



**FACULTAD DE POSTGRADO  
TESIS DE POSTGRADO**

**ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE CONCRETO  
REFORZADO EN MARCOS RÍGIDOS SUJETOS A FLEXIÓN Y  
CARGA AXIAL, CON LA NORMA CHOC-2008 Y LA NORMA  
ASCE-2016.**

**SUSTENTADO POR:  
GABRIEL ARMANDO ECHEVERRÍA RAMÍREZ  
NANCY MELLISSA BUSTILLO CASTILLO**

**PREVIA INVESTIDURA AL TÍTULO DE MÁSTER EN  
INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS**

**TEGUCIGALPA M.D.C., F.M., HONDURAS, C.A.  
JULIO, 2018**

**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA CENTROAMERICANA  
UNITEC**

**FACULTAD DE POSTGRADO  
AUTORIDADES UNIVERSITARIAS**

**RECTOR  
MARLON ANTONIO BREVÉ REYES**

**SECRETARIO GENERAL  
ROGER MARTÍNEZ MIRALDA**

**VICERRECTORIA ACADEMICA  
DESIREE TEJADA CALVO**

**DECANO DE LA FACULTAD DE POSTGRADO  
CLAUDIA MARÍA CASTRO VALLE**

**ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE CONCRETO  
REFORZADO EN MARCOS RÍGIDOS SUJETOS A FLEXIÓN Y  
CARGA AXIAL, CON LA NORMA CHOC-2008 Y LA NORMA  
ASCE-2016.**

**TRABAJO PRESENTADO EN CUMPLIMIENTO DE LOS  
REQUISITOS EXIGIDOS PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
MÁSTER EN INGENIERIA ESTRUCTURAL**

**ASESOR METODOLÓGICO  
CARLOS AUGUSTO ZELAYA OVIEDO**

**ASESOR TEMÁTICO  
LUIS FERNANDO SOTO**

**MIEMBROS DE COMISIÓN EVALUADORA  
MINA CECILIA GARCÍA  
LUZ MARINA FUNEZ**



## **FACULTAD DE POSTGRADO**

# **ANÁLISIS Y DISEÑO SISMICO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO EN MARCOS RÍGIDOS SUJETOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL, CON LA NORMA CHOC-2008 Y LA NORMA ASCE-2016.**

### **NOMBRE DE LOS MAESTRANTES:**

**GABRIEL ARMANDO ECHEVERRÍA RAMÍREZ**

**NANCY MELLISSA BUSTILLO CASTILLO**

### **Resumen**

La presente investigación se elaboró con el objeto de contribuir con un plan de actualizaciones al CHOC-08 con la finalidad de volver más eficiente el uso de la norma de construcción. Esta investigación está dirigida a un enfoque mixto predominando el enfoque cuantitativo; se conocieron los factores principales que han limitado y potenciado el proceso de actualizaciones; y se analizaron mediante un proceso metodológico como ser la utilización de programas de diseño para poder evaluar la respuesta a movimientos sísmicos de las columnas de concreto reforzado en sistemas de marcos rígidos, con la utilización de las disposiciones de diseño sísmico de nuestro código de construcción CHOC-08, así mismo evaluar la capacidad de las columnas utilizando los criterios de diseño sísmico más actualizados que exige la norma ASCE/SEI 7-16.

**Palabras claves:** Capacidad sísmica, Capacidad sísmica de columnas, Ductilidad, Espectro de respuesta, Esbeltez, Grado de libertad.





## **GRADUATE SCHOOL**

# **ANALYSIS AND SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS IN RÍGID FRAMES EXPOSED TO FLEXIÓN AND AXIAL LOAD WITH THE CHOC-2008 NORM AND THE ASCE-2016 NORM.**

### **POSTGRADUATE NAME:**

**GABRIEL ARMANDO ECHEVERRIA RAMÍREZ**

**NANCY MELLISSA BUSTILLO CASTILLO**

### **Abstract**

The present investigation was elaborated in order to contribute with the plan of updating the CHOC-08 in order to make the construction norm more efficient. This investigation was focused as a mixed approach with a predominant quantitative focus; the principal factors that have limited and strengthened the updating process of the norm; and each factor was analyzed through a methodological process such as the use of design programs to evaluate the response to seismic movements of reinforced concrete columns in rigid frame systems, with the use of the seismic design provisions of our construction code CHOC-08, in the same way evaluate the capacity of the columns using the most updated seismic design criteria required by the ASCE edition 2016.

**Keywords:** Ductility, Response spectrum, Seismic capacity, Seismic capacity of columns, slenderness, Time history analysis.

## DEDICATORIA

Esta tesis se la dedico a mi padre: **Miguel Echeverría**, mi madre: **Mercedes Ayes**, mi hermano: **Miguel Echeverría**, mi abuela: **Daimilia Wood** y a mi abuelo que en paz descansa: **Miguel Echeverría**; a ellos con mucho cariño que siempre estuvieron presentes a mi lado apoyándome de manera incondicional, motivándome a seguir siempre dando lo mejor de mi sin importar la situación y mis padres que con gran esfuerzo y sacrificio me han apoyado siempre en mis estudios durante este largo periodo.

### **Dedicatoria en Miskito:**

Naha skul dimi dah takan wahkataya sika tinki bila ba aisiki: **Miguel Alberto Echeverria Wood**, yaptiki: **Suyapa Mercedes Ramirez Ayes**, Muhki: **Miguel Antonio Echeverria**, kukiki: **Daimilia Wood Ronas** an damiki: **Miguel Angel Echeverria Haylock**, witin lika pat dawan walsa ai riskara tara ra. Nahnan ai latuanka wal, piuwa banira laimara kan taibaiki, kupi krauki, bara sin yang spirtki bara kupi aiska wal taura taki wamna dukira. Baku sin kli tinki tara bila kli wisna aisiki an yapti ra, ai karnika aiska wal an sakrifrais tara taki naha taimka yari aisuiras kan.

**Gabriel Armando Echeverría Ramírez**

Esta tesis la dedico de manera muy especial a mi madre: **Guadalupe Castillo**, quien ha sido la alfarera que ha modelado la persona que soy, a mi hijo: **Camilo Adán Alvarado Bustillo**, quien es mi amigo y compañero y quien ha sido la inspiración para ser el mejor ejemplo a seguir para él. A todas y cada una de las personas que han confiado y me han apoyado incondicionalmente en este recorrido y a las que no también porque me han empujado a demostrar todo lo que soy capaz de hacer con la ayuda de Dios.

**Nancy Mellissa Bustillo Castillo**

## **AGRADECIMIENTO**

Le doy gracias primeramente a Dios todopoderoso, por permitirme cumplir una meta más, por la vida que me da, por estar presente en cada una de las etapas de mi vida llenándome de la sabiduría y la fortaleza necesaria para alcanzar mis metas de desarrollo académico y profesional. Agradezco a mis amigos y cada una de las personas que conocí durante este tiempo; principalmente a mis compañeros de maestría: Yaneth Maldonado, Mellissa Bustillo, Sury Rodríguez; por llenarme de nuevas experiencias, y por compartir sus conocimientos.

Agradezco a todos los docentes por el tiempo valioso invertido compartiendo sus conocimientos, experiencias, por su dedicación y por su disposición al momento de esclarecer cada una de mis inquietudes ya que sin duda alguna fue un elemento fundamental en este proceso. Agradezco particularmente a nuestro asesor temático por su disposición, por apoyo en esta etapa y por haber compartido sus conocimientos.

### **Gabriel Armando Echeverría Ramírez.**

En primer lugar, doy gracias a Dios por darme la fuerza, fé, sabiduría y perseverancia de alcanzar mi meta porque en mis debilidades el me demostró su grandeza.

A cada uno de mis compañeros: Miriam Maldonado, Sury Rodríguez, Gabriel Echeverría por apoyarme y darme ese aliento de esperanza en los momentos más difíciles.

Muy particularmente agradezco a nuestro asesor Ing. Luis Fernando Soto por ser una guía asesorándonos, porque nunca escatimo esfuerzos y tiempo para corregir y mejorar este trabajo. Pero sobre todo porque en todo este proceso de aprendizaje demostró que es una gran persona y un excelente ser humano. Y para finalizar agradezco a mis jefes Arq. José Castillo e Ing. Mario Irías por comprenderme y apoyarme siempre.

**Nancy Mellissa Bustillo Castillo**

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1.    Introducción .....	1
1.2.    Antecedentes del problema .....	2
1.3.    Definición del problema .....	3
1.3.1.    Enunciado del problema .....	3
1.3.2.    Planteamiento del problema.....	3
1.3.3.    Preguntas de investigación.....	4
1.4.    Objetivos .....	4
1.4.1.    Objetivo General .....	4
1.4.2.    Objetivos Específicos.....	4
1.5.    Justificación .....	5
<b>CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>7</b>
2.1.    Análisis de la Situación Actual .....	7
2.1.1.    Análisis del Macro Entorno .....	7
2.1.2.    Análisis del Micro Entorno.....	10
2.1.3.    Análisis Interno .....	12
2.2.    Teorías.....	14
2.2.1.    Teorías de Sustento .....	14
2.2.2.    Conceptualización.....	20
2.3.    Metodologías Aplicadas.....	25
2.3.1.    Análisis Estático.....	25
2.3.2.    Análisis Dinámico.....	26
<b>CAPÍTULO III. METODOLOGÍA .....</b>	<b>29</b>
3.1.    Congruencia Metodológica.....	29

3.1.1.	Matriz metodológica .....	29
3.1.2.	VARIABLES DE ESTUDIO .....	31
3.1.3.	Operacionalización de las Variables .....	32
3.1.4.	Hipótesis .....	35
3.2.	Enfoque y Métodos .....	35
3.3.	Diseño de la Investigación .....	36
3.3.1.	Población.....	37
3.3.2.	Muestra .....	37
3.3.3.	Unidad de Análisis .....	37
3.3.4.	Unidad de Respuesta.....	38
3.4.	Instrumento, Técnicas y Procedimientos aplicados .....	38
3.4.1.	Instrumentos.....	38
3.4.2.	Técnicas .....	38
3.4.3.	Procedimientos.....	39
3.5.	Fuentes de información.....	40
3.5.1.	Fuentes Primarias .....	40
3.5.2.	Fuentes Secundarias .....	41
3.6.	Limitantes del estudio .....	41

**CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y ANÁLISIS .....44**

4.1.	Resultados de la Simulación en programa ETABS-2016 disposiciones del CHOC	44
4.2.	Resultados de la Simulación en programa ETABS-2016 disposiciones del ASCE 7-16	56
4.3.	Resultados de la Entrevista .....	71
4.4.	Análisis Estadístico .....	80
4.5.	Propuesta.....	83

4.5.1.	Plan de Actualización para disposiciones de Columnas de concreto reforzado	83
4.5.2.	Introducción .....	83
4.5.3.	Descripción de la Propuesta.....	84
4.5.3.1.	Análisis y Diseño con Disposiciones CHOC-08 .....	84
<b>4.5.3.2.</b>	<b>Análisis y Diseño con Disposiciones ASCE-16.....</b>	<b>119</b>
4.5.3.3.	Actualizaciones propuestas al CHOC-08.....	146
4.5.4.	Presupuesto .....	148
4.5.5.	Cronograma de Ejecución.....	151
<b>CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>		<b>153</b>
5.1.	Conclusiones .....	153
5.2.	Recomendaciones .....	154
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>		<b>159</b>
Anexo 1. Software de Análisis y Diseño .....		163
Anexo 2. Formato de Entrevista .....		164
Anexo 3. Visto Bueno de Asesor Temático.....		165
Anexo 4. Constancia de Lectura de Tesis.....		166
Anexo 5. Visto Bueno de Asesor Metodológico .....		167

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Deformación de una columna sometida a flexo-compresión.....	6
Figura 2.	Recomendaciones para construcción de edificios con medidas sísmicas.....	13
Figura 3.	Curva esfuerzo-deformación de un material dúctil.....	15
Figura 4.	Cuña de esfuerzos equivalentes para el cálculo de momentos resistentes en una viga bajo criterio de teoría plástica. ....	16

Figura 5. Curva esfuerzo-deformación en acero y concreto en comportamiento elástico. Relación modular $\epsilon_c = \epsilon_s$ .....	19
Figura 6. Sección transformada.....	20
Figura 7. Curva esfuerzo-deformación en acero y concreto en comportamiento elástico. Relación modular $\epsilon_c = \epsilon_s$ .....	22
Figura 8. Sistema de varios grados de libertad.....	26
Figura 9. Espectros de respuesta elásticos. ....	28
.....	31
Figura 10. Esquema de Variables.....	31
Figura 11. Diseño de la investigación (etapas) .....	36
Figura 12. Planta Típica de edificio en análisis. ....	37
Figura 13. Mapa de amenaza sísmica en Honduras. ....	42
Figura 14. Logos de reducción de riesgo sísmico RESIS II.....	42
Figura 15. Verticalidad e identificación de columnas en estudio. ....	55
Figura 16. Vista 3D de edificio analizado con la Norma CHOC-08 y la norma ASCE-16.....	55
Figura 17. Planta Típica de modelo de edificio analizado con la Norma ASCE-16.....	56
Figura 18. Diagrama de momentos en Columnas, producto de las cargas con norma ASCE 7-16. ....	70
.....	70
Figura 19. Actualizaciones al CHOC-08.....	72
Figura 20. Factibilidad de actualización. ....	73
Figura 21. Diferencias del CHOC-08 y la norma ASCE-16.....	75
Figura 22. Ventajas de tener un código actualizado.....	77
Figura 23. Factores que han incidido para no contar con actualizaciones.....	79
Figura 24. Mapa de zonas sísmicas.....	88
Figura 25. Espectro Elástico Realizado.....	97
Figura 26. Relación de dimensiones para columnas. ....	100
Figura 27. Modelo 3D de geometría vertical de la estructura en análisis con la Norma CHOC-08 y la Norma ASCE-16. ....	112
Figura 28. Vista 3D de estructura para revisión de Discontinuidad en el plano de un elemento vertical.....	113
Figura 29. Diagrama de interacción de columna C1, Piso 10.....	117

Figura 30. Diagrama de interacción para columna C1 del piso 1. ....	118
Figura 31. Sección de columna. ....	118
Figura 32. Espectro de respuesta Norma ASCE-16. ....	133
Figura 33. Espectro de respuesta norma ASCE-16. ....	136
Figura 34. Diseño de columna con análisis según Norma ASCE-16. ....	145
Figura 35. Gráfico de presupuesto. ....	150

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 01. Matriz Metodológica. ....	29
Continuación Tabla 01. Matriz Metodológica. ....	30
Continuación Tabla 02. Operacionalización de variables. ....	33
Continuación Tabla 02. Operacionalización de variables. ....	34
Tabla 03. Aceleraciones del suelo producto del espectro elástico para suelo S1. ....	44
Continuación Tabla 03. Aceleraciones del suelo producto del espectro elástico para suelo S1. ...	45
Continuación Tabla 03. Aceleraciones del suelo producto del espectro elástico para suelo S1. ...	46
Tabla 04. Participación de masas y períodos. ....	46
Tabla 05. Cortantes dinámicos acumulados por piso. ....	47
Continuación Tabla 05. Cortantes dinámicos acumulados por piso. ....	48
Tabla 06. Cortantes Dinámicos distribuidos por piso. ....	48
Continuación Tabla 06. Cortantes dinámicos distribuidos por piso. ....	48
Tabla 07. Cortantes Escalados acumulados por piso. ....	49
Continuación Tabla 07. Cortantes escalados acumulados por piso. ....	50
Tabla 08. Cortantes escalados distribuidos por piso. ....	50
Continuación Tabla 08. Cortantes escalados distribuidos por piso. ....	51
Tabla 09. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 10. ....	52
Continuación Tabla 09. Esfuerzos Internos en columna C1, Piso 10. ....	53
Continuación Tabla 09. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 10. ....	53
Tabla 10. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 1. ....	53
Continuación Tabla 10. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 1. ....	54



Tabla 11. Resultado de Aceleraciones del suelo producto del espectro elástico Según Norma ASCE/SEI 7-16. ....	57
Continuación Tabla 11. Resultado de Aceleraciones del suelo producto del espectro elástico Según Norma ASCE/SEI 7-16. ....	58
Continuación Tabla 11. Resultado de Aceleraciones del suelo producto del espectro elástico según Norma ASCE/SEI 7-16. ....	59
Tabla 12. Participación de masas y períodos. ....	59
Continuación Tabla 12. Participación de masas y períodos. ....	60
Tabla 13. Cortantes dinámicos acumulados por piso. ....	60
Tabla 14. Resultado de Cortantes Dinámicos distribuidos por piso en sentido X. ....	64
Tabla 15. Resultado de Cortantes Dinámicos distribuidos por piso en sentido Y. ....	64
Tabla 16. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 10. ....	65
Continuación Tabla 16. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 10. ....	66
Tabla 17. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 1. ....	67
Continuación Tabla 17. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 1. ....	68
Tabla 18. Diferencias de Cortantes basales en sentido X. ....	68
Tabla 19. Diferencias de Cortantes basales en sentido Y. ....	68
Continuación Tabla 19. Diferencias de Cortantes Basales en sentido Y. ....	69
Tabla 20. Diferencias de Cortantes distribuidos por niveles en sentido X. ....	69
Tabla 21. Diferencias de Cortantes distribuidos por niveles en sentido Y. ....	69
Tabla 22. Implementación de actualizaciones al CHOC-08. ....	72
Tabla 23. Factibilidad de implementación de actualizaciones al CHOC-08. ....	73
Tabla 24. Diferencias del CHOC-08 y la Norma ASCE-16. ....	75
Tabla 25. Ventajas de la Actualización. ....	77
Tabla 26. Factores que han incidido para no contar con actualizaciones. ....	79
Tabla 27. Calculo de moda de pregunta 1. ....	80
Tabla 28. Calculo de moda de pregunta 2. ....	80
Tabla 29. Calculo de moda de pregunta 3. ....	81
Tabla 30. Calculo de moda de pregunta 4. ....	81
Tabla 31. Coeficiente del suelo S. ....	85
Tabla 32. Carga muerta y carga viva. ....	86

Tabla 33. Cargas consideradas.....	86
Tabla 34. Coeficientes $R_w$ para sistemas estructurales.....	89
Tabla 35. Consideraciones de análisis con espectro Elástico.....	89
Continuación Tabla 35. Consideraciones de análisis con espectro Elástico. ....	90
Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1. ....	90
Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1. ....	91
Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1. ....	92
Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1. ....	93
Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1. ....	94
Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1. ....	95
Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1. ....	96
Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1. ....	97
Tabla 37. Consideraciones de análisis con espectro Elástico.....	98
Tabla 38. Pre dimensionamiento.....	100
Tabla 39. Coeficientes Sísmicos. ....	101
Tabla 40. Localización de masas y Momentos .....	104
Tabla 41. Participación Modal de masas.....	104
Continuación Tabla 41. Participación Modal de Masas.....	105
Tabla 42. Escalamiento de Cortante.....	106
Tabla 43. Análisis estático por el método A. ....	108
Tabla 44. Comparación Estático versus Dinámico. ....	109
Continuación Tabla 42. Distribución de cortantes por nivel.....	110
Tabla 45. Irregularidades verticales. ....	110
Tabla 46. Irregularidades en planta .....	110
Tabla 47. Irregularidad de piso suave. ....	111
Tabla 48. Irregularidad de masa. ....	111
Tabla 49. Carga Concéntrica. ....	115
Tabla 50. Falla Balanceada. ....	115
Tabla 52. Zona de falla Frágil. ....	116
Tabla 53. Zona de falla Dúctil.....	116
Tabla 54. Cargas vivas según norma ASCE-7-16.....	120

Continuación Tabla 54. Cargas vivas según norma ASCE-7-16. ....	121
Continuación Tabla 54. Cargas vivas según norma ASCE-7-16. ....	122
Continuación Tabla 54. Cargas vivas según norma ASCE-7-16. ....	123
Continuación Tabla 54. Cargas vivas según norma ASCE-7-16. ....	124
Tabla 55. Clasificación de riesgo sísmico según estructura. ....	125
Tabla 56. Factores de Importancia. ....	125
Tabla 57. Coeficientes de Ductilidad. ....	126
Continuación Tabla 57. Coeficientes de Ductilidad. ....	127
Continuación Tabla 57. Coeficientes de Ductilidad. ....	128
Tabla 58. Clasificación de suelo según Norma ASCE-16 .....	129
Tabla 59. Tabla para el cálculo de $F_a$ . ....	130
Tabla 60. Tabla para el cálculo de $F_v$ .....	130
Tabla 61. Datos de entrada para cálculo de espectro. ....	133
Tabla 62. Cálculos de coeficientes de sitio. ....	134
Tabla 63. Aceleraciones de espectro de respuesta con norma ASCE-16. ....	134
Continuación de tabla 63. Aceleraciones de espectro de respuesta con norma ASCE-16. ....	135
Tabla 64. Parámetros de diseño para norma ASCE-16. ....	137
Tabla 65. Detalles de columna .....	142
Tabla 66. Propiedades de Sección. ....	142
Tabla 67. Propiedades de materiales. ....	142
Tabla 68. Parametros de Diseño. ....	142
Tabla 69. Refuerzo Longitudinal de columna. ....	142
Tabla 70. Esfuerzo de Diseño para columna. ....	143
Tabla 71. Esfuerzos de diseño Por cortante. ....	143
Tabla 72. Refuerzo por cortante. ....	143
Tabla 73. Detalles de columna .....	144
Tabla 74. Propiedades de Sección. ....	144
Tabla 75. Propiedades de materiales. ....	144
Tabla 76. Parámetros de Diseño. ....	144
Tabla 77. Refuerzo Longitudinal de columna. ....	144
Tabla 78. Esfuerzo de Diseño para columna. ....	144

Tabla 79. Esfuerzos de diseño Por cortante. ....	145
Tabla 80. Refuerzo por cortante. ....	145
Tabla 81. Presupuesto General. ....	148
Continuación Tabla 81. Presupuesto General. ....	149
Continuación Tabla 81. Presupuesto General. ....	150
Tabla 82. Cronograma. ....	151
Tabla 83. Concordancia de los segmentos de la tesis con la propuesta .....	156
Continuación Tabla 83. Concordancia de los segmentos de la tesis con la propuesta. ....	157
Continuación Tabla 83. Concordancia de los segmentos de la tesis con la propuesta. ....	158

## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Ecuación de movimiento para un grado de libertad. ....	27
Ecuación 2. Matriz modal Normalizada. ....	27
Ecuación 3. Cortante de diseño en la base .....	40
Ecuación 4. Fuerza Lateral estática Equivalente .....	61
Ecuación 5. Máximo Cortante basal Inelástico. ....	62
Ecuación 6. Máximo Cortante basal Inelástico. ....	63
Ecuación 7. Cortante de diseño en la base. ....	102
Ecuación 8. Coeficiente C. ....	102
Ecuación 9. Distribución vertical de la fuerza cortante en la base. ....	103
Ecuación 10. Resistencia de diseño. ....	114
Ecuación 11. Resistencia ultima de columnas de concreto. ....	114
Ecuación 12. Parámetro de aceleración para tiempos s. ....	131
Ecuación 13. Parámetro de aceleración para 1 s. ....	131
Ecuación 14. Aceleración espectral pico. ....	131
Ecuación 15. Aceleración espectral para tiempo inicial. ....	132
Ecuación 16. Tiempo para pico de aceleración. ....	132
Ecuación 17. Tiempo final de aceleración pico. ....	132

# CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

En este capítulo se describen, delimitan y plantean los aspectos generales que dan cuerpo a la investigación.

## 1.1. Introducción

El presente documento tiene como propósito exponer un estudio sobre la capacidad sísmica de las columnas de concreto reforzado en marcos sometidos a flexión y carga axial; las fuerzas sísmicas que actúan sobre las estructuras generan esfuerzos internos que demandan de la estructura cierta resistencia de diseño para la puesta en servicio; en nuestro país los elementos sismo resistentes como las columnas se diseñan bajo los criterios y requerimientos de cargas establecidos en el código hondureño de la construcción CHOC-08; el cual, es una normativa que toma como referencia otros códigos de construcción como ASCE-96, por lo que es importante mencionar que con el paso de los años las diferentes normas se modifican, actualizan y reforman en los diferentes criterios de análisis y diseño con la finalidad de volver más eficientes las diferentes estructuras sismo resistentes, como es el caso de las columnas de concreto reforzado; debido a esto es necesario que nuestra norma de construcción se actualice y se reforme en cuanto a los criterios utilizados para el análisis y diseño sísmico.

Es importante mencionar que el objetivo principal de este proyecto es poder llevar a cabo una comparación entre la respuesta y capacidad sísmica de las columnas de concreto reforzados utilizando la norma CHOC-08 y la norma ASCE/SEI 7-16; misma que sirvió de base para la estructuración del CHOC-08, tomándose como referencia la del año 1996; es imperativo mencionar que para la comparación de la capacidad sísmica de las columnas de concreto reforzado se utilizará

la edición más actual de la normativa ASCE del año 2016; para de esta manera establecer las reformas necesarias a tomar en consideración por nuestro código de construcción.

## **1.2. Antecedentes del problema**

El diseño de estructuras sismo resistentes con el paso del tiempo ha representado una necesidad de mejora debido a la actividad sísmica, lo que ha generado que se implementen nuevos y mejores criterios de diseño, todo con la finalidad de poder asegurar que se construyan edificaciones que sean seguras y a su vez que tengan la capacidad de resistir movimientos sísmicos; nuestro país no es la excepción, en el año 2008 el rubro de la construcción se vio ante la necesidad de un código de la construcción que sirviera de base para el análisis y diseño de estructuras con riesgo sísmico moderado, así como los requerimientos mínimos para las diferentes obras civiles.

Es importante mencionar que nuestra normativa utiliza diferentes códigos como referencia, un aspecto que es válido, debido a que en nuestro país no existían estudios que permitieran determinar desde criterios de cargas mínimas hasta disposiciones de diseño, el origen de este estudio tiene como base el hecho de que todos los códigos que han sido tomados como referencia en nuestro código han sufrido un sin número de actualizaciones, desde los requerimientos de cargas mínimas hasta los criterios de diseño, por lo que existe una necesidad de poder actualizar nuestro código de construcción para poder estar a la vanguardia de los países desarrollados, así como asegurar que nuestras estructuras sean lo económicas posibles y seguras; y ante la carencia de estudios y registros que ayuden a tener consideraciones válidas para las reformas de nuestra norma. Se pretende aportar con un análisis que permita comparar el CHOC-08 con el código ASCE/SEI 7-16 en cuanto a disposiciones sísmicas de columnas de concreto reforzado en marcos rígidos.

Según el Diario La Gaceta (2010):

Nuestro país se encuentra ubicado geográficamente en zonas susceptibles a desastres naturales, siendo necesario que se emitan normas de construcción apropiadas, con la finalidad de reducir la vulnerabilidad ante los desastres naturales, reducir riesgos, pérdidas de vidas humanas y materiales; En lo referido a normas se debe regular aspectos como las cargas para tener edificaciones seguras y confiables.

### **1.3. Definición del problema**

#### **1.3.1. Enunciado del problema**

En la actualidad se establecen requisitos básicos de diseño sísmico determinados por el código Hondureño de la construcción, los cuales han marcado un referente en la toma de decisiones de los proyectistas estructurales de nuestro país; pero vivimos en un mundo de procesos innovadores de cambio a los cuales día a día tenemos que adaptarnos y formar parte de ellos, por lo que en relación a esta premisa en cuanto al CHOC-08 para el análisis y diseño sísmico de columnas de concreto reforzado y marcos sometidos a flexión y carga axial, se observa un evidente desfase ya que todos los criterios de análisis y diseño se realizaron en base a la norma ASCE-96 y el ACI-95 y dos décadas exactamente después se ve la evidente necesidad de trabajar con una norma de diseño que nos establezca parámetros, factores y combinaciones de carga y otros; eficientes, determinantes y competentes a la hora de diseñar los elementos verticales en sistemas estructurales de marcos rígidos.

#### **1.3.2. Planteamiento del problema**

Limitada actualización del código hondureño de la construcción para el análisis y diseño sísmico de columnas de concreto reforzado en regiones de riesgo sísmico moderado.

¿Qué tan factible sería la actualización total del CHOC-08 para el análisis y diseño sísmico de columnas de concreto reforzado en regiones de riesgo sísmico moderado?

### **1.3.3. Preguntas de investigación**

- 1. ¿Cuál sería la mejor alternativa para realizar actualizaciones del CHOC-08 respecto a las disposiciones especiales de diseño sísmico para columnas de concreto reforzado?**
2. ¿Qué factores han influido para que no se haya actualizado hasta la fecha y que entes potencian la actualización del mismo?
3. ¿Cuál es la ventaja de contar con un Código hondureño de la Construcción actualizado?
4. ¿Qué diferencia existe entre las disposiciones de análisis y diseño de las columnas de concreto con la norma CHOC-08 y las disposiciones de la norma ASCE/SEI 7-16?

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivo General**

Facilitar la actualización del CHOC-08 utilizando las consideraciones que establece la norma ASCE/SEI 7-16, comparándolas con nuestra norma; mediante un plan de actualización para las disposiciones de análisis y diseño sísmico de columnas de concreto, que permita definir las modificaciones óptimas a tomar en cuenta.

### **1.4.2. Objetivos Específicos**

- Identificar las posibles alternativas para la actualización del Código Hondureño de la Construcción en cuanto a las disposiciones de diseño sísmico de columnas de concreto reforzado.
- Analizar los factores que han limitado las posibles actualizaciones y analizar lo entes que potencian la actualización del CHOC-08.



- Sugerir las consideraciones a tomar en cuenta para las disposiciones especiales del análisis y diseño sísmico de columnas de concreto reforzado con la finalidad de contar las ventajas de un Código hondureño de la construcción actualizado.
- Proponer un plan de actualización para el CHOC-08 en cuanto a las disposiciones para el análisis y diseño de columnas de concreto reforzado en marcos rígidos sujetos a flexión y carga axial en regiones de riesgo sísmico moderado.

### **1.5. Justificación**

En los últimos años ha habido un auge determinante en el rubro de la construcción por lo que se ha visto la necesidad de implementar la utilización de una norma general que rijan todos los requisitos de análisis y diseño constructivos que se adapte a nuestras necesidades. Por lo que el Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras representada por una comisión técnica estructuro una norma técnica denominada “Código Hondureño de la Construcción” CHOC-08.

El diario La Gaceta (2010) afirma que:

El colegio de ingenieros civiles de Honduras desde hace varios años conformo una comisión técnica con el objetivo de elaborar el “CÓDIGO HONDUREÑO DE LA CONSTRUCCIÓN” a fin de mejorar el diseño y construcción de las edificaciones en general mediante la uniformidad de normas y de cumplimiento imperativo (...) siendo necesaria su permanente actualización conforme el avance de la ciencia, de la técnica y de los materiales.

Por lo que se considera conveniente llevar a cabo una serie de mejoras, ya que su publicación en el año 2010, se realizó en base a normas vigentes veinte años atrás y que a partir de la publicación del CHOC-08 han transcurrido diez años. Debido a esto como próximos ingenieros estructurales consideramos necesario enmarcar nuestra investigación en este sentido.

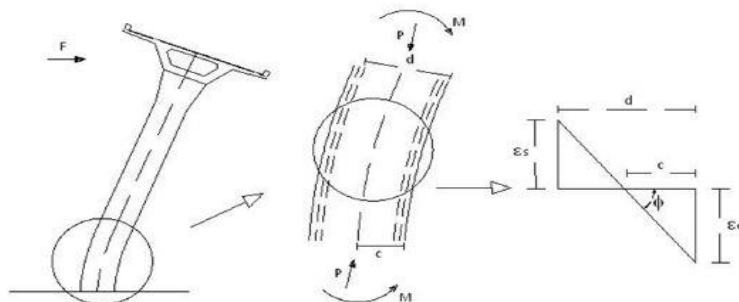
El diario La Gaceta (2010) afirma que:

El colegio de ingenieros civiles de Honduras, el colegio de Arquitectos de Honduras y el colegio de Ingenieros Mecánicos Eléctricos y Químicos de Honduras, cada uno dentro de su área de responsabilidad, tienen la responsabilidad de la revisión, reacción, actualización, elaboración y comercialización de las normas técnicas contenidas en el Código Hondureño de la Construcción.

Las columnas dentro de un sistema estructural son los elementos encargados de transmitir las cargas verticales a la cimentación, debido a la capacidad resistente a la compresión del concreto, las columnas cuentan con la gran capacidad de resistir esfuerzos internos producto de las cargas gravitacionales; de igual manera las columnas tienen la responsabilidad de resistir cargas laterales producto de eventos naturales como sismo, viento, etc., por lo que conocer la capacidad sísmica de las columnas representa un aspecto importante dentro del análisis y diseño estructural, es por esto que revisar la capacidad estructural con las disposiciones del CHOC-08 y compararlas con las de la norma ASCE/SEI 7-16, nos servirá como base para determinar las posibles actualizaciones que se podrán implementar.

Ospina, Urrego, & Botero, (2013) mencionan:

En el diseño sismo resistente es importante conocer la rigidez lateral de los elementos estructurales haciéndose necesario encontrar la forma de determinar los desplazamientos basados en las curvaturas de las secciones de los elementos, es decir obteniendo el detalle de las deformaciones de los materiales con el incremento de la carga y de allí encontrar su rigidez lateral.



**Figura 1. Deformación de una columna sometida a flexo-compresión.**

Fuente: Ospina, Urrego, & Botero (2013)

## **CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO**

En este capítulo se expone el respaldo del tema de estudio a través de las fuentes bibliográficas consultadas y su sustento son las citas.

Se logra apreciar una percepción amplia de las diferentes situaciones del contexto, así como de manera general se engloban las teorías y metodologías que dan base a la investigación; según la perspectiva de los diferentes autores en relación al tema. En los diferentes contextos las normas sísmicas mantienen los mismos requerimientos de análisis y diseño y mantienen una tendencia de reducida aplicación de reformas. Las teorías utilizadas en la investigación nos sirven para explicar la realidad que sufren las estructuras, así como tener una referencia sobre la diferencia de una respecto a la otra; donde la teoría elástica nos plantea la linealidad de las deformaciones en donde los elementos deben mantenerse en el rango elástico; y la teoría plástica o de rotura es cuando la estructura es esforzada hasta alcanzar su máxima deformación por medio de mayoración de cargas.

### **2.1. Análisis de la Situación Actual**

#### **2.1.1. Análisis del Macro Entorno**

Según Díaz (2003):

Durante los últimos 20 años, se han producido una cantidad considerable de trabajos experimentales relacionados con el comportamiento inelástico de miembros prismáticos cargados axialmente bajo flexión cíclica. Los elementos ensayados, generalmente son representativos de columnas diseñadas y detalladas, de acuerdo con las actuales provisiones de los códigos de diseño sismo resistente, es decir: 1) el refuerzo longitudinal de los elementos, está distribuido simétricamente alrededor de la sección transversal, 2) la cuantía de acero longitudinal no es muy alta, 3) los estribos son cerrados y con una distancia de separación pequeña, proporcionando de esta forma un buen confinamiento, 4) el acero es dúctil y cuenta con una plataforma de cadencia grande y bien definida y 5) el valor de la fuerza de compresión normalizada.

Según Díaz (2003):

El comportamiento de los miembros de hormigón armado cargados axialmente bajo historias de momento de flexión biaxial es muy importante, no sólo porque la respuesta de las columnas de los pórticos de hormigón armado frente a acciones laterales es generalmente tridimensional, sino principalmente porque el efecto biaxial de la carga de momento cíclico produce una reducción de la capacidad de las columnas e incrementa el deterioro de su rigidez y resistencia con los ciclos. Al mismo tiempo, el carácter tridimensional de la respuesta de las estructuras aporticadas ante movimientos sísmicos, no induce un efecto de deterioro similar en las vigas. Así, el efecto biaxial de los momentos en las columnas y la tridimensionalidad de la respuesta trabaja para satisfacer el requerimiento de los actuales códigos de diseño, que consiste en evitar el colapso de las estructuras aporticadas bajo acciones laterales cíclicas, concentrando la inelasticidad y el daño en las vigas en vez de las columnas.

Según Díaz (2003):

El comportamiento sísmico de las estructuras aporticadas de hormigón armado, depende principalmente de su ductilidad. La distribución del refuerzo longitudinal y transversal y el confinamiento en los elementos del sistema estructural, influyen considerablemente en la forma de los ciclos histéricos.

Según Alba & Ramírez (2002):

La experiencia en sismos pasados indica que la mayor parte de la energía sísmica es disipada por los elementos estructurales en su etapa de comportamiento inelástico, lo cual está relacionado con la demanda de capacidad de deformación de los elementos estructurales y no estructurales. Por otro lado, se ha visto que, por medio del uso de estribos, poco espaciados, se puede dar mayor capacidad de deformación a los elementos de concreto.

ONE TOUCH EMB CONSTRUCCION cita a Figueroa (2015) donde menciona:

La importancia de contar con normas actualizadas radica principalmente en que permite mantener los estándares óptimos que aseguren la calidad y seguridad de la construcción, acordes con los avances de la técnica y la tecnología, de forma de hacer cada uno de los procesos más eficientes en relación a los productos esperados.

El financiero (2017) menciona que:

El jefe de Gobierno de la Ciudad de México dijo que en los próximos días publicarán en la Gaceta Oficial nuevas normas que actualizarán el reglamento de construcción de la Ciudad de México, Estas incluyen cimentación, mecánica de suelos, concreto y las normas técnicas complementarias para diseño por sismo. Es un paquete que se ha venido actualizando y que lleva más de seis años trabajando en él y que ahora, en este 2017, será publicado. Esta será la actualización última y más completa en materia de construcción en la capital.

Pérez & Págola citan a Rivera M. (2017) donde mencionan:

De acuerdo con el ingeniero Marcial Rivera, del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA) de Costa Rica, aunque sin duda los elementos técnicos, ecuaciones y materiales son de gran importancia, el punto fundamental para un buen código sísmico es que se adapte a las técnicas de construcción que se usan en cada país.

Según Rivera M. (2017):

El hecho que alguien exija más varilla o que exija un concreto más resistente no es lo único que hace que un código sísmico sea eficiente. Una de las cosas que en Costa Rica ha hecho que el código sísmico sea muy eficiente es que tiene un capítulo de diseño simplificado para viviendas.

“Fuera de Costa Rica, el resto de América Central no tiene una normativa tan preparada para enfrentar sismos. Todos los países tienen códigos de construcción antisísmica, sin embargo, para algunos casos no están actualizados” (Pérez Damasco & Págola, 2017).

Según Trejos (2017):

En la mayoría de los países existe un código sísmico. Sin embargo, requieren ser actualizados. América Central, debido a su ubicación geográfica en el Cinturón de Fuego del Pacífico, es una de las zonas con mayor sismicidad del planeta. A pesar de esto, no hace muchas décadas los países cuentan con normativas que estipulen las pautas a seguir en la construcción de edificaciones, con el fin de mitigar los daños. En **Costa Rica**, desde 1974 existe el **Código Sísmico de Costa Rica**. La **Comisión Permanente del Código Sísmico**, ha sido la encargada, por más de 30 años, de velar por su constante actualización. En el caso de **El Salvador**, el código denominado **“Regulaciones para la Seguridad Estructural de Construcciones”**, es el responsable de definir la normativa en cuanto a diseño por sismo, por viento, diseño y construcción de mampostería, acero

madera, entre otros. Sin embargo, la última revisión se hizo en 1994, por lo cual ya son **22 años sin que el código se haya actualizado.**

Según Trejos (2017):

Para **Guatemala, no existe actualmente un código sísmico** para las construcciones. Sin embargo, doce entidades privadas y públicas se encuentran realizando un plan que reúna todas las normas necesarias para la construcción antisísmica, y así presentarlo al Congreso de la República de Guatemala, para su aprobación. **Nicaragua** ha tenido tres reglamentos nacionales de la construcción, en 1973, 1983 y **la última versión en el 2007**. Dentro de estos se aborda la normativa a seguir por parte de las constructoras para mitigar los daños sísmicos. Este año, el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI), trabaja en una **nueva actualización.**

Según Nilson (1999):

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre aquél durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente. Es lógico, por tanto, dimensionar los elementos, es decir, seleccionar las dimensiones del concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, utilizando cargas considerablemente mayores que las cargas que se espera que actúen en la realidad durante el servicio.

### **2.1.2. Análisis del Micro Entorno**

En la actualidad Honduras, ha tenido un notable auge en la construcción de edificaciones verticales, logrando poner la mirada en la utilización de normas eficientes de construcción que mantengan la estabilidad y sobretodo la capacidad de salvar vidas en momentos de desastres.

Todas estas obras son inversiones privadas, y en su mayoría capitales nacionales, que están dinamizando el sector construcción y la economía hondureña. Es una tendencia que crece en Honduras y que pone al país al nivel de sus pares regionales en este tipo de construcciones. (La Prensa, 2017)

La Cámara Hondureña de la Industria de la Construcción (2005) afirma que:

La Cámara Hondureña de la Industria de la Construcción laborara por el cumplimiento de lo siguientes fines: Gestionar ante el gobierno, los cambios o reformas que requieran las leyes para la protección de la industria de la construcción; la emisión de otras nuevas tendentes al mismo fin y proporcionar la unificación de leyes de carácter internacional.

Pérez Damasco & Págola (2017) mencionan:

**El Salvador** tiene su código “Regulaciones para la Seguridad Estructural de Construcciones”, pero **su última revisión se hizo en 1994**. Lleva 22 años sin ser actualizado. **En Honduras** existe el Código de Construcción de Ingenieros Civiles y el modelo de amenaza sísmica basado en estudios de 1974. Se advierten actualizaciones en el 2009, pero se entiende que está obsoleto e incompleto.

Mencionar que se puede concluir con base en las citas que en su mayoría la resistencia de la columnas de concreto en marcos rígidos, dependen mayormente de su ductilidad, del refuerzo longitudinal y transversal que se utilice; habitualmente las estructuras se diseñan para que tengan la capacidad de resistir esfuerzos productos de las cargas externas que actúan sobre las mismas, como es el caso de los movimientos sísmicos; en un sistema estructural tipo marco rígido, los elementos encargados de resistir y disipar las cargas sísmicas son las columnas de concreto; por lo que el propósito principal de este trabajo fue determinar la capacidad sísmica de las columnas de concreto reforzado en marcos rígidos sometidos a flexión y cargas axiales, utilizando los criterios de diseño que exige nuestro código de la construcción el CHOC-08 y compararlos con los resultados que obtuvimos haciendo un análisis del mismo modo utilizando los criterios de análisis y diseño que exige la norma ASCE/SEI 7-16; esto con la finalidad de poder determinar las modificaciones y actualizaciones que pudieren ser consideradas, puesto que como se expone en este segmento contar con una norma actualizada permite contar con estándares óptimos que aseguren la calidad y seguridad de las construcciones.

### 2.1.3. Análisis Interno

Se aprecia que actualmente existen mayores requerimientos para el diseño y construcción de diferentes estructuras, y puesto que en la actualidad las ciudades de mayor crecimiento estructural están ubicadas en zonas de riesgo sísmico; es muy importante contar con una normativa actualizada que garantice la seguridad y calidad de las obras civiles.

La Norma de Actualización de la zonificación y normas de fraccionamiento, Obras y uso de suelo en el Distrito Central (2014) afirma que:

**NORMAS ESTRUCTURALES EN OBRAS.** Todo plano, diseño, construcción, equipamiento e instalaciones de edificaciones de cuatro o más pisos o edificios que se conciban con marcos estructurales, debe incluir obligatoriamente las medidas de seguridad sismo resistente que se adapten al proyecto; tomando en cuenta las condiciones del suelo y el sistema constructivo a utilizar.

Diario El Herald (2018) menciona que:

En Tegucigalpa, la mayoría son inmuebles que dispondrán de más de 14 niveles y debido a regulaciones del **Código de la Construcción**, todo edificio con más de cuatro niveles debe seguir normas de prevención ante movimientos telúricos y poseer elevadores. Esta medida en el diseño estructural aumenta en un promedio del 10% el presupuesto de la obra, pero garantiza estabilidad a futuro. También los realizadores de los proyectos deben comprobar que el edificio estará construido en zonas con estabilidad geológica y que garantice el suministro de servicios básicos.

“Un edificio con modalidad vertical puede mejorar la plusvalía de una zona de manera considerable, porque son atractivos y mejoran el entorno del sector” (Rivera M. , 2017).

Según Larios (2018):

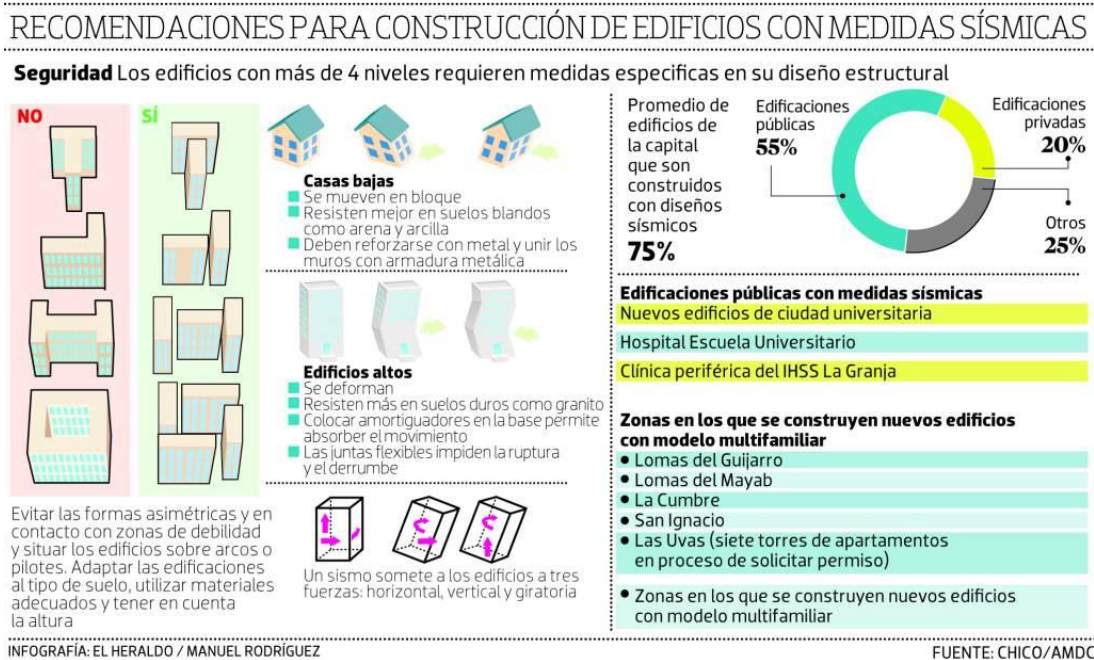
Tegucigalpa apunta a convertirse en una ciudad de infraestructura con tendencia vertical, pues considera que las mismas personas que han estado fuera de nuestro país y vuelven, observan que Tegucigalpa va en aumento debido a la mayor cantidad de edificios visibles.



“En los últimos seis meses las autoridades locales han negado el permiso de construcción de diez edificios que presentan irregularidades estructurales y en el terreno en el que serán construidos” (Reneau, 2018).

La Norma de Actualización de la zonificación y normas de fraccionamiento, Obras y uso de suelo en el Distrito Central (2014) afirma que:

**CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.** En el cálculo estructural y en la construcción del proyecto de obra deberán tomarse en cuenta las características estructurales de los materiales de construcción a utilizar, los cuales deberán cumplir con los códigos y normas nacionales o internacionales adoptados para el efecto en el medio, indicando en los planos estructurales, en la memoria de cálculo o en las especificaciones técnicas del proyecto, lo relativo a dichas características.



**Figura 2. Recomendaciones para construcción de edificios con medidas sísmicas.**

Fuente: (CHICO, 2018)

## 2.2. Teorías

### 2.2.1. Teorías de Sustento

#### TEORÍA PLÁSTICA

Barranco, (2015) menciona:

El cálculo plástico surge a consecuencia de los resultados obtenidos de sucesivos ensayos empíricos realizados para comprobar los cálculos matemáticos. Tras 200 años olvidando el comportamiento real de las estructuras, los experimentos llevados a cabo por G. Kazinczy en 1914 abrieron el nuevo camino del cálculo estructural. En estos experimentos se apreció la notable diferencia entre los resultados arrojados por el cálculo elástico y lo que sucedía en la práctica.

Perez J. C., (2008) menciona:

El análisis no lineal (análisis plástico) de las estructuras comenzó a aplicarse a principio de la década de 1960 y ha tenido una evolución que ha avanzado conforme han ocurrido avances tecnológicos en los ordenadores. Curiosamente, el motivo de los primeros análisis era el de obtener los valores de los factores de reducción de respuesta, que permitiesen validar los valores propuestos sobre la base de la opinión de expertos en la materia.

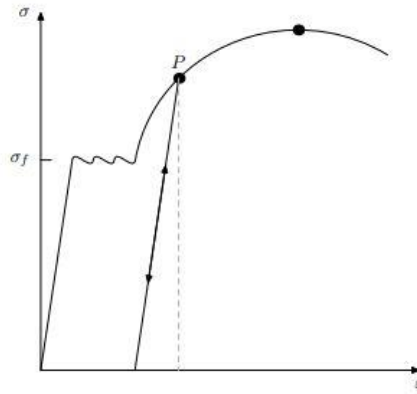
Según Silverio, Civilgeeks (2011):

El diseño según la teoría plástica se conoce como diseño a la rotura, debido a que la característica más obvia de este diseño es que se plantea que el hormigón se encuentra en estado plástico en el punto de rotura. Debido a esto el concreto no trabaja a tensión y es el acero el que recibe en todos los casos toda la tensión. Esta teoría pauta la deformación unitaria máxima a la rotura del hormigón como 0.003, con una curva de esfuerzo irregular la cual se traduce a un bloque de esfuerzo rectangular con un área equivalente.

Olleros (2016) menciona:

Una característica de los materiales reales es su resistencia limitada. Esta propiedad fundamental, que hace entre otras cosas que las piezas y estructuras se rompan, no se contempla en la respuesta elástica. El primer rasgo importante de las teorías de plasticidad es que incorporan un límite a la capacidad resistente del material y lo codifican matemáticamente. Un segundo rasgo propio de la plasticidad es la caracterización de la respuesta irreversible, que se observa sobre todo en los materiales dúctiles. En estos tipos de materiales se aprecia claramente que cuando se supera un cierto estado de carga las deformaciones que se producen posteriormente no se recuperan, a pesar

de que se retiren las solicitaciones. Este fenómeno, conocido como fluencia, es clave para diseñar, pero también para poder valorar la seguridad de estructuras.



**Figura 3. Curva esfuerzo-deformación de un material dúctil.**

Fuente: Olleros (2016)

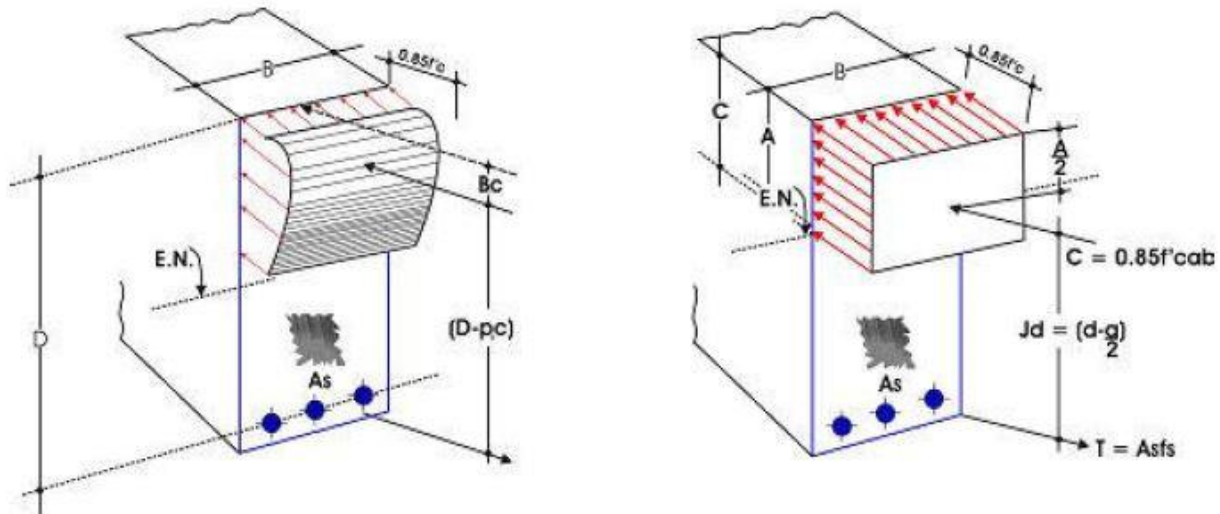
En cuanto a las Parámetros para el diseño Elastoplástico, Pérez A. C. (2008) menciona:

#### **HIPÓTESIS DEL DISEÑO PLÁSTICO.**

- Las deformaciones unitarias en el concreto se supondrán directamente proporcionales a su distancia del eje neutro. Excepto en los anclajes, la deformación unitaria de la varilla de refuerzo se supondrá igual a la deformación unitaria del concreto en el mismo punto.
- La deformación unitaria máxima en la fibra de compresión extrema se supondrá igual a 0.003 en la ruptura.
- Se desprecia la tensión en el concreto en secciones sujetas a flexión.
- En la ruptura, los esfuerzos en el concreto no son proporcionales a las deformaciones unitarias.

Según Pérez A. C. (2008):

En la ruptura se puede suponer un esfuerzo de  $0.85 f'c$ , uniformemente distribuido sobre una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta, paralela al eje neutro y localizada a una distancia  $a = \beta_1 c$  a partir de la fibra de máxima deformación unitaria en compresión y el eje neutro, se medirá perpendicularmente a dicho eje. El coeficiente “ $\beta_1$ ” se tomará como 0.85 para esfuerzos  $f'c$  hasta de  $280 \text{ kg/cm}^2$  y se reducirá continuamente en una proporción de 0.05 por cada  $70 \text{ kg/cm}^2$  de esfuerzo en exceso de los  $280 \text{ kg/cm}^2$ .



**Figura 4. Cuña de esfuerzos equivalentes para el cálculo de momentos resistentes en una viga bajo criterio de teoría plástica.**

Fuente: Pérez A. C. (2008)

“Las características principales de la respuesta plástica, la existencia de un límite en la respuesta mecánica y la aparición de fenómenos. Irreversibles” Olleros (2016).

Pérez J. C., (2008) menciona:

Las estructuras deben ser dimensionadas, para que la cadencia se presente en las zonas con capacidad de soportar deformaciones inelásticas, sin que se produzca un mecanismo de colapso parcial o total. En el caso de las estructuras aporticadas de hormigón armado, existe una filosofía de diseño, que se fundamenta en el siguiente principio: viga débil - columna fuerte.

Según Nilson, (1999):

El método de diseño a la resistencia más moderno, se puede ajustar los factores individuales de carga para representar grados diferentes de incertidumbre para los diversos tipos de carga. También pueden ajustarse los factores de reducción de resistencia a la precisión con la cual se calculan los diferentes tipos de resistencias (flexión, cortante, torsión, etc.) y la resistencia misma en cada caso se calcula considerando explícitamente la acción inelástica.

Olleros, (2016) menciona:

La teoría de la plasticidad se origina con los estudios de Tresca en 1864 en los cuales describe que ciertos materiales fluyen cuando se someten a cargas suficientemente altas y que la deformación que alcanzan permanece, incluso cuando las cargas se retiran. La primera teoría elastoplástica

completa la presenta Prandtl en 1924 para problemas bidimensionales y es Reuss quien la extiende a problemas tridimensionales en 1930.

“El enfoque para la seguridad estructural es el que se usa en el diseño por resistencia, en el cual se considera la incertidumbre. Las cargas de trabajo se multiplican por ciertos factores de carga que son mayores que uno” (McCormac & Brown, 2011,p. 65).

Desde 1963 el método del diseño por resistencia última ha ganado rápidamente mucha popularidad, debido a que: 1) usa un enfoque más racional que el método de diseño de esfuerzos de trabajo (WSD); 2) usa una consideración más realista del concepto de seguridad y 3) conduce a diseños más económicos. En este método (llamado actualmente *diseño por resistencia*). (McCormac & Brown, 2011,p. 63)

La teoría plástica del diseño estructural permite en otras palabras aprovechar al máximo la capacidad de los elementos estructurales, puesto que como se aprecia en las citas este tipo de diseños además de tener un enfoque para la seguridad, conduce consecuentemente a poder contar con diseños mucho más económicos; esto se debe en gran parte debido a que se desprecia la resistencia a la tracción del concreto, lo que genera que todos los esfuerzos a flexión sean resistidos principalmente por el área de acero que se proporcionen en las secciones transversales aprovechando al máximo la capacidad a tensión de este material.

## **TEORÍA ELÁSTICA**

Teoría de diseño basada en el concepto de la linealidad de los materiales, así como la compatibilidad de las deformaciones, esta teoría se utiliza más para diseños de elementos pre esforzado y algunos especiales, por lo que nos **enfocamos en el diseño bajo la teoría plástica**, pero siempre es importante conocer esta teoría debido a que representa uno de los pilares de la ingeniería estructural.

Según Silverio, Civilgeeks (2011):

Básicamente se plantea una linealidad entre las deformaciones máximas a compresión y las máximas a tensión, y de aquí en adelante se utilizan leyes de triángulos básicas y varios artilugios matemáticos para obtener las fórmulas de análisis y diseño según la teoría elástica.

Según Gonzalez M. L. (2012):

Los elementos mecánicos producidos en los distintos elementos por las solicitaciones de servicio o de trabajo se calculan por medio de un análisis elástico. Se determinan después los esfuerzos en las distintas secciones debido a los elementos mecánicos, por métodos también basados en hipótesis elásticas. Los esfuerzos de trabajo así calculados, deben mantenerse por debajo de ciertos esfuerzos permisibles que se consideran aceptables, el método es razonable en estructuras de materiales con un comportamiento esencialmente elástico.

Según Nilson (1999):

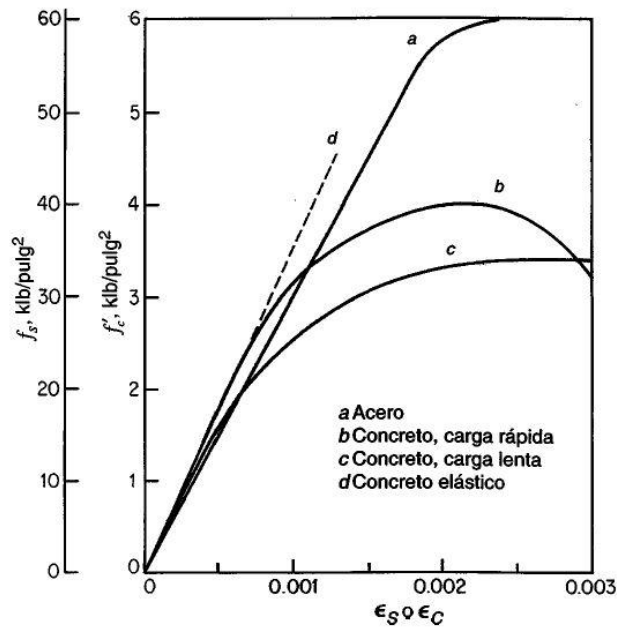
El concreto en un elemento estructural alcanza su resistencia máxima y su falla subsecuente para un nivel de esfuerzos y deformaciones muy por encima del rango elástico de manera similar, el acero en un elemento cercano o en la falla estará esforzado más allá del dominio elástico hasta y aún por encima de la zona de fluencia. Consecuentemente, la resistencia nominal de un elemento debe calcularse con base en el comportamiento inelástico de los materiales que lo conforman, como alternativa al método de diseño a la resistencia, los elementos pueden dimensionarse algunas veces de manera que los esfuerzos en el acero y en el concreto resultante de cargas normales de servicio, estén dentro de unos límites especificados. Estos límites, conocidos como *esfuerzos admisibles*, son apenas fracciones de los esfuerzos de falla de los materiales.

Nilson (1999) menciona:

El concreto responde de forma razonablemente elástica para esfuerzos de compresión que no excedan la mitad de su resistencia, mientras que el acero permanece elástico prácticamente hasta su esfuerzo de fluencia. De esta manera, los elementos pueden diseñarse con base en métodos elásticos siempre y cuando los esfuerzos para las cargas de servicio permanezcan por debajo de estos límites. Si los elementos se dimensionan con base en dichas cargas de servicio, el margen de seguridad necesario se logra estipulando esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio que sean fracciones apropiadamente pequeñas de la resistencia a la compresión del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. Esta metodología de diseño se conoce como *diseño para cargas de servicio*.

Nilson (1999) menciona:

Se establecen valores para los esfuerzos admisibles, que para el concreto son de aproximadamente la mitad de su resistencia a la compresión y para el acero, la mitad de su esfuerzo de fluencia. En el método más antiguo de diseño para cargas de servicio, todos los tipos de carga se tratan de la misma manera sin importar qué tan diferentes sean su variabilidad individual y su incertidumbre. Así mismo, los esfuerzos se calculan con base en métodos elásticos, cuando en la realidad la resistencia de un elemento depende del comportamiento esfuerzo-deformación en el rango inelástico cercano y en la falla. Por esta razón, el método de diseño para cargas de servicio no permite una evaluación explícita del margen de seguridad.



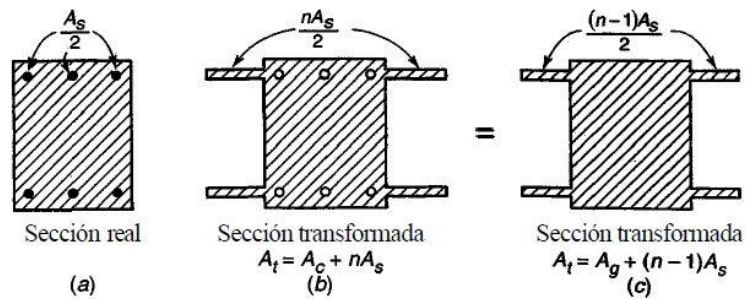
**Figura 5. Curva esfuerzo-deformación en acero y concreto en comportamiento elástico. Relación modular  $\xi\zeta = \xi_s$ .**

Fuente: Nilson (1999)

McCormac & Brown, (2011) mencionan:

Desde principios del siglo XX hasta los primeros años de la década de 1960, casi todo el diseño de estructuras de concreto reforzado en Estados Unidos se hizo aplicando el método de diseño de esfuerzos de trabajo (llamado también *diseño por esfuerzos permisibles* o *diseño lineal*). En este método, frecuentemente llamado WSD (*Working Stress Design*), se calculan primero las cargas muertas y vivas, llamadas *cargas de trabajo* o *cargas de servicio*, que han de ser soportadas. Luego se determina el tamaño de los miembros de la estructura, de manera que los esfuerzos calculados

por medio del método de la sección transformada no excedan de ciertos valores límites o permisibles. (p. 63)



**Figura 6. Sección transformada.**

Fuente: Nilson (1999)

McCormac & Brown, (2011) mencionan:

Es conveniente que se esté familiarizado con el método de diseño de esfuerzos de trabajo, por las siguientes razones:

1. Algunos proyectistas usan el método de diseño de esfuerzos de trabajo (WSD) para diseñar estructuras que contienen líquidos (como tanques de agua y diversas estructuras sanitarias). Cuando estas estructuras se diseñan por WSD, los esfuerzos se mantienen a niveles bastante bajos, por lo que el agrietamiento resulta considerablemente menor y en consecuencia se tienen menos filtraciones. (Si el proyectista usa el método de diseño por resistencia y hace uso de los métodos apropiados para el control del agrietamiento que se describen en el capítulo 6, se tendrán pocos problemas de filtración.)
2. El método ACI para calcular los momentos de inercia usados en el cálculo de las deflexiones, requiere el conocimiento en alguna medida del método de los esfuerzos de trabajo.
3. El diseño de miembros de concreto pre esforzado se basa no sólo en el método de resistencia, sino también en los cálculos de esfuerzo elástico en las condiciones de carga de servicio. (p. 63)

### 2.2.2. Conceptualización

Para poder comprender de mejor manera este trabajo de investigación es muy importante tener claros algunos conceptos fundamentales que forman y son base para el análisis y diseño estructural, importante mencionar que estos conceptos tienen como finalidad ayudar a entender



diferentes aspectos que van desde la selección parámetros de análisis y diseño, coeficientes de cargas, métodos de análisis y selección de sistemas estructurales.

**Resistencia a la Flexión:**

Según Osorio (2013):

Es una medida de la resistencia a la tracción del concreto, es una medida de la resistencia a la falla por momento de una viga o losa de concreto no reforzado, es cerca del 10% al 20% de la resistencia a la compresión.

**Resistencia a la compresión:**

Según Osorio (2013):

Es la característica mecánica principal del concreto. Se define como la capacidad para soportar una carga por unidad de área, y se expresa en términos de esfuerzo, generalmente en kg/cm<sup>2</sup>, MPa y con alguna frecuencia en libras por pulgada cuadrada (psi).

**Mapas de zonificación:**

Según Lopez O.A (2014):

Son el resultado de un estudio de amenaza sísmica mediante el cual se discriminan los diferentes niveles de amenaza por región. La amenaza se suele expresar en términos de la aceleración, para un período seleccionado de retorno de los movimientos sísmicos, o su equivalente, expresado en términos de una probabilidad seleccionada de excedencia, asociada a un tiempo de exposición establecido, o vida útil de la obra.

**Espectro de respuesta:**

Según Chopra (2012):

Representa la variación de la aceleración espectral con el período de vibración de la estructura, y se puede definir apropiadamente mediante tres ramas; si se ordenan éstas según valores crecientes del período, están constituidas por: una rama de aceleración espectral constante, seguida de una de velocidad espectral constante (aceleración proporcional al inverso del período) y finalmente una de desplazamiento espectral constante (aceleración proporcional al inverso del cuadrado de período).

### Rigidez:

Para Jimenez (2014)

Se define como la capacidad de un elemento o un conjunto de elementos estructurales de resistir desplazamientos cuando está sujeto a acciones como cargas producidas por sismos. Este parámetro es expresado como la relación de fuerza y desplazamiento. Este valor no es constante en la estructura.

### Capacidad estructural:

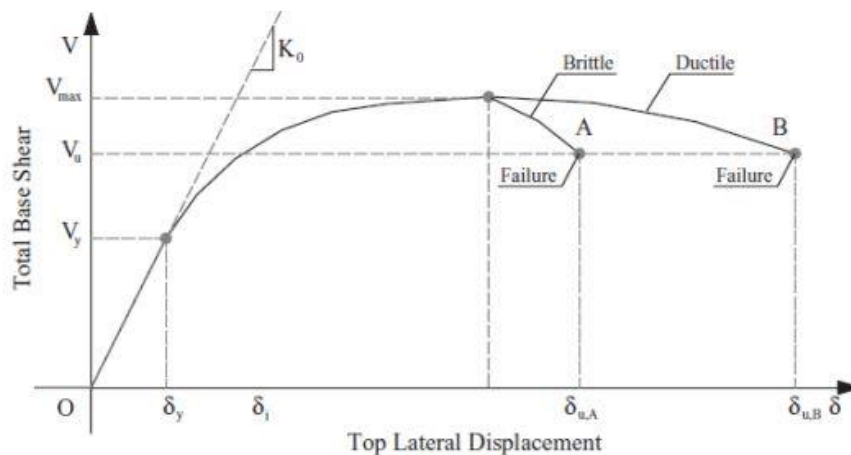
Según Jimenez (2014)

Es la capacidad un elemento o un sistema estructural de resistir cargas y que depende del uso de la estructura. La resistencia es usualmente definida como función del tipo de acción. Las resistencias a axil, momento y cortante son empleadas para cuantificar la capacidad de una estructura y sus elementos en ingeniería sísmica.

### Ductilidad

Jiménez (2014) menciona:

Es la habilidad de un elemento o sistema estructural de deformarse más allá del límite elástico con aceptable reducción de la rigidez y resistencia. En la figura, las curvas A (estructura frágil) y curva B (estructura dúctil), muestran la relación cortante-desplazamiento para sistemas estructurales con la misma rigidez y resistencia, pero con distinto comportamiento inelástico.



**Figura 7. Curva esfuerzo-deformación en acero y concreto en comportamiento elástico. Relación modular  $\epsilon_c = \epsilon_s$**

Fuente: Nilson (1999)

### **Diagramas de interacción**

Según Verastegui (2013):

Son representaciones gráficas que muestran específicamente el comportamiento de la sección de una columna de hormigón armado. Sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal central de la sección transversal de la columna.

### **Comportamiento histérico**

Para Lopez J. F. (1995):

Se propone un modelo de miembros de concreto armado basado en los conceptos de la mecánica de la degradación y de la fractura clásicas. Cada miembro se representa como el ensamblaje de una viga-columna elástica y dos rótulas inelásticas. El comportamiento de la viga-columna es descrito de la manera convencional. El comportamiento de las rótulas se obtiene introduciendo tres conjuntos de variables internas que caracterizan las deformaciones plásticas del miembro y su estado de daño.

### **Concreto reforzado:**

Para el Equipo de colaboradores y profesionales de la revista ARQHYS (2012):

Es el más popular y desarrollado de estos materiales, ya que aprovecha en forma muy eficiente las características de buena resistencia en compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero, para formar un material compuesto que reúne muchas de las ventajas de ambos materiales componentes. El concreto está sujeto a deformaciones importantes por contracción y flujo plástico que hacen que sus propiedades de rigidez varíen con el tiempo.

### **Falla frágil:**

La Gerencia de mercadeo y ventas (2007) define:

Cuando la viga se flexiona por el incremento de las cargas, la cara superior se acorta debido a la compresión, y dependiendo de la cantidad de acero presente en esa cara, el concreto podría triturarse y fallar sin previo aviso, generándose una falla frágil indeseable.

**Falla dúctil:**

La Gerencia de mercadeo y ventas (2007) define:

Debido a la flexión, la cara inferior de la viga tiende a alargarse por estar sometida a tracción. Como el concreto solo no resiste tracciones, estas fuerzas de tracción son absorbidas por el acero de refuerzo colocado en esa cara.

**Elasticidad:**

Para Silverio (2011):

En esta existe una relación lineal entre las deformaciones de los sólidos y los esfuerzos externos aplicados a ellos. Esto que acabo de decir conforma prácticamente **la ley de Hooke** cuya ecuación dice:  $\epsilon * E = \sigma$ , es decir que los esfuerzos ( $\sigma$ ) son directamente proporcionales a las deformaciones ( $\epsilon$ ), o decir también que los esfuerzos son iguales a las deformaciones por el módulo de elasticidad del material. Para esto hay que tener en cuenta que la deformación producida por un esfuerzo se manifiesta en el **mismo sentido** de este.

**Plasticidad:**

Para Silverio (2011):

Cuando se somete un material a esfuerzos que los llevan a sobrepasar su límite elástico, ocurre que sus deformaciones se vuelven **irreversibles o permanentes**. Cuando esto ocurre las deformaciones dejan de ser proporcionales a los esfuerzos y por tanto la ley de Hooke no cumple como modelo explicativo para estos casos.

**Grados de libertad:**

Para Torre (2016):

El número de grados de libertad de un sistema, desde el punto de vista de la dinámica, corresponde al número mínimo de coordenadas necesarias para definir la posición en el espacio y en tiempo de todas las partículas de masa del sistema. Cuando se trata de sistemas rígidos en los cuales no puede haber desplazamiento relativo entre partículas de masa, las propiedades de la masa se pueden describir referidas a su centro de masa lo que conduce a lo que se conoce como sistemas de **masa concentrada**. Cuando la masa hace parte de un elemento flexible tenemos un sistema de masa distribuida y por consiguiente se puede hablar de un número infinito de grados de libertad.

**Dinámica:**

Para Torre (2016):

La dinámica dentro del contexto de la mecánica, es el estudio de los cuerpos, o conjuntos de partículas en movimiento. Se divide en dos campos; la *cinemática* que estudia la geometría del movimiento relacionado al desplazamiento, la velocidad, la aceleración y el tiempo sin hacer referencia a las causas de tal movimiento; y la *cinética* que estudia la relación entre las fuerzas que actúan sobre un cuerpo, la masa del cuerpo y su movimiento.

**2.3. Metodologías Aplicadas**

Las metodologías aplicadