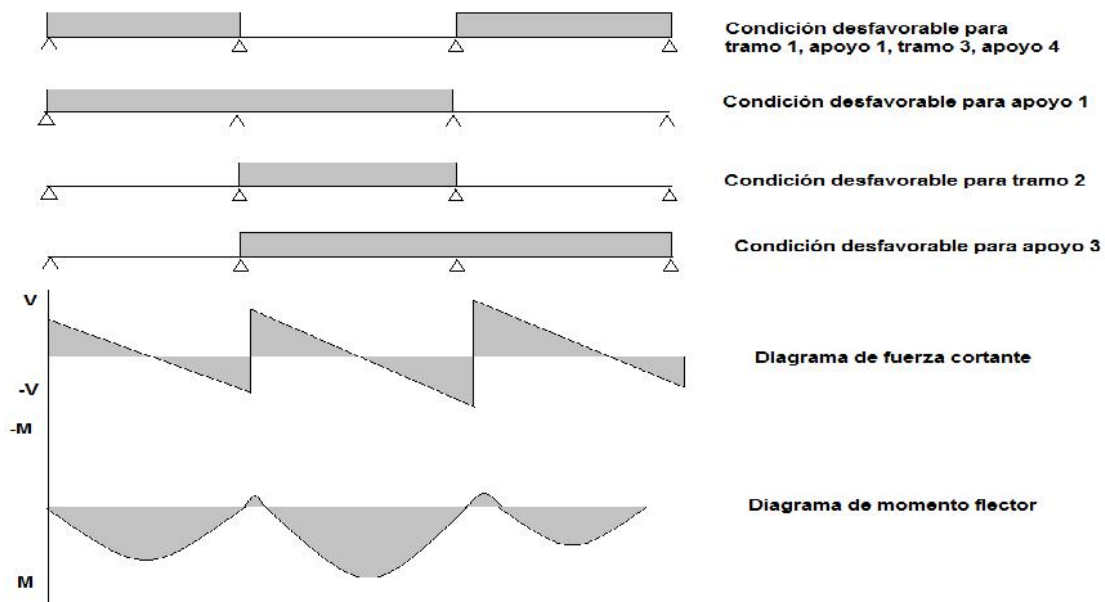


Figura 2.7. Movilización de cargas en vigas y losas continuas (Rojas, 2010).

Deberá construirse un diagrama de fuerza cortante y un diagrama de momento flector que recoja los máximos valores obtenidos en cada una de las configuraciones de carga. Estos valores serán los utilizados para el diseño de cada uno de los tramos de la losa.

- Corte basal

Todo edificio debe ser analizado y construido para soportar cargas horizontales en las direcciones de los ejes principales que produzcan una fuerza total en la base (corte basal), igual a:

$$V_b = C_s * W_t \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Donde:

C_s = Coeficiente de corte basal

W_t = Peso total del edificio = $\sum_{i=1}^n W_i$

$W(i)$ = Peso de cada piso. Este peso debe incluir un porcentaje de la carga viva, el cual dependerá del uso del edificio (mínimo el 25%)

El coeficiente de corte basal dependerá de: la sismicidad de la zona donde se vaya a construir el edificio, del uso de este o de su importancia, del tipo de estructura y del tipo de suelo donde estará fundado. Este coeficiente puede entonces descomponerse en otros parciales que tomen en cuenta la influencia de cada uno de los factores mencionados.

$$V_b = (\mu * A_d) * W_t > \left(\frac{\alpha * A_o}{R} \right) * W_t \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde:

μ = factor de corrección que viene dado por el mayor valor obtenido entre las ecuaciones 2.7 y 2.8

A_d = aceleración de diseño

W_t = peso total del edificio

A_o = aceleración máxima esperada del terreno presentada en la tabla 2.1

α = factor de importancia de la edificación que se presenta en la tabla 2.7

R = factor de reducción de respuesta obtenido por la tabla 2.8

El factor de reducción de respuesta dependerá de la zona sísmica dada por la

figura 2.2, del grupo al que pertenece la edificación presente en la tabla 2.12, del nivel de diseño exigido por la normativa venezolana extraído de la tabla 2.14 y del tipo de estructura de la tabla 2.15.

$$\mu = 1,4 \left(\frac{N+9}{2N+12} \right) \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$\mu = 0,8 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Donde:

N= número de pisos de la edificación

T= periodo natural de la estructura presentado en la tabla 2.16

T*= periodo del terreno presentado en la tabla 2.17

Tabla 2.7. Factor de importancia de la edificación

Grupo	A
Grupo A Hospitales, puestos de socorro o centros de salud. Edificios gubernamentales de importancia. Edificios que contienen objetos de valor excepcional como museos. Institutos educacionales. Estaciones de bomberos y cuarteles policiales. Centrales eléctricas, telefónicas, radio, y televisión. Torres de control, hangares, cetro de tráfico aéreo.	$\alpha=1,30$
Grupo B1 Edificios de uso público o privado, densamente ocupado tales como: Edificios con capacidad ocupacional de más de 3.000 personas o área techada de más de 20.000m². Centros de salud no incluidos en el grupo A. Edificios de grupo B2 o C que pongan en peligro a la de este grupo.	$\alpha=1,15$
Grupo B2 Edificio de uso público o privado, de baja ocupación que no excedan los límites indicados en el grupo B1, tales como:	$\alpha=1$

Viviendas, edificios de apartamentos, oficinas u hoteles. Bancos, restaurantes, cines y teatros. Almacenes y depósitos. Toda edificación del grupo C cuyo derrumbe ponga en peligro las de este grupo.	
Grupo C Construcciones que no clasifican en los grupos anteriores, no destinadas a vivienda o a uso de público y que no pongan en peligro a las de los grupos anteriores.	$\alpha=0$

(COVENIN 1756:2001)

Tabla 2.8. Factor de reducción de respuesta

Nivel de diseño	Estructuras de concreto armado				
	Tipo de estructura				
	I	II	III	III(a)	IV
ND3	6,0	5,0	4,5	5,0	2,0
ND2	4,0	3,5	3,0	3,5	1,5
ND1	2,0	1,75	2,0	2,0	1,25
(a) Estructuras con muros de concreto armado acoplados con dinteles y vigas dúctiles					

(COVENIN 1756: 2001)

Tabla 2.9. Nivel de diseño requerido

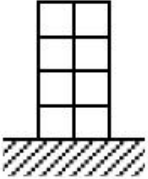
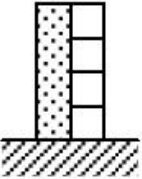
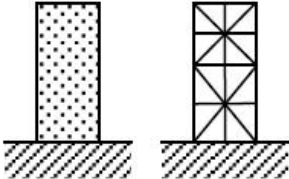
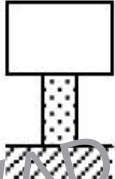
Grupo	Zona sísmica		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A, B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1(*) ND2 ND3	ND2(*) ND3	ND3 ND2(**)

(*) Válido para edificios de menos de 10 pisos o 30 m

(**) Válido para edificios menores de 2 pisos u 8 m

(COVENIN 1756:2001)

Tabla 2.10. Tipo de estructuras de concreto armado

			
Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV
Pórticos	Mixto	Muros o pórticos diagonalizados	Una sola columna

(COVENIN 1753:2006)

El periodo natural para el modo fundamental de vibración se debe determinar bajo la teoría de cálculo dinámico, sin embargo se puede estimar en forma aproximada según las expresiones de la tabla 2.12.

Tabla 2.11. Período natural de la estructura

Tipo de estructura		Periodo $T_a \approx T$	
I	Concreto / Mixto	$T_a = 0.07 * (h_n)^{0.75}$	(Ec. 2.9)
	Acero	$T_a = 0.08 * (h_n)^{0.75}$	(Ec. 2.10)
II-III-IV		$T_a = 0.05 * (h_n)^{0.75}$	(Ec. 2.11)

(COVENIN 1756:2001)

Tabla 2.12. Parámetros característicos

Forma espectral	T^* (seg)	β	P
S1	0,4	2,4	1,0
S2	0,7	2,6	1,0

S3	1,0	2,8	1,0
S4	1,3	3,0	0,8

(COVENIN 1756:2001)

- Aceleración espectral de diseño

El espectro de respuesta es una envolvente de las posibles aceleraciones máximas obtenidas de los análisis de respuesta de una edificación de un grado de libertad y de período de vibración variable sometida a varios sismos. Por tanto, el espectro de diseño se toma de una envolvente del mismo ensayo para varios sismos. La fuerza lateral máxima producto del movimiento sísmico, será la masa del piso por la aceleración máxima obtenida del espectro de diseño para un período dado. La aceleración de diseño vendrá dada por la coordenada en el eje Y del punto de corte de la curva espectral con el eje de las ordenadas como se observa en la figura 2.8.

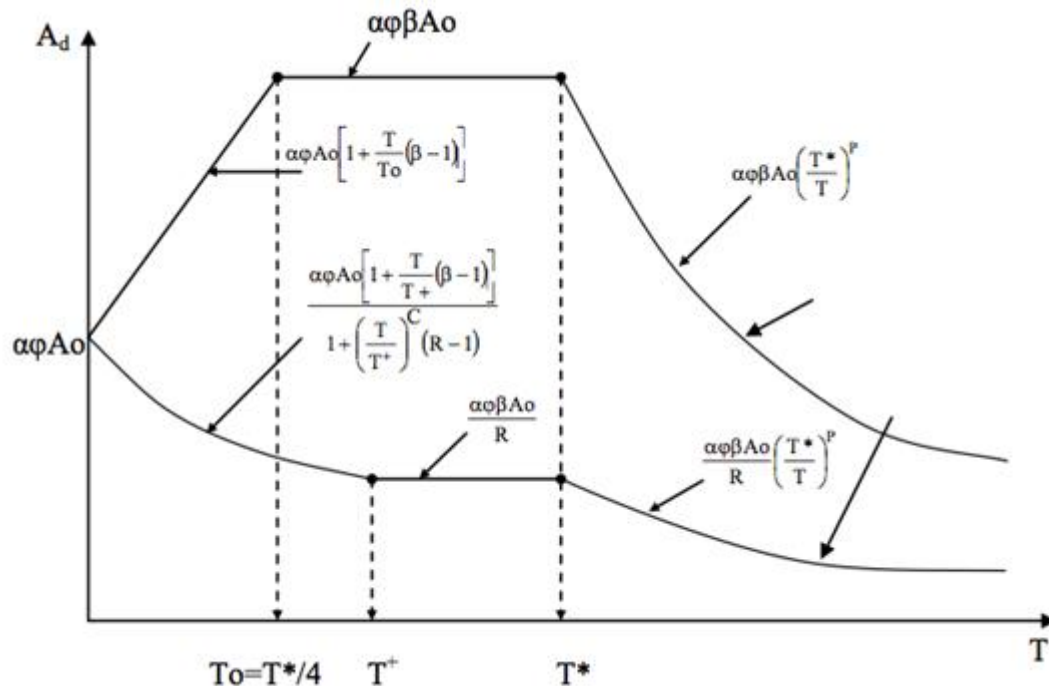


Figura 2.8. Gráfica del espectro de diseño (Rojas, 2010)

La aceleración de diseño vendrá dada por las ecuaciones de la tabla 2.14.

Tabla 2.13. Aceleración de diseño

$T < T^*(s)$	$A_d = \frac{\alpha \phi A_o \left[1 + \frac{T}{T^*} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^*} \right)^c (R - 1)}$	(Ec. 2.12)
$T^* \leq T \leq T^*$	$A_d = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R}$	(Ec. 2.13)
$T > T^*$	$A_d = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p$	(Ec. 2.14)

(COVENIN 1756:2001)

Donde:

β = factor de magnificación promedio obtenido de la tabla 2.12

P= exponente que define la rama descendente del espectro en la tabla 2.12

c= vendrá dada por $\sqrt[4]{R/\beta}$

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

$T_0 \leq T^* \leq T^*$ Período característico de variación de respuesta (Tabla 2.14)

Tabla 2.14. Valores de T^*

Caso	$T^* (s)$
$R < 5$	$0,1(R-1)$
$R \geq 5$	0,4

(COVENIN 1756:2001)

- Desplazamientos laterales totales

Para el desplazamiento lateral de nivel i , Δ_i ; en cada plano resistente se calculará mayorando el desplazamiento elástico Δ_{ei} por $0,8R$. Los valores R son los factores de reducción R con el factor de $0,8$.

Se acepta que parte de la reducción, en término medio un 20%, son efectos de sobrerresistencia. El desplazamiento total lateral Δ_i del nivel i se calculará a través de la siguiente expresión 2.15.

$$\Delta_i = 0,8 R \Delta_{ei} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde:

R = Factor de reducción de respuesta

Δ_{ei} = Desplazamiento lateral elástico del nivel i calculado para las fuerzas de diseño suponiendo un comportamiento elástico incluyendo efectos traslacionales y torsionales de la planta.

- Deriva

Se denomina deriva δ_i , a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos que viene dada por la expresión 2.16.

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Se debe verificar el cumplimiento de los valores límites de desplazamiento, verificando que en ningún caso el resultado de la división entre la deriva y la separación entre pisos o niveles consecutivos no exceda los valores dados en la tabla 2.15.

Tabla 2.15. Valores límites de desplazamiento

Tipo y disposición de los elementos no estructurales	Edificaciones		
	Grupo A	Grupo B	Grupo C
Susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,015	0,018
No susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,020	0,024

(COVENIN 1756:2001)

2.2.9. Diafragma flexible

Según Rojas (2002), en las normas (COVENIN 1756-1:2001) se establecen los criterios que definen a un diafragma flexible, todos ellos se enmarcan dentro de los aspectos de rigidez, porcentajes de aberturas, rectangularidad de la planta y conectividad del diafragma. Cada uno de estos aspectos debe ser modelado si se quiere tomar en cuenta la influencia de su flexibilidad, sin embargo, muchas veces es difícil, laborioso y poco eficiente o rentable modelar estas irregularidades en cada uno de los pisos de un edificio.

El diafragma flexible es la parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, la cual está diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos (COVENIN 1756-2001).

El diagrama flexible se presenta en cualquiera de las siguientes situaciones:

- Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5
- Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que

inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito.

-Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas.

-Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismo-resistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.

-Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

Uno de los aspectos fundamentales que condiciona el comportamiento de la estructura en el cálculo de las edificaciones, es el grado de conectividad que existe entre los diferentes elementos que lo conforman. En especial, la placa es uno de los elementos cuyas características elásticas y de conectividad define el comportamiento general de la estructura en cuanto a la forma de distribución de las cargas verticales y horizontales (Hurtado, 2000).

La conectividad a la que se hace referencia puede incidir en dos aspectos muy importantes a la hora de la idealización del modelo de cálculo. El primero es que la placa proporcione rigidez a flexión transversalmente, esto es, incorpora rigidez a flexión contra el movimiento horizontal como una viga aporticada; y el segundo genera una conectividad axial y flexión en su mismo plano. Estos dos aspectos pueden según el proyectista ser usados a su discreción, lo cual variaría el modelo de idealización del sistema sismorresistente del edificio (Grase y col., 1987).

El modelo más sencillo y usualmente empleado en el análisis de edificios, es considerar el diafragma infinitamente flexible transversalmente, e infinitamente rígido en su plano de tal forma que la masa en movimiento se puede concentrar en un punto de dicho plano. De esta manera el análisis dinámico espacial que toma

en cuenta el acoplamiento de vibraciones transversales y torsionales se reduce ya que solo se definen tres grados de libertad por cada nivel (Grase y col., 1987).

La selección del método de análisis según las normas venezolanas, dependen de la irregularidad del edificio y su altura. La definición de irregularidad en las nuevas normas ahora toma dos condiciones diferentes, la irregularidad vertical y la irregularidad en planta. En ambos casos el análisis exigido es siempre dinámico espacial, e inclusive para algunos casos de irregularidad en planta la norma exige a la incorporación de la flexibilidad del diafragma (Hurtado, 2000).

El modelo de análisis dinámico espacial con diafragma flexible puede producir una distribución de fuerzas distintas. Si se considera que cada junta rígida viga-columna contenida en el plano del diafragma se pudiera mover en forma independiente en cualquier dirección respetando las leyes de deformación elásticas, esto es, el plano que las contiene es deformable elásticamente y cada junta con una concentración de masa representaría un grado de libertad en cada dirección.

El análisis estructural deberá considerar las rigideces relativas de los diafragmas y los elementos verticales del sistema de fuerza-resistencia sísmico (ASCE/SEI 7-10, 2010). Los diafragmas en construcción de acero para terrazas o paneles estructurales de madera se les permite ser idealizado como flexible si existe cualquiera de las siguientes condiciones: a) en las estructuras donde los elementos verticales son marcos arriostrados de acero, concreto y acero compuesto arriostrados marcos o concreto, mampostería, muros de acero, b) en viviendas unifamiliares, c) en estructuras de construcción de luz-marco. Una configuración estructural adecuada se logra, entre otras consideraciones, conectando las líneas resistentes con diafragmas rígidos, para lograr deformaciones uniformes. Es importante resaltar que considerar rígidos los diafragmas representa una hipótesis de cálculo (Christopher y Reitherman, 1987).

Un comportamiento excesivamente flexible del diafragma de piso implica

deformaciones laterales no uniformes, las cuales son en principio perjudiciales para los elementos no estructurales adosados al diafragma. Adicionalmente, la distribución de fuerzas laterales no se hará de acuerdo a la rigidez de los elementos verticales (Figura 2.8).

Esta irregularidad ocurre cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm. de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor a 4.5, o cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito. También ocurre cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas, cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos, y cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5 (Arnold y Reitherman, 1987).

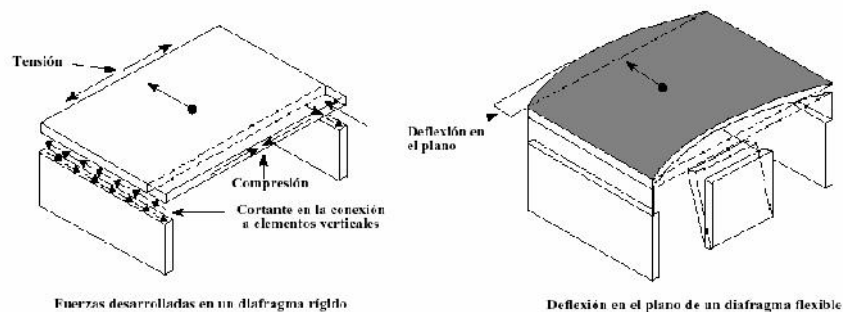


Figura 2.9. Comportamiento rígido y flexible del diafragma (Arnold y Reitherman, 1987)

2.2.9.1. Método de análisis dinámico espacial con diafragma flexible

a) Campo de aplicación

El método de análisis dinámico espacial con diafragma flexible tiene por objeto mejorar la confiabilidad del análisis de aquellas estructuras clasificadas como irregulares en planta, como la tipo H, L, U entre otros. La existencia de un diafragma flexible puede conducir a una diferente distribución de la fuerza cortante del piso de la que efectúa un diafragma rígido en su plano, y a diferentes concentraciones de tensiones en el diafragma.

Las consecuencias de la flexibilidad del diafragma para la totalidad de los casos es un problema complejo, no completamente resuelto, que continúa siendo estudiado. La magnitud de ellas depende de una variedad de factores, y pueden ir desde consecuencias favorables a otras decididamente inconvenientes. La dificultad de predicción justifica la conveniencia de realizar un análisis más complejo.

Se ha encontrado que uno de los factores determinantes es la relación de la rigidez del diafragma a la rigidez del entrepiso. Cuando mayor sea la del entrepiso más relativamente flexible será el diafragma. Por tanto la incidencia de la flexibilidad del diafragma es mayor en los pisos inferiores de los edificios de muchos pisos y suele ser mayor cuando se emplean sistemas estructurales más rígidos, como por ejemplo muros o pórticos arriostrados.

Otro aspecto que juega un papel relevante es la diversidad de la rigidez de la líneas resistentes dentro de la planta, siendo distintas de las secuelas de la flexibilidad de los diafragmas si la líneas resistentes más rígidas son perimetrales o si se encuentran hacia el centro de la planta.

Es un hecho reconocido, que la forma de planta potencia la flexibilidad inherente al material (espesor, etc.) evidentemente las plantas alargadas pueden ser muy flexibles para fuerzas según la dirección corta y tanto las aberturas como los entrantes pueden originar que porciones del diafragma sean más flexibles que otras y además conducir a concentraciones de esfuerzos en esquinas o bordes.

Desde hace algún tiempo algunas normas internacionales (NZS 4203: 1984) han sugerido que se incorpore la flexibilidad del diafragma, aunque sin dar lineamientos específicos para llevarla a cabo. Más recientemente se especifican algunos controles para los diafragma flexibles, como por ejemplo limitación del factor de reducción de respuesta w incremento de un $1/3$ de la solicitaciones en el diafragma para verificaciones de resistencia (ICBO, 1997). Mientras que en esta norma se especifican 4 medidas para las estructuras con diafragma flexible.

- .- Reducción del valor admisible de R
- .- Consideración de la flexibilidad en el diseño de los diafragmas
- .- Análisis de la estructura incorporando la flexibilidad del diafragma y
- .- Extensión del diseño ND3 a los componentes que se vinculan al diafragma

b) Modelo matemático

El modelo matemático que se emplea en este método de análisis debe ser cónsono con la problemática que intenta controlar, a tal fin el diafragma tiene elementos finitos unidos a la estructura. De tal forma que se atiendan:

- la deformabilidad del diafragma bajo cargas sísmicas
- los posibles lugares de concentración de esfuerzos
- los mecanismos de transmisión de las fueras entre el diafragma y la estructura principal.

Queda a decisión del ingeniero proyectista la determinación del número, forma y disposición de los elementos finitos a fin de satisfacer estos requisitos y otros que se evidencien.

Para estudiar la respuesta a la componente sísmica horizontal es necesario permitir los respectivos grados de libertad de las masas. Por otro lado, es conveniente omitir su grado de libertad vertical, con el fin de no exceder la

capacidad de memoria y tiempo computacionales, además permitir una mejor lectura de los resultados, evitando mezclar los modos deseados con los de componentes verticales predominantes.

c) Análisis

Considerando que el número de grados de libertad depende de la discretización realizada y dada la variedad de configuración posible, no es factible indicar un número mínimo de modos a tomar en cuenta. Por tanto, en cada caso particular deberá investigarse el número de modos requeridos hasta incorporar al menos un 90% de masa participativa en cada una de las direcciones del análisis.

Las combinaciones modales deberán atender a todas las solicitudes de interés para el diseño. Deberán incluirse las solicitudes en el diafragma, especialmente las zonas de concentración de tensiones y de la transmisión de fuerzas a los planos de resistentes verticales, sin olvidar los elementos de conexión de zonas del diafragma en caso de que existan, (como podrían ser las fuerzas axiales de vigas unión años de plantas en H o en casos semejantes).

Es indispensable utilizar el criterio de la combinación cuadrática completa, pues la naturaleza del problema suele llevar modos con frecuencias muy cercanas entre sí.

Puede ser conveniente efectuar un análisis estático de la estructura (obviamente con diafragma flexible) a fin de comprender mejor el comportamiento de la misma. Para el deberán aplicarse las fuerzas horizontales distribuidas entre los distintos elementos finitos del diafragma. Tal análisis estático eventualmente puede permitir tomar algunas decisiones de simplificación del análisis dinámico, las cuales deberán sustentarse debidamente por el ingeniero proyectista.

d) Torsión adicional

La importancia de los efectos torsionales accidentales (es decir los derivados de la variación aleatoria de la posición de los centros de masa y de la excitación

rotacional de la base de la edificación) se lleva a cabo mediante la realización de un total de 5 análisis dinámicos en que se consideran la posición nominal de los centros de masa 4 posiciones extremas.

La selección de 3% de variación de la posición de los centros de masa es coherente con el 6% de excentricidad accidental estática. La variación de 3% queda sujeta a posterior amplificación por acoplamiento de los modos de vibración. La no incorporación de la excitación rotación al en el análisis puede considerarse suplida por haber tomado los máximos de las variaciones de los centros de masas en ambas direcciones simultáneamente.

e) Combinación de la respuesta dinámica y la torsión adicional

Cuando la realización de 5 análisis dinámicos resulte un trabajo excesivo, puede ser útil efectuar simplificaciones racionales que mantengan los criterios de esta norma. Podría ser factible la realización de 4 análisis estáticos con diafragma flexible para cubrir la torsión adicional, pero en este caso amplificando la excentricidad (de la resultante de las fuerzas de las fuerzas distribuidas en los elementos finitos) hasta un 6% en todas las direcciones y sentidos posibles. Tales análisis deberían justificarse y relacionarse adecuadamente con al menos un análisis dinámico completo o simplificado.

f) Control de cortante mínimo

Las fuerzas cortantes basales en cada dirección de la edificación deberán satisfacer el mínimo especificado, con el propósito de calcular la respuesta elástica lineal de varios grados de libertad. La eventual mayoración de las fuerzas cortantes basales deberá aplicarse proporcionalmente al conjunto de solicitaciones de diseño de la edificación. Respecto al procedimiento de cálculo de fuerzas cortantes.

2.3. Definición de términos básicos

Deformación: es el cambio en el tamaño o forma de una estructura o algún elemento de esta debido a la aplicación de una o más fuerzas sobre el mismo o la ocurrencia de dilatación térmica. Tulliani (2007).

Ductilidad: Capacidad que tiene el material de seguir deformándose más allá de su límite elástico sin romperse (zona de deformación plástica) Bazan y Meli (2002).

Esfuerzo: Valor que mide la fuerza por unidad de área sobre una superficie (Blanco, 2012).

Sismorresistente: Estructura capaz de soportar un sismo sin sufrir daños considerables (Blanco, 2012).

Vulnerabilidad sísmica: Parámetro que indica lo propensa que es una construcción a sufrir daños por efecto de un sismo. Se mide por el daño que puede causar un sismo a una construcción. La vulnerabilidad está en función del tipo de construcción y del estado de degradación de la edificación (Blanco, 2012).

2.4. Sistema de variables

2.4.1. Definición Nominal

Estructuras irregulares de concreto armado tipo L.

2.4.2. Definición Conceptual

La estructura irregular de concreto armado tipo L se define como aquella edificación que en alguna de sus direcciones principales presente irregularidades verticales e irregularidades en planta (COVENIN 1756-2001).

2.4.3. Definición Operacional

La estructura irregular de concreto armado tipo L es la edificación que presenta deformaciones y desplazamientos laterales analizadas mediante el método de diafragma flexible.

Tabla 2.16. Operacionalización de la variable

Objetivo general: Analizar el comportamiento de estructuras irregulares de concreto armado tipo L ante solicitaciones de cargas sísmicas utilizando el método de diafragma flexible.

Objetivos Específicos	Variable	Dimensiones	Indicadores
Diseñar tres estructuras con irregularidades de concreto armado tipo L de 4 niveles y con variación de la longitud de sus entrantes de 30%, 35% y 40% con carga sísmica aplicando el diseño sismo-resistente según la norma COVENIN 1756-2001.	Estructura Irregular de concreto tipo L	Diseño	- Geometría de diseño - Altura de la edificación - Pre dimensionamiento - Cumplimiento del ND3
Determinar las deformaciones y desplazamiento laterales en las 3 estructuras irregulares de concreto armado tipo L de 4 niveles variando la longitud de sus entrantes 30%, 35% y 40%.		Desplazamientos laterales Deformaciones laterales	- Zona sísmica - Perfil del suelo - Nivel de diseño - Espectro de diseño - Aceleración de diseño - Peso del edificio - Corte basal

Analizar el comportamiento de estructuras irregulares de concreto armado tipo L, según la modificación de la longitud de sus entrantes utilizando el método de diafragma flexible.	Análisis del comportamiento de estructuras irregulares tipo L	- Diafragma flexible - Derivas máximas - Áreas de acero
--	---	---

DERECHOS RESERVADOS

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

En el presente capítulo se describe el tipo y diseño de investigación, las características de la población, asimismo incluye los métodos, técnicas de investigación, y los procedimientos que se utilizaron para lograr los objetivos en estudio.

3.1. Tipo de investigación

Las investigaciones de tipo descriptivo, según Hernández, Fernández y Baptista (2010), consisten en describir fenómenos, situaciones, contextos y eventos. Los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades, comportamiento, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Es decir, miden, evalúan o recolectan datos sobre diversos conceptos (variables), aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno a investigar. En un estudio descriptivo se selecciona una serie de parámetros y se mide o recolecta información sobre cada una de ellas, para así describir lo que se investiga.

Atendiendo a las consideraciones anteriores, la presente investigación se consideró como un estudio de tipo descriptivo, ya que se analizó el comportamiento de estructuras irregulares de concreto armado tipo L ante sollicitaciones de cargas sísmicas utilizando el método de diafragma flexible, por lo tanto, se especificaron las propiedades y comportamiento de la variable de estudio conformada por las estructuras irregulares de concreto armado tipo L, en este caso se describió el diseño de tres estructuras con irregularidades de concreto armado tipo L de 4 niveles y con variación de la longitud de sus entrantes de 30%,

35% y 40% con carga sísmica aplicando el diseño sismo-resistente según la norma COVENIN 1756-2001.

3.2. Diseño de investigación

El propósito del diseño de investigación es proporcionar un modelo de verificación que permita contrastar hechos con teorías, y su forma es la de una estrategia o plan general que determina las operaciones necesarias para hacerlo. De acuerdo con Hernández et al (2010, p. 205) expresa que:

La investigación no experimental es la que se realiza sin manipular deliberadamente las variables. Es decir, se trata de una investigación donde no hacemos variar intencionalmente las variables independientes. Lo que hacemos en la investigación no experimental es observar fenómenos tal y como se dan en su contexto natural, para después analizarlos. La investigación no experimental o experimento post-facto es cualquier investigación en la que resulta imposible manipular variables o asignar aleatoriamente a los sujetos o las condiciones. De hecho, no hay condiciones o estímulos a los cuales se expongan los sujetos del estudio. Los sujetos son observados en su ambiente natural, en su realidad.

Por otra parte, los diseños de investigación transeccional o transversal recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único. Su propósito es describir variables, y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado. Estos diseños pueden abarcar varios grupos o subgrupos de personas, objetos o indicadores.

Según Hernández et al. (2010), los diseños transeccionales o transversales tienen como objetivo indagar la incidencia y los valores en que se manifiesta una o más variables. Es decir, se mide una o más variables en un grupo de personas u objetos, y proporcionar su descripción. Son, por lo tanto, estudios puramente descriptivos y cuando establecen hipótesis, éstas también son descriptivas.

El presente trabajo de grado se consideró no experimental, ya que se recolectó información para analizar y observar el comportamiento de las variables sometidas

a estudio, sin ser manipuladas; es decir, sin alterar la información recolectada que permitió analizar el comportamiento de estructuras irregulares de concreto armado tipo L ante solicitaciones de cargas sísmicas utilizando el método de diafragma flexible.

Asimismo, se clasificó como transeccional descriptivo, ya que se diseñaron tres estructuras con irregularidades de concreto armado tipo L de 4 niveles y con variación de la longitud de sus entrantes de 30%, 35% y 40% con carga sísmica aplicando el diseño sismo-resistente según la norma COVENIN 1756-2001. Por otra parte, los datos serán recabados en un período específico, concretamente durante el mes de julio de 2014.

3.3. Población y Muestra

Explica Tamayo y Tamayo (2006, p.110) que la población se define como “la totalidad del fenómeno a estudiar en donde las unidades de la población poseen una característica en común, la cual estudia y da origen a los datos de la investigación”. La población es determinada por una serie de características que la definen, esto indica, que el grupo de elementos que cumpla con dichas características definitorias es considerado como universo o población.

Asimismo, Hernández *et al.* (2010), definen la población como un conjunto de todos los casos, personas u objetos, que coinciden con determinadas especificaciones. En este caso en específico, la población fue conformada por todas las estructuras irregulares tipo L.

En algunos casos no es posible medir a toda la población por lo que se hace necesario seleccionar una parte de ella, es decir, seleccionar una muestra, de manera que los resultados obtenidos de la misma puedan ser generalizados a la población.

Por otra parte, Según Bernal (2006, p. 165) la muestra “es la parte de la población que se selecciona, de la cual realmente se obtiene la información para el

desarrollo del estudio y sobre la cual se efectúa la medición y observación de las variables de estudio”.

En esta investigación la muestra estuvo constituida por tres estructuras con irregularidades de concreto armado tipo L de 4 niveles y con variación de la longitud de sus entrantes de 30%, 35% y 40%.

En el presente caso, se trata de una muestra de tipo no probabilístico, la cual es definida por Hernández *et al.* (2010, p. 241), como “Un subgrupo de la población en la que la elección de los elementos no depende de la probabilidad, sino de las características de la investigación”.

Asimismo, la muestra de la presente investigación es del tipo intencional, es decir, es la selección de elementos según juicio del investigador y estará representada por las tres estructuras con irregularidades de concreto armado tipo L, seleccionadas de acuerdo con las siguientes características o criterios:

- Desde el punto de vista estructural: aquellas que se constituyan como elementos principales de una estructura para soportar cargas significativas en edificios.
- Desde el punto de vista de resistencia de cargas: aquella cuya resistencia a la carga es mayor que otros elementos de sección común (cuadrada, circular y rectangular).

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

La técnica de recolección de datos se puede definir como el método a través del cual el investigador se relaciona con los participantes para obtener la información necesaria que le permita lograr los objetivos de la investigación.

Tomando en cuenta lo definido por Chávez (2008), la recolección de datos es el proceso sistemático racional que aplica una serie de pasos que van desde la organización del instrumento de medición hasta la delimitación de las variables sujetas a investigar. Asimismo, Sabino (2002, p. 99) expone que “un instrumento

de recolección de datos es, en principio, cualquier recurso del que se vale el investigador para acercarse a los fenómenos de estudio y extraer de estos información”.

Para esta casola técnica utilizada fue la de Observación Documental, la cual consistió en observar la información aportada por los documentos que fundamentaron la investigación, como la Norma COVENIN 1756-2001, manuales y los libros de autores revisados para el logro de los objetivos. El instrumento utilizado en esta investigación fue un software para el cálculo estructural llamado Etabs, tomando los datos obtenidos de los tres modelos de estructuras irregulares tipo L.

3.5. Procedimiento metodológico

3.5.1. Diseño de 3 estructuras irregularidades de concreto armado tipo L de 4 niveles y con variación de la longitud de sus entrantes en 30%, 35% y 40% con carga sísmica aplicando el diseño sismo-resistente según la norma COVENIN 1756-2001.

3.5.1.1. En la idealización de la estructura se construyeron tres modelos digitales que idealizaron el comportamiento real de estructura haciendo uso del software ETABS.

3.5.3. Para el diseño de las tres edificaciones irregulares tipo L se realizó lo siguiente:

♦ Zonificación de la estructura

Las edificaciones se zonificaron mediante la figura 2.4, en la zona sísmica número 3, Maracaibo estado Zulia.

♦ Selección del método

El método seleccionado para el análisis de las edificaciones con irregularidades fue asignado con una irregularidad en planta de tipo B4 con un requerimiento

mínimo de diafragma flexible, mediante la tabla 2.9.

♦ Dimensiones de las plantas tipo L

Las dimensiones de las estructuras irregulares tipo L se les asignaron las medidas mostradas en la tabla 3.1:

Tabla 3.1. Dimensiones de planta

DIMENSIONES DE LA PLANTA				
Estructura	Porcentaje de longitud del entrante (%)	Longitud de los entrantes (m)	Largo (m)	Ancho (m)
I	30	4,5	18	15
II	35	5,25		
III	40	6		

3.5.1.2. Definición de cargas

Se trabajó con la carga viva y carga muerta (Tabla 3.2), ambas cargas fueron distribuidas a las losas de entrepiso y techo, y fueron estas losas las que transmitieron las reacciones ocasionadas por las cargas al resto de la estructura.

Tabla 3.2. Valores de cargas

Losa	Carga (Kg)	
	Permanente	Variable
Entrepiso	475	175
Techo	375	100

3.5.1.3. Predimensionamiento

Predimensionamiento de losas

Las losas se determinaron tratando de que estuvieran en el sentido más corto de

la planta de la edificación.

Debido a que se utilizó losa nervada, el valor del peso propio se logró determinar sumando todos los elementos que componen a la losa como lo son: los bloques de polietileno expandido, loseta de concreto y nervios de concreto.

Predimensionamiento de vigas

-Cálculo aproximado de momentos máximos por carga vertical

Estos se estimaron utilizando los coeficientes ACI, con las expresiones:

Una luz:

$$M_i(-) = \frac{WL^2}{16} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

$$M_{i-j}(+) = \frac{WL^2}{10} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Dos luces:

$$M_i(-)_{\text{extremo}} = \frac{WL^2}{16} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

$$M_i(-)_{\text{central}} = \frac{WL^2}{9} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

$$M_{i-j}(+) = \frac{WL^2}{14} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Tres o más luces:

$$M_i(-)_{\text{extremo}} = M_n(-)_{\text{extremo}} = \frac{WL^2}{16} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

$$M_i(-)_{\text{interno}} = \frac{WL^2}{10} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

$$M_{\text{central}}(-) = \frac{WL^2}{11} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

$$M_{i-(i+1)}(+) = M_{(n-1)-n}(+) = \frac{WL^2}{14} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

$$M_{\text{tramo(s)}}(+) = \frac{WL^2}{16} \quad (\text{Ec. 3.10})$$

central(es)

-Cálculo aproximado de los momentos por sismo

Utilizando el espectro de respuesta se obtuvo la aceleración de diseño para poder determinar el corte basal usando la ecuación 3.11:

$$V_o = \mu \cdot A_d \cdot W_t \quad (\text{Ec. 3.11})$$

El corte basal se dispersó en los pórticos según las siguientes ecuaciones, para todas las columnas:

$$V = \frac{V_o}{(2\#Col.int) + (\#Col.Ext)} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

$$V_c = 2V$$

Por consiguiente, se supone que los cortes en los primeros pisos de la estructura eran muy parecidos se hallaron los momentos en los extremos de las columnas con la siguiente ecuación:

$$M_c = V_c \frac{h}{2} \quad (\text{Ec. 3.13})$$

Se logró obtener el momento por equilibrio en el nodo, según la ecuación:

$$\Delta M_c = (M_{es} + M_{ci}) \quad (\text{Ec. 3.14})$$

Y por último, se determinaron los momentos por sismo en las vigas haciendo uso de las rigideces de las vigas a flexión, de acuerdo con las expresiones:

$$K_v = \frac{12EI}{L^3} \quad (\text{Ec. 3.15})$$

$$M_{vi} = \frac{(K_{vi})\Delta M_c}{K_{vi} + K_{vd}} \quad (\text{Ec. 3.16})$$

$$M_{vd} = \Delta M_c - M_{vi} \quad (\text{Ec. 3.17})$$

Hallado los momentos por cargas verticales y cargas horizontales se chequeo si con las dimensiones de las vigas es suficiente para soportar las estructuras. Para la fórmula del acero positivo se utilizó los momentos de carga vertical ya que la sísmica no ejerce mucha presión por otra parte, para el acero negativo se usaron los momentos por cargas verticales y momentos por sismo, según lo especificado por la norma COVENIN 1756-2001 estas combinaciones están señaladas en las ecuaciones: 3.18, 3.19, 3.20 y 3.21

$$U_1 = 1.4CP \quad (\text{Ec. 3.18})$$

$$U_2 = 1.2CP + 1.6CV \quad (\text{Ec. 3.19})$$

$$U_3 = 1.2CP + CV \pm S \quad (\text{Ec. 3.20})$$

$$U_4 = 0.9CP \pm S \quad (\text{Ec. 3.21})$$

Las áreas de acero se determinaron con las ecuaciones:

$$K = \frac{Mu}{F'_c b d^2 \cdot 0.9} \quad (\text{Ec. 3.22})$$

$$q = \sqrt{0.85 - \sqrt{0.7225 - 1.7K}} \quad (\text{Ec. 3.23})$$

$$J_u = 1 - 0.59q \quad (\text{Ec. 3.24})$$

$$J_u = 1$$

$$A_s = \frac{Mu}{F_y J_u d} \quad (\text{Ec. 3.25})$$

Predimensionamiento de columnas

Para comenzar se determinó la carga aproximada que soporta la columna más desfavorable de la estructura empleando la ecuación siguiente y suponiendo unas dimensiones iniciales para la columna:

$$P_{U_i} = \sum C P_{U_j} + FRC V_i \sum C V_{U_j} + 1.2 \sum P_{pcol_j} \quad (\text{Ec. 3.26})$$

Se estableció un área de acero de 1,5% del área de la sección total de la columna

una excentricidad relativa de 15% y una distancia entre los aceros de 0.90, se calculó el factor p_{tm} se insertaron con esos valores a las tablas de interacción de Everard y Cohen para poder determinar la carga paramétrica K y por resultando el área de la sección de la columna con las ecuaciones:

con las ecuaciones:

$$P_{tm} = \frac{F_y}{0.85 \cdot f'_c} \quad (\text{Ec. 3.27})$$

$$K = \frac{P_u}{f'_c \cdot A_g} \quad (\text{Ec. 3.28})$$

$$A_g = \frac{P_u}{f'_c \cdot K} \quad (\text{Ec. 3.29})$$

Para determinar las dimensiones definitivas que tendrían las columnas, se utilizó la ecuación:

$$t_x = t_y = \sqrt{A_g} \quad (\text{Ec. 3.30})$$

3.5.1.4. Análisis de la losa nervada en una dirección

Para realizar el análisis de la losa nervada se estudiaron los casos más desfavorables en todos los tramos y apoyos de la losa nervada haciendo el movimiento de las cargas vivas, después con los cortes y los momentos tanto positivos como negativos máximos, para de esta forma obtener las reacciones a transmitir a las vigas.

3.5.1.5 Análisis sísmico

El análisis sísmico de las estructuras se realizó utilizando el programa Excel con

empleando hoja de cálculo automatizada realizada por el Ing. Otto Rojas en ella, se determinaron las dimensiones de cada uno de los miembros de la losa nervada.

Para determinar los cortantes por combinación modal se sometió las estructuras a los modos de vibración para que así excedan el 90% de las cargas totales en las estructuras.

Con el espectro de respuesta se obtuvieron las aceleraciones y el periodo fundamental se calculó con la siguiente ecuación:

$$r = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i^2 (\delta_{ei})^2}{g^2 \sum_{i=1}^n Q_i^2 \delta_{ei}}} \pm T_a \quad (\text{Ec. 3.31})$$

$$\theta_i = \frac{V_{ui} * \Delta_i}{V_{ui} * h_i} \quad (\text{Ec. 3.32})$$

Para obtener las fuerzas sísmicas aplicadas en cada estructura, se repartió la fuerza aplicada en el centro de masa de acuerdo con las rigideces de los mismos.

3.5.1.6 Análisis de la estructura

Para el análisis de la edificación se crearon 3 modelos computarizados un modelo en el programa ETABS

Cada uno de los elementos que conforman la estructura está definido por sus dimensiones y su material que es el concreto armado estos datos fueron otorgados en el predimensionamiento, la losa nervada se ingresó como un miembro sin densidad para establecer la rigidez que la losa nervada aporta a la estructura.

Se modelaron los casos de carga que fueron considerados para el análisis,

comenzando por la carga muerta la cual estuvo integrada por el peso propio de toda la estructura y las reacciones originadas por la losa, por otra parte, la carga viva estuvo compuesta por las reacciones ocasionadas por la losa sobre las vigas de carga y las cargas sísmicas en dirección vertical y horizontal.

Las cargas verticales se fijaron a las vigas utilizando el comando “Shell Load”.

Las cargas sísmicas obtenidas del análisis previo fueron aplicadas en las estructuras.

Las cargas sísmicas halladas del análisis anterior fueron aplicadas en las estructuras según las combinaciones de cargas.

En el diseño se ejecutó las combinaciones de cargas últimas de las ecuaciones 3.18, 3.19, 3.20 y 3.21 mostradas anteriormente

$$U_1 = 1.4CP \quad (\text{Ec. 3.18})$$

$$U_2 = 1.2CP + 1.6CV \quad (\text{Ec. 3.19})$$

$$U_3 = 1.2CP + CV \pm S \quad (\text{Ec. 3.20})$$

$$U_4 = 0.9C \quad (\text{Ec. 3.21})$$

Aplicando el método matricial de rigideces se determinaron las acciones en los miembros para obtener las áreas de acero en las vigas y columna, luego se verificó que las dimensiones de las mismas fueran suficientes para realizar el arreglo de barras necesario, en caso contrario se procedió al aumento de las mismas.

El área de acero necesaria para el momento aplicado en las vigas se obtuvo mediante las expresiones:

$$(\text{Ec. 3.33})$$

$$K_1 = 0,85 \text{ para } f'_c \leq 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_3 = 0,85$$

$$k_3 = 0 \sim \sim$$

$$K_{ub} = \frac{6090}{(6090 + F_y)} \quad (\text{Ec. 3.34})$$

$$R = \frac{\frac{M_u(-)}{\phi}}{(f'_c * b_o * d^2)} \quad (\text{Ec. 3.35})$$

$$q = 0,85 \cdot \sqrt{0,85} \cdot 1,7 * \bar{R} \quad (\text{Ec. 3.36})$$

$$k_u = \frac{q}{(k_1 * k_a)} \leq k_{u\max} \leq \frac{k_{ub}}{2} \quad (\text{Ec. 3.37})$$

$$J_u = 1 - 0,59 * q \quad (\text{Ec. 3.38})$$

$$A_{s(-)} = \frac{M_u(-)}{(\phi * F_y * j_u * d)} \geq s_{\min} \neq s_{\min} = \begin{cases} 1,33 * A_s \\ 14 * b_o * d / f_y \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.39})$$

Y el de las columnas, con las ecuaciones:

$$K = \frac{M_u}{(f'_c * b * t^2)} \quad (\text{Ec. 3.40})$$

$$R = \frac{0,70 * M_u}{(\phi * f'_c * b * t^2)} \begin{cases} 0,70 \text{ (si } P_u > P_{ub} \text{, o } K \geq K_b) \\ 0,90 - 0,20 * K / K_b \text{ (si } K_b > K > 0) \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.41})$$

$$A_s = \frac{f_{tn} * 0.35 * f_c * b * t}{f_y} \quad (\text{Ec. 3.42})$$

3.5.2. Determinación de las deformaciones y desplazamientos laterales

Se realizó el chequeo de desplazamientos laterales por la acción sísmica de acuerdo con los lineamientos de la Norma COVENIN 1756-2001, utilizando las expresiones:

Se obtienen los desplazamientos laterales inelásticos:

$$\Delta_i = 0.8 * R * \Delta_{ei} \quad (\text{Ec. 3.43})$$

Se determina la deriva actuante:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (\text{Ec. 3.44})$$

Y se calcula el valor:

$$\frac{\delta_i}{(h_i - h_{j-1})} \quad (\text{Ec. 3.45})$$

Por último se compara el valor de $\delta_i/(h_i - h_{j-1})$ con los permisibles de la tabla, según el grupo de la edificación.

3.5.3. Análisis del comportamiento de las variaciones de los resultados obtenidos para cada estructura, en cuanto a los distintos parámetros del comportamiento estructural

Se recopilaron los valores obtenidos en el cálculo de cada una de las 3 estructuras irregulares tipo L de concreto armado para los parámetros de desplazamientos laterales y deformaciones, y se analizaron tomando en cuenta las

características de la configuración geométrica en planta correspondiente a los mismos debido a que se variación las longitudes de los entrante de un 30%, 35% y 40%, para obtener de esta forma las variaciones ocasionadas en los mismos en su comportamiento estructural.

3.5.4. Determinación del espectro de diseño

Para obtener el conjunto de puntos que forman la curva “espectro de diseño” cuyas coordenadas corresponden al período y su respectiva aceleración de diseño, se hizo necesario la utilización de una hoja de cálculo automatizada donde se definen todos los parámetros sísmicos de la edificación con el fin de sustituir los valores correspondientes en la ecuación 2.13 que se encuentra en la tabla 2.14 puesto que la segunda condición es la que se cumple en este caso:

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

Dicha hoja de cálculo fue elaborada por el Ing. Sebastián Delgado, profesor titular de la Universidad del Zulia. Las coordenadas obtenidas son introducidas como un “espectro de respuesta” (Response spectrum) el cual es considerado un “caso de carga” (Load case) en el programa de cálculo y diseño estructural utilizado como herramienta para el análisis de la edificación. En la figura 3.1 se observa el gráfico correspondiente al espectro de respuesta y de diseño obtenidos.

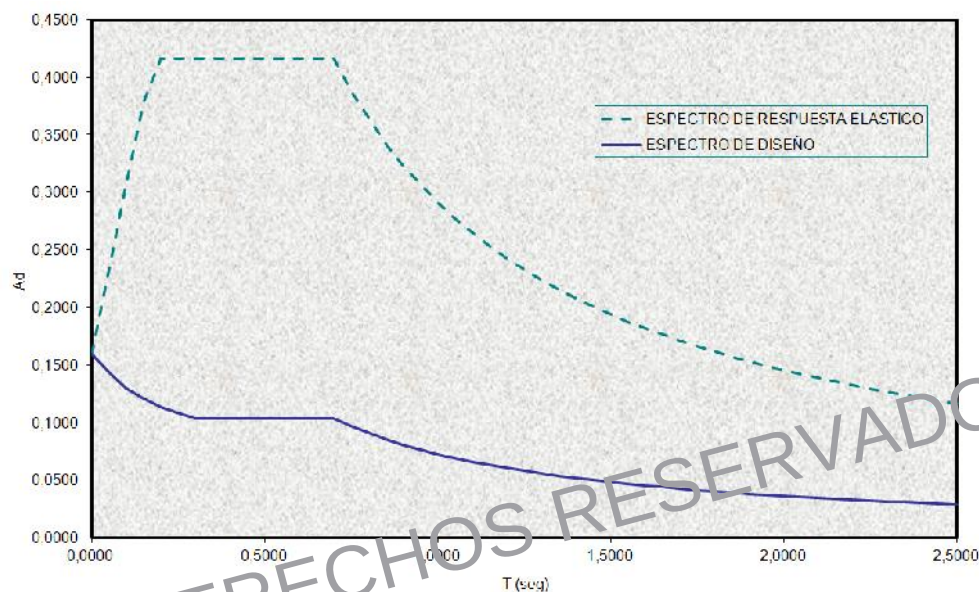


Figura 3.1. Espectro de diseño

3.5.5. Análisis del modelo estructural mediante el programa ETABS

Las dimensiones de los elementos estructurales introducidas como datos al programa de análisis y diseño estructural no deben ser producto de tanteos sucesivos sino el resultado de cálculos mediante la aplicación de conocimientos técnicos que permitan obtener resultados óptimos en el comportamiento de la estructura en relación a los parámetros establecidos por las Normas Venezolanas COVENIN 1753 Y 1756.

En la tabla 3.3 se observan algunos de los datos suministrados al programa en cuanto a características de los materiales, geometría de la estructura y dimensiones de los elementos.

El primer paso para analizar el modelo en ETABS es definir los ejes de referencia con las dimensiones señaladas en la tabla 3.3 (New model quick templates). Posteriormente se dibujan todos los elementos estructurales lineales y las losas de entrepiso y techo. Es necesario definir las características de los materiales considerados para el estudio (Define>Material properties), que en nuestro caso

son el concreto $f'_c=250$ y el acero de refuerzo en barras con resaltes. Se debe definir las características de las secciones de los elementos (Define>Section properties) según el material, función y sección transversal, para luego asignar dichas propiedades al modelo trazado sobre los ejes.

Es necesario, una vez dibujado el modelo y dimensionadas sus secciones, definir los tipos de carga existentes (Load cases) y las combinaciones seleccionadas de la tabla 2.6 y definidas en el presente capítulo (Load combinations). Entre los tipos de carga definidos se encuentra la carga sísmica, que está asociada al espectro de respuesta (Response Spectrum) calculado con anterioridad.

Posteriormente se asignan las cargas uniformemente distribuidas sobre las losas de entrepiso y techo (Assign>Shell load>Uniforms load) las cuales deben estar diseñadas para que transmitan las cargas en una sola dirección. Dicha dirección debe ser especificada con respecto a un sistema de coordenadas de referencia sobre la losa.

Tabla 3.3. Datos para ETABS

Geometría de la Estructura					
X Grid Data		Y Grid Data		Story Data	
1	0	A	0	Story4	10,5
2	4,5	B	6	Story3	8
3	9,75	C	12	Story2	5,5
4	15	D	18	Story1	3
1	1	1	0	Story4	10,5
2	5,25	2	5,25	Story3	8
3	10,125	3	10,125	Story2	5,5
4	15	4	15	Story1	3
1	0	A	0	Story4	10,5
2	6	B	6	Story3	8
3	10,5	C	12	Story2	5,5
4	15	D	18	Story1	3

Característica de los Materiales							
Concreto				Acero			
Resistencia (f'c)		250 Kgf/cm ²		Resistencia (fy)		4200 Kgf/cm ²	
Módulo de elasticidad (E)		238800 Kgf/cm ²		Módulo de elasticidad (E)		2100000 Kgf/cm ²	
Geometría de los Elementos							
Vigas de Carga				Columnas			
Alto (Depth)	25 cm	Ancho (Width)	40cm	Alto (Depth)	30cm	Ancho (Width)	30cm
	25cm		40cm		35cm		35cm
Viga de Amarre				Viga de Amarre			
Alto (Depth)	25cm	Ancho (Width)	40cm	Alto (Depth)	25 cm	Ancho (Width)	40cm

Una vez cumplidos todos los pasos anteriormente descritos se corre el modelo y realiza el análisis estructural (Run analysis) para posteriormente hacer el diseño en concreto armado (Concrete frame design).

Capítulo IV

Análisis de resultados

En este capítulo se logró describir los rasgos de las estructuras idealizadas, los resultados del cálculo estructural de dichos modelos y además su interpretación.

4.1. Conceptualización geométrica de los modelos

Se realizó una Planta irregular tipo L, en las siguientes figuras se puede observar las variaciones del 40%, 35% y 30% de la longitud del entrante 1-2 que inscribe la planta el cual se estableció en la tabla 3.1

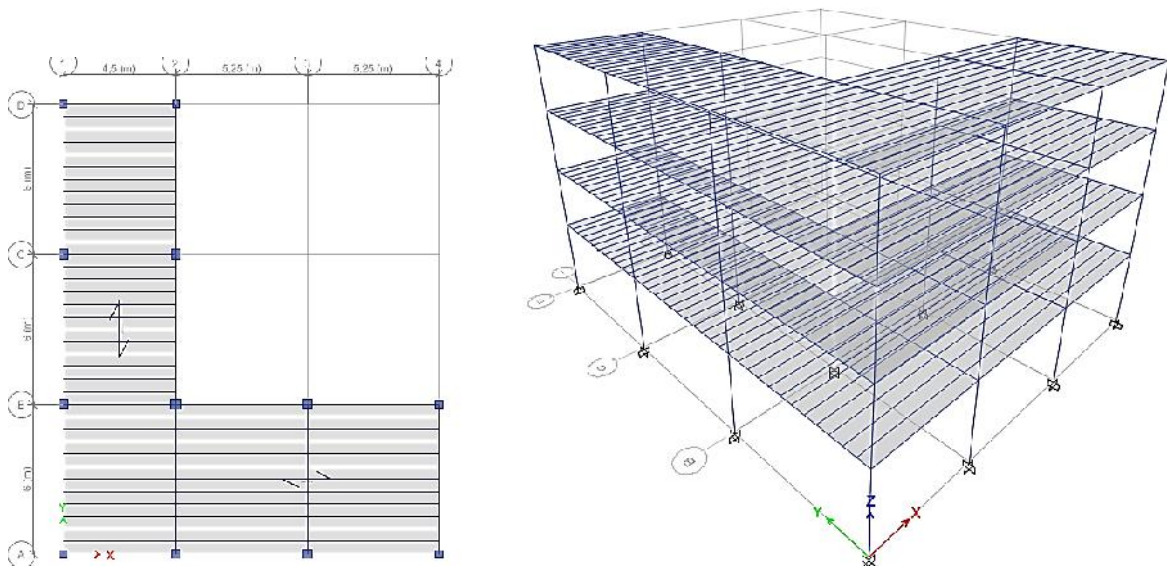


Figura 4.1. Estructura con variación del 30% de la longitud del entrante 1-2

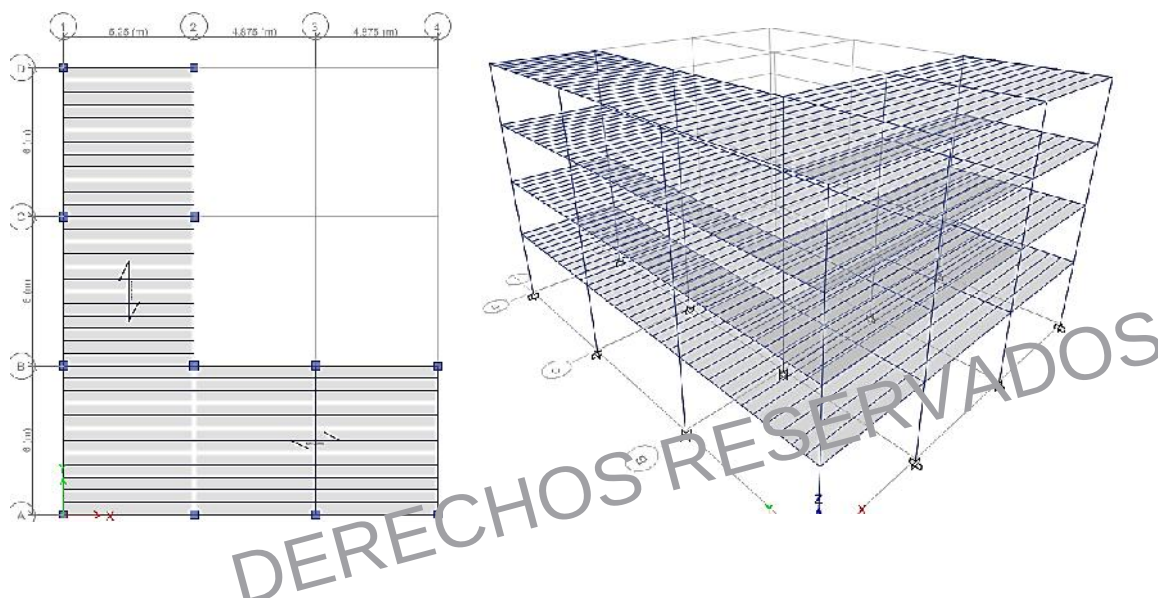


Figura 4.2. Estructura con variación del 35% de la longitud del entrante 1-2

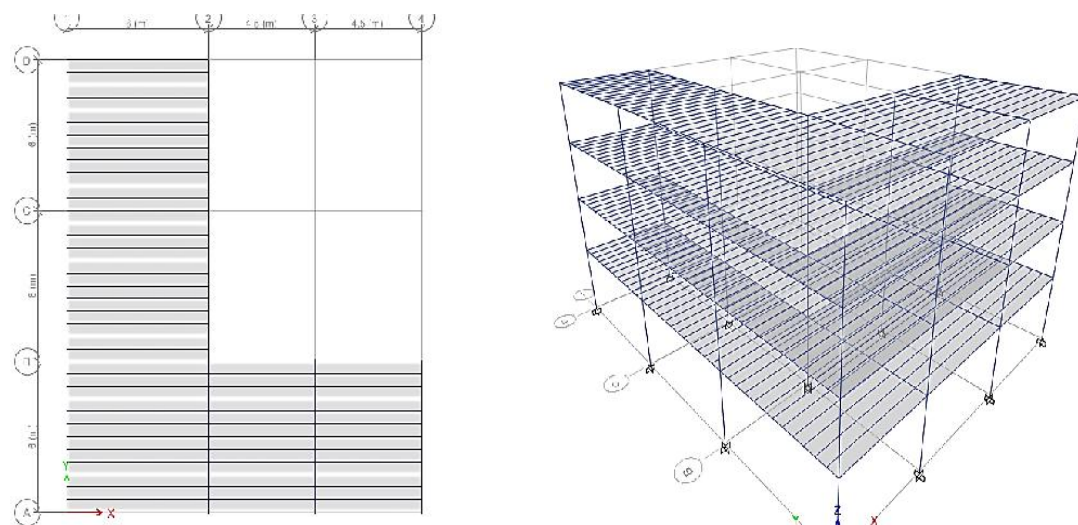


Figura 4.3. Estructura con variación del 40% de la longitud del entrante 1-2

4.2. Predimensionamiento de edificaciones

4.2.1. Predimensionamiento de losas

Tabla 4.1. Cálculo de espesores de losas

Edificación	Espesor de loseta (cm)	Altura del nervio (cm)	Altura de bloques (cm)	Espesor total (cm)
30%	5	25	25	30
35%	5	25	25	30
40%	5	25	25	30

4.2.2. Definición de cargas de cargas verticales

Por medio del cálculo de los espesores de losa, se logró determinar las cargas vivas y muertas en el techo y los entrepiso para la estructura irregular tipo L que se diseñó.

Techo:

- Losa nervada armada en una sola dirección, peso específico de concreto 2400 kgf/m², peso específico de bloques de anime: 15kgf/m²
- Pendiente de 2%: 80kgf/m²
- Acabado de techo: 30kgf/m²
- Impermeabilización: 4 kgf/m²

Entrepiso:

- Losa nervada armada en una sola dirección, peso específico de concreto 2400 kgf/m², peso específico de bloques de anime: 15kgf/m²
- Acabado de piso: 100 kgf/m²
- Acabado de techo: 30 kgf/m²

Para la determinación de las cargas verticales mayoradas se realizó multiplicando la sumatoria total de las cargas por el factor de mayoración en el caso de la carga permanente el factor utilizado fue de 1.2, para la carga variable el factor utilizado fue de 1.6 por otra parte se utilizó 175kgf/m^2 de carga debido a que corresponde a una edificación de uso habitacional, para el techo la carga fue de 100kgf/m^2 ya que corresponde a un techo no visitable.

Tabla 4.2. Cargas permanentes y Cargas variables sobre la losa de techo

Edificación	Carga Permanente (kgf/m^2)	Carga Permanente Ultima (kgf/m^2)	Carga Variable (kgf/m^2)	Carga Variable Ultima (kgf/m^2)
0,30L	375	450	100	160
0,35L	375	450	100	160
0,40L	375	450	100	160

Tabla 4.3. Cargas permanentes y cargas variables sobre la losa de entepiso

Edificación	Carga Permanente (kgf/m^2)	Carga Permanente Ultima (kgf/m^2)	Carga Variable (kgf/m^2)	Carga Variable Ultima (kgf/m^2)
0,30L	475	570	175	280
0,35L	475	570	175	280
0,40L	475	570	175	280

4.2.3. Predimensionamiento de vigas

Las secciones de las vigas se presentan en la tabla 4.4.

Tabla 4.4. Secciones de las vigas

Edificación	Tipo de viga	Alto (cm)	Ancho (cm)
30%	Viga de carga (eje Z)	40	25
	Viga de amarre (eje X)	40	25
35%	Viga de carga (eje Z)	40	25
	Viga de amarre (eje X)	40	25
40%	Viga de carga (eje Z)	40	25
	Viga de amarre (eje X)	40	25

4.2.4. Predimensionamiento de columnas

La sección de las columnas para las edificaciones se expresan en la tabla 4.5.

Tabla 4.5. Secciones de columnas

Edificación	Tipo de columna	Alto (cm)	Ancho (cm)
	Borde	35	35
	Esquinas	30	30
	Borde	35	35
	Esquinas	30	30
	Borde	35	35
	Esquinas	30	30

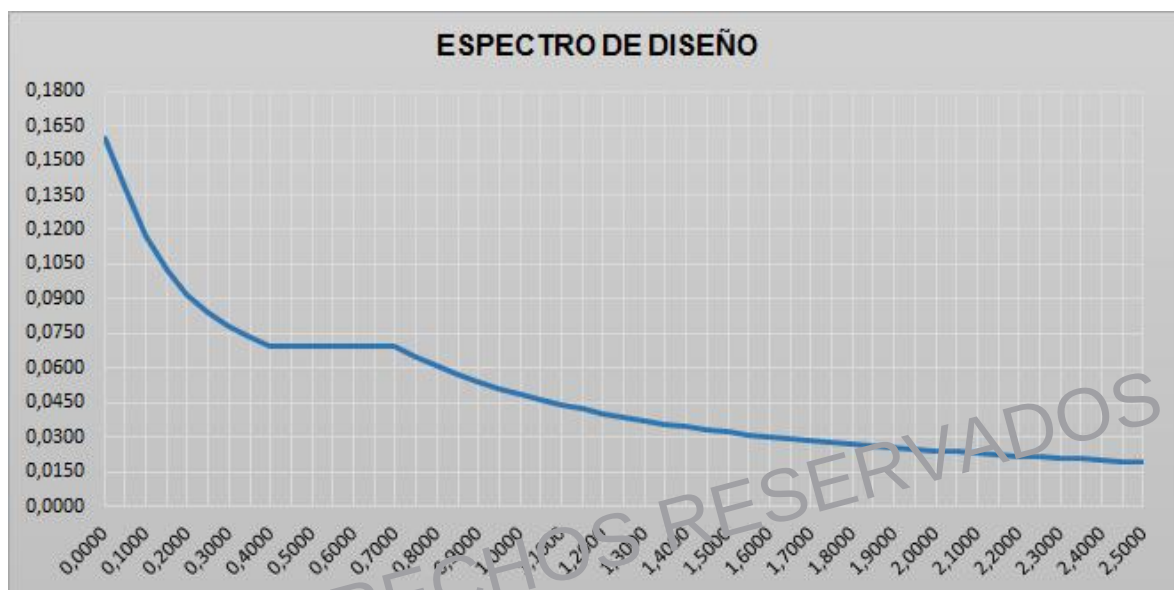
4.3. Espectro de Diseño

Las acciones sísmicas fueron determinadas por los siguientes parámetros:

- Zona sísmica: 3
- $A_0 = 0,20g$
- Nivel de diseño: ND3
- Uso de la edificación: Habitacional de tipo B2; $\alpha = 1$.
- Tipo de estructura: 1.
- Factor de reducción de respuesta: $R=6$; $T^+ = 0,4$
- Factor de corrección del coeficiente de aceleración: $\varphi=0,8$.
- tipo de suelo: S2: $T^*=0,70$; $\beta= 2,6$; $P=1$.

Tabla 4.6. Valores obtenidos para el espectro de diseño

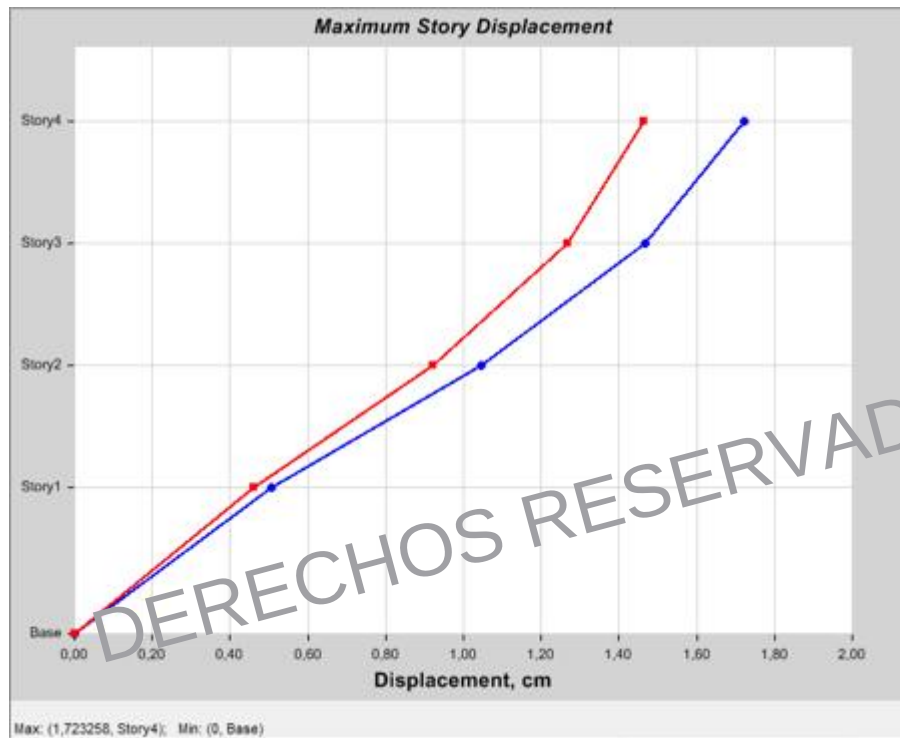
[illegible]



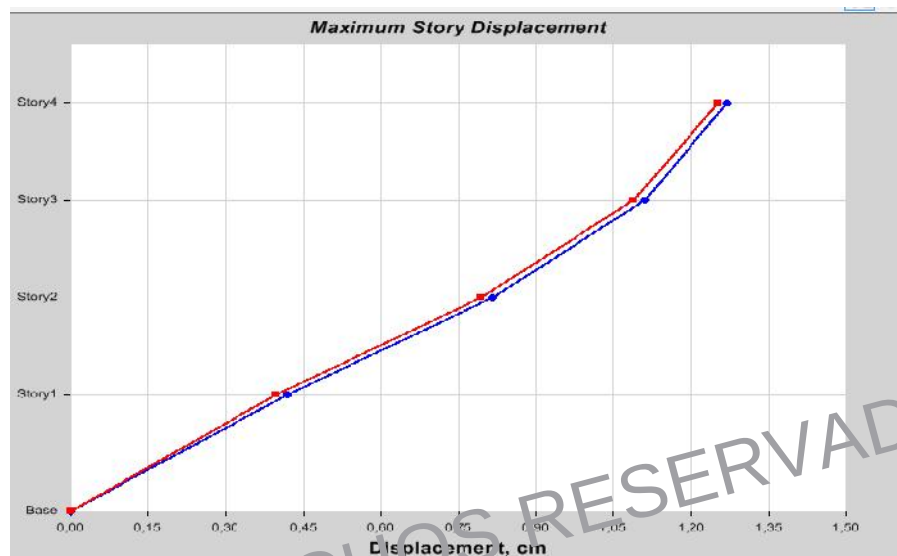
4.5. Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales se determinaron mediante el análisis sísmico realizado en el programa ETABS V13 permitiendo así verificar el máximo desplazamiento de la edificación por nivel, los valores obtenidos están expresados en centímetros, en las siguientes tablas se pueden observar los resultados.

DESPLAZAMIENTO LATERALES MODELO 0,30 L		
PISOS	X	Y
P1	0,50	0,45
P2	1,04	0,19
P3	1,46	1,26
P4	1,71	1,46



DESPLAZAMIENTO LATERALES MODELO 0,35 L		
NIVEL	X (cm)	Y (cm)
N 1	0,42	0,39
N 2	0,81	0,79
N 3	1,11	1,08
N 4	1,26	1,25



DERECHOS RESERVADOS

DESPLAZAMIENTO LATERALES MODELO 0,40 L

PISOS	X (cm)	Y(cm)
P1	0,48	0,40
P2	0,96	0,81
P3	1,33	1,13
P4	1,54	1,31

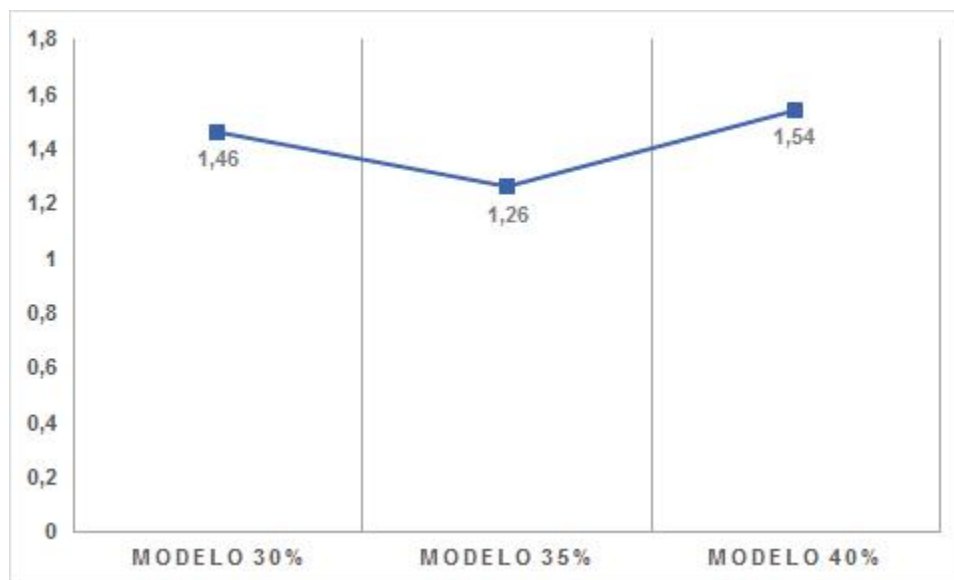


Figura 4.4. Grafica Desplazamientos Máximos en X

En la figura de desplazamientos máximos en X se puede observar que el modelo 30% representa un 34,27% en comparación con el modelo 35% el cual disminuye

un 4,7% debido al cambio de la longitud de sus entrantes el cual en este caso la geometría es más simétrica que los otros dos modelos, cabe destacar que el modelo 40% se incrementa un 6,58% con respecto al modelo de 35% y con respecto al modelo de 30% aumenta un 1,88%.



Figura4.5. Gráfica de desplazamientos máximos en Y

En los desplazamientos en el eje Y, se observa la misma tendencia que en la gráfica del eje X, el modelo 30% representa un 36,31% siendo este el mayor desplazamiento en el eje Y, mientras que el modelo 35% disminuye un 5,22% los desplazamientos que al ser comparados con el modelo 40% se logra observar que este se incrementaron en un 1,5%.

4.6. Corte Basal

Para el cálculo del corte basal se determinó según con la siguiente ecuación apoyados de un programa automatizado de Excel.

$$V_o = M \cdot A_d \cdot M$$

Donde;

Numero de niveles (N)

Periodo fundamental (t_a)

Periodo fundamental ($1,6 \times t_a$)

Periodo dado por tabla COVENIN 1756 – 01 (t)

Ordenada del espectro del diseño (A_d)

Peso total de la edificación (W)

MODELO	W(kg)	Vox	Voy	Vox (Calculado)	Voy (Calculado)
0,30L	466888,97	27348,06	27351,06	27743,94	27743,94
0,35L	414358,16	24322,04	24222,07	24622,41	24622,41
0,40L	438124,81	25638,69	26099,33	26034,69	26034,69

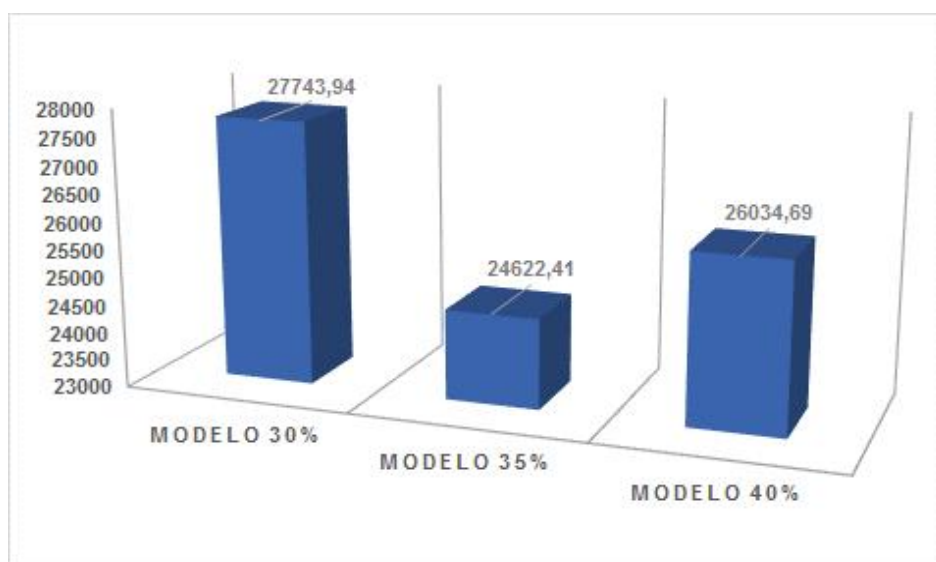


Figura 4.6. Corte basal

En el corte basal los resultados obtenidos en la gráfica destacan que el modelo 30% presento un corte basal de 27743,94 representando el 35,38% a diferencia del modelo 35% en el cual disminuye su corte basal un 3,97% mejorando este su comportamiento debido al cambio de longitud de sus entrantes, el modelo de 40% con respecto al modelo 35% se incrementa un 1,18% y comparándolo con el modelo 30% disminuye un 2,17%.

4.7. Derivas

Las derivas son la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos, se verifico por medio del programa ETABS, los valores obtenidos en X, Y fueron multiplicados por el factor de reducción $R=6$ y por 0,8, el resultado debe ser menor o igual a 0.018 establecidos en la norma covenin 1756-2001.

Tabla 4.7.Chequeo de derivas

DERIVAS MODELO 0,30 L					
PISOS	X	Y	FACTOR	Total	
				X	Y
P1	0,0016	0,0015	4,8	0,0078	0,0072
P2	0,0021	0,0018	4,8	0,0101	0,0086
P3	0,0017	0,0014	4,8	0,0081	0,0067
P4	0,0010	0,0008	4,8	0,0048	0,0038

VALOR LIMITE	0,018	DERIVA MAXIMA EN X	0,0101	OK	DERIVA MAXIMA EN Y	0,0086	OK
---------------------	--------------	---------------------------	---------------	-----------	---------------------------	---------------	-----------



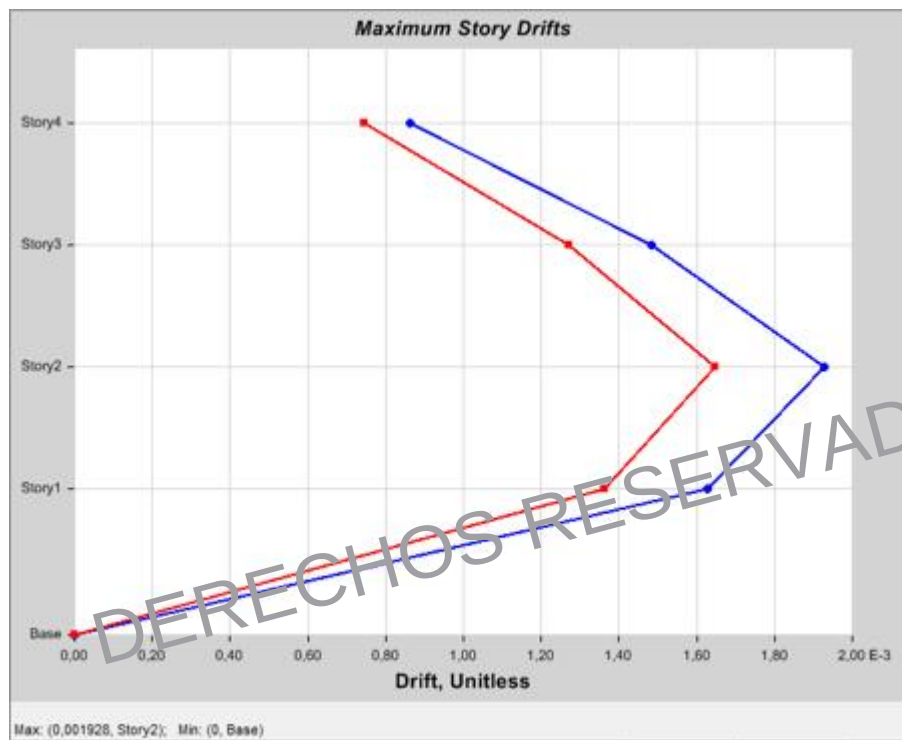
DERIVAS MODELO 0,35 L					
PISOS	X	Y	FACTOR	Total	
				X	Y
P1	0,0013	0,0013	4,8	0,0063	0,0063
P2	0,0015	0,0016	4,8	0,0072	0,0077
P3	0,0011	0,0012	4,8	0,0053	0,0058
P4	0,0006	0,0007	4,8	0,0029	0,0034

VALOR LIMITE	0,018	DERIVA MAXIMA EN X	0,0072	OK	DERIVA MAXIMA EN Y	0,0077	OK
--------------	-------	--------------------	--------	----	--------------------	--------	----



DERIVAS MODELO 0,40 L					
PISOS	X	Y	FACTOR	Total	
				X	Y
P1	0,0016	0,0013	4,8	0,0076	0,0062
P2	0,0019	0,0016	4,8	0,0091	0,0076
P3	0,0014	0,0012	4,8	0,0067	0,0057
P4	0,0008	0,0007	4,8	0,0038	0,0033

VALOR LIMITE	0,018	DERIVA MAXIMA EN X	0,0091	OK	DERIVA MAXIMA EN Y	0,0076	OK
--------------	-------	--------------------	--------	----	--------------------	--------	----



En las siguientes gráficas se puede observar los máximos desplazamientos en X,Y de cada modelo.

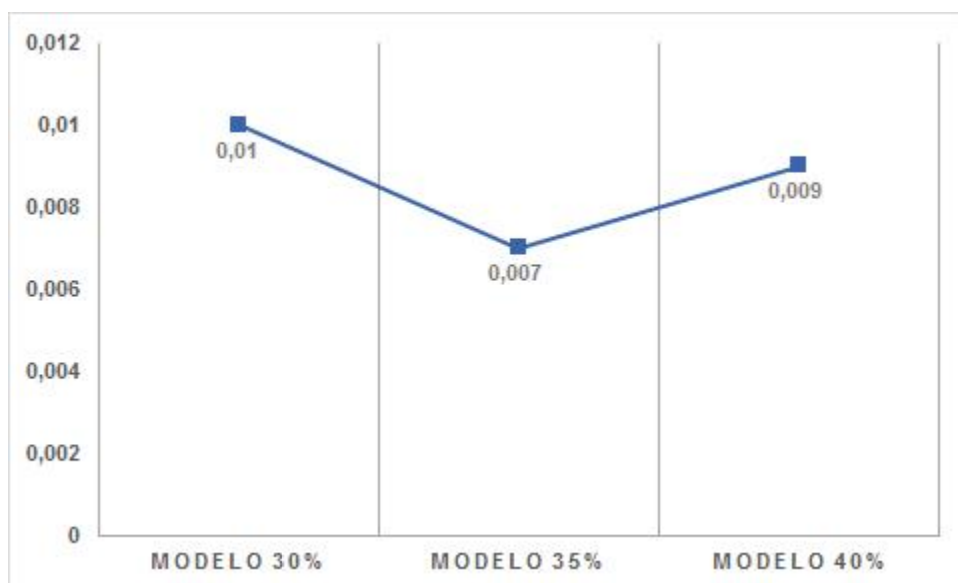


Figura 4.7. Gráfica deriva máximo en X

En la gráfica anterior se observa que la disminución en el modelo 35% sigue siendo similar a la de los desplazamientos, el modelo 30% representa el 38,46% siendo este modelo quien obtiene la máxima deriva, que al ser comparado con el modelo 35% el cual disminuye un 11,54%, el modelo 40% se incrementa en un 7,7% y comparado con el modelo 30% disminuye un 3,84%

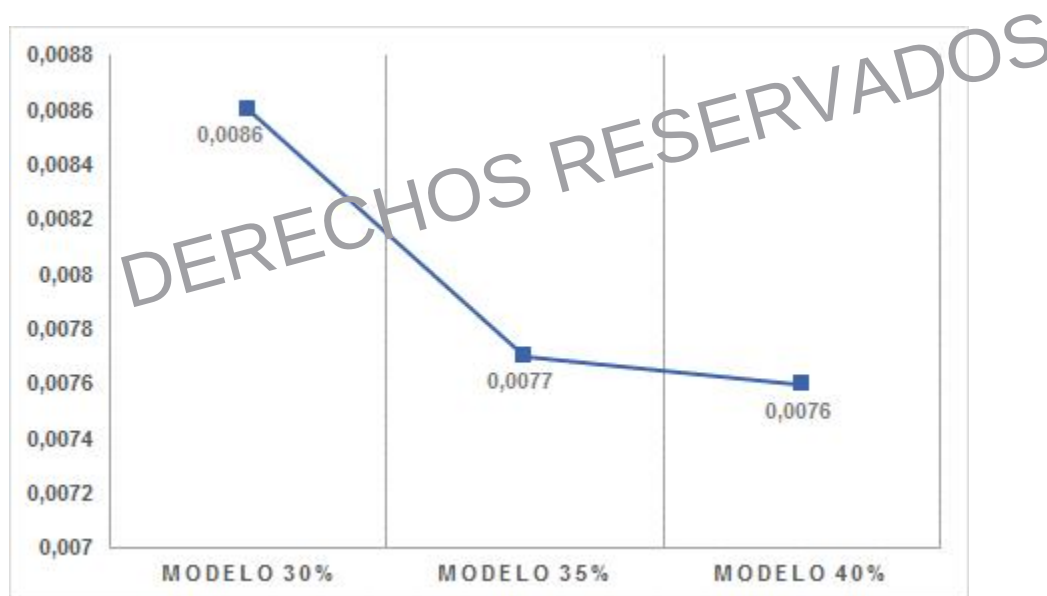


Figura 4.8. Gráfica deriva máximo en Y

En la gráfica de deriva máxima en el Eje Y se observa que el modelo 30% representa un 35,98% siendo este el mayor porcentaje en el resultado de la deriva en el eje Y, el modelo 35% disminuye un 3,76% con respecto al primer modelo, mientras q el modelo 40% disminuye un 4,18% comparado con el modelo 30%.

4.8. Chequeo del cumplimiento de nivel de diseño

Para el nivel de diseño 3 fueron aplicados los requisitos establecidos en la norma covenin 1756-2001. Cabe destacar que Las columnas para cada nivel trabajan a flexión, y los momentos de las columnas se deben a la sumatoria que de tal

manera se opongan a los momentos de la viga según sea la dirección del diseño. Por lo tanto deberán cumplir con la siguiente expresión:

$$\Sigma M_{cn} \geq 1,20 \Sigma M_{vn}$$

Donde;

ΣM_{cn} : Es la sumatoria de los momentos que están asociadas a las resistencias teóricas de todas las columnas que se encuentran a flexión.

ΣM_{vn} : Es la sumatoria de los momentos que deben ser correspondiente a la resistencias teóricas que se encuentran a flexión en los extremos de cada una de las vigas de los niveles. En el caso de los tres modelos es importante mencionar que cada uno de ellos cumplió con lo establecido en la norma covenin 1756-2001 en el cual requiere del cumplimiento de requisitos de diseño y detallado muy estricto para que la estructura sea capaz de soportar las solicitaciones de cargas sísmicas muy severas.

Tabla 4.8. Momentos en vigas modelo 0,30L

NIVEL	ΣM_{vigas}	$\Sigma M_{vigas} \times 1.2$
N1	25525,09	30630,11
N2	21952,69	26343,23
N3	14519,04	17422,85
N4	6850,02	8220,02

Tabla 4.9. Momentos en columnas modelo 0,30L

NIVEL	$\Sigma Columnas$
N1	48730,35
N2	25827,31
N3	17136,60
N4	12198,70

Se debe cumplir $\Sigma \text{Columnas} \geq \Sigma \text{Mvigas}$

Tabla 4 .10. Chequeo de ND3 Modelo 0,30L

PISOS	$\Sigma \text{Columnas}$	ΣMvigas	
P1	48730,35	30630,1113	✓
P2	25827,31	25343,2348	✓
P3	1713,60	16422,8578	✓
P4	12198,70	8220,02	✓

Tabla 4.11. Momentos en vigas modelo 0,35L

PISOS	ΣMvigas	$\Sigma \text{Mvigas} \times 1.2$
P1	25338,27	30405,92
P2	20725,06	24870,08
P3	14120,76	16944,91
P4	65552,02	7862,4343

Tabla 4.12.Momentos en columnas modelo 0,35L

PISOS	$\Sigma \text{Columnas}$
P1	47363,87
P2	25936,20
P3	17411,91
P4	9700,24

Se debe cumplir $\Sigma \text{Columnas} \geq \Sigma \text{Mvigas}$

Tabla 4.13 chequeo del ND3 Modelo 0,35L

PISOS	$\Sigma \text{Columnas}$	ΣMvigas	
P1	47363,87	30405,92	✓
P2	25936,20	24870,08	✓
P3	17411,91	16944,91	✓
P4	9700,24	7862,43	✓

Tabla 4.14. Momentos en vigas modelo 0,40L

PISOS	ΣMvigas	$\Sigma \text{Mvigas} \times 1.2$
P1	26922,79	32307,3511
P2	20349,76	24419,7124
P3	14644,95	17579,9038
P4	7507,08	9008,41

Tabla 4.15. Momentos en columna 0,40L

PISOS	$\Sigma \text{Columnas}$
P1	46905,79
P2	25114,49
P3	17765,93
P4	9880,90

Se debe cumplir $\Sigma \text{Columnas} \geq \Sigma \text{Mvigas}$

Tabla 4.16. Chequeo del ND3 Modelo 0,40L

PISOS	$\Sigma \text{Columnas}$	ΣMvigas	
P1	46905,79	32307,35	✓
P2	25114,49	24419,71	✓
P3	17765,93	17579,90	✓
P4	9880,90	9008,41	✓

4.9. Consumo de concreto

Para calcular el consumo del concreto se hizo uso del programa ETABS usando el comando Display>Show table>Model>Struct data> Mass sumary by story, en la cual se obtuvo el consumo de concreto de cada nivel expresado en Kilogramos-fuerza (kg-f) y se realizó una sumatoria total para cada uno de los modelos para así lograr comparar mediante la gráfica el porcentaje de concreto más factible.

Tabla 4.17. Consumo de concreto del modelo 0,30 L

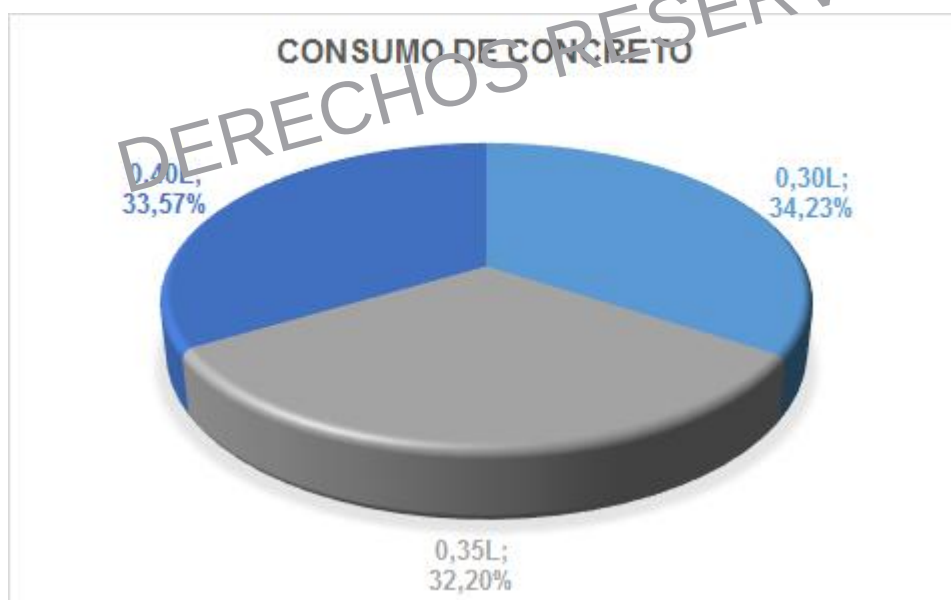
CONSUMO DE CONCRETO (KG) DEL MODELO 0,30 L		
Niveles	Ux/KG	Uy/KG
P3	120317,08	120317,08
P2	120317,08	120317,08
P1	121125,02	121125,02
BASE	4847,54	4847,54
Σ Niveles	366606,72	

Tabla 4.18. Consumo de concreto del modelo 0,35L

CONSUMO DE CONCRETO (KG) DEL MODELO 0,35 L		
Niveles	Ux/KG	Uy/KG
P3	113077,17	113077,17
P2	113077,17	113077,17
P1	113885,10	113885,10
BASE	4847,54	4847,54
Σ Niveles	344887,03	

Tabla 4.19. Consumo de concreto del modelo 0,40L

.CONSUMO DE CONCRETO (KG) DEL MODELO 0,40 L		
Niveles	Ux/KG	Uy/KG
P3	117942,73	117942,73
P2	117942,73	117942,73
P1	118750,66	118750,66
BASE	4847,54	4847,54
ΣNiveles	359483,71	



4.10. Acero de Refuerzo

Según la norma covenin 1753-06, el acero de refuerzo es un conjunto de barras, mallas o alambres que cumplen con el artículo 3.6 y que se colocan dentro del concreto para resistir tensiones conjuntamente con este. Mediante el programa ETABS Podemos observar las áreas de acero definidas en cada uno de los elementos estructurales, la cual se tomó en cuenta para comparar los 3 modelos y determinar el pórtico más desfavorable siendo este el que requiere mayor área de

acero, En las siguientes tablas se observa las vigas y columnas más desfavorables en cada edificación.

Tabla 4.20. Acero de refuerzo en viga y columna más desfavorable de modelo 0,30L

ACERO DE REFUERZO EN LA VIGA DE MODELO 0,30L				
EJE 3 -VIGA (A-B)				
Nivel N° 1 (Cm ²)	Negativo	12,14		12,25
	Positivo		8,64	

ACERO DE REFUERZO DE COLUMNA EN MODELO 0,30 L		
Nivel N°2	EJE B-3	24,74 (cm ²)

Tabla 4.21. Acero de refuerzo en viga y columna más desfavorable de modelo 0,35L

ACERO DE REFUERZO (cm²) EN LA VIGA 0,35				
EJE 3 - VIGA (A-B)				
Nivel N° 1 (Cm ²)	Negativo	99,99		4,72
	Positivo		7,11	

ACERO DE REFUERZO (cm²) DE COLUMNA EN MODELO 0,35 L		
Nivel N°1	EJE B-3	16,77 (cm ²)

Tabla 4.22. Acero de refuerzo en viga y columna más desfavorable de modelo 0,40L

ACERO DE REFUERZO EN LA VIGA MODELO 0,40L				
EJE 2 - VIGA (A-B)				
Nivel	Negativo	9,95		11,64

N° 1 (Cm ²)	Positivo		7,36	
----------------------------	----------	--	------	--

ACERODE REFUERZO DE COLUMNA EN MODELO 0,40 L		
Nivel N°1	EJE D-1	22,51(cm ²)

DERECHOS RESERVADOS

CONCLUSIONES

En relación a las comparaciones realizadas en cada modelo y sus respectivos análisis, se puede concluir que la variación de los entrantes si influye en los desplazamientos y deformaciones de la estructura cuando se encuentra ante sollicitaciones de cargas sísmicas, el diafragma flexible en este caso se logró que los modelos transmitieran las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.

Aunado a esto, se puede decir que el modelo 2 al cual se le modificó la longitud de los entrantes un 35% obtuvo el mejor comportamiento, ya que la edificación diseñada presentó menores desplazamientos laterales, así mismo el consumo de concreto con respecto a los otros dos modelos fue menor, al modificarle la longitud de los entrantes la estructura fue más simétrica lo cual ayudo a obtener mejores resultados en comparación con los otros dos modelos.

En tal sentido, es importante mencionar que el diseño de estructuras irregulares de concreto armado tipo L cumple con los diseños y controles establecidos en la norma COVENIN 1756-01.

RECOMENDACIONES

- Analizar el comportamiento de las diferentes irregularidades en las edificaciones sismo-resistentes aplicando torsión.
- Estudiar la influencia de la esbeltez en las estructuras irregulares sismo-resistentes de edificaciones de concreto armado.
- Utilizar otra geometría como T, U, H, haciendo los mismos estudios los cuales fueron aplicados.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Arnold C. Reitherman R. (1987). *Configuración y Diseño de Edificios*. México: Editorial Limusa.
- Bernal, C. (2006)/ *Metodología de la investigación*.
- Bazán E. Meli R. (2002) *Diseño sísmico de edificios*. Distrito Federal, México.
- Blanco, M. (2012). *Criterios Fundamentales para el Diseño Sismorresistente*. Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela. Versión ISSN 0798-4065. Vol. 27 No.3.
- COVENIN 1756-2001 (2001). *Edificaciones sismorresistentes*, Caracas, Venezuela.
- COVENIN 1753-06. "Aceros de Refuerzos".
- COVENIN 1753-06 (2006). *Proyecto y construcción de obras en concreto estructural*. Caracas, Venezuela.
- Chávez, N (2001). *Introducción a la investigación educativa*. Maracaibo. Venezuela. Editorial Santillana.
- Delgado, S (2013). *Concreto armado, aspectos fundamentales*. Maracaibo Venezuela.
- Hernández, Fernández y Baptista (2010)/ *Metodología de la investigación*.
- Hernández, R. Fernández, C. Baptista, P. (2010). *Metodología de la Investigación*. (5ta Ed.). D.F., México: Editorial McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A.

- Reyes Indira Herrera. Universidad Centro-Occidental Lisandro Alvarado, Venezuela/ *"Análisis del comportamiento estructural de edificaciones irregulares aporticadas de concreto armado"*.-Roberto Hernández Sampieri Et al. (2010 Pag 206). / *Metodología de la investigación*.
- Rojas, O. (2011). *Proyectos técnicos estructurales*. Maracaibo Edo-Zulia.
- Sabino, C. (2002). *El proceso de investigación*. Caracas Venezuela, Editorial Panapo.
- Tamayo y Tamayo. M (2006 Pág. 110). Editorial Limusa, D.F., Mexico / *"El proceso de la investigación científica"*.
- Tulliani, A. (2007), *Estructuras irregulares y deformaciones en edificios de concreto armado ante solicitaciones de cargas sísmicas* (Tesis de pregrado). Universidad Rafael Urdaneta, Maracaibo, Venezuela.
- Vezga, C. (2002). *Elementos de ingeniería sismorresistente*. Maracaibo, Venezuela: Universidad del Zulia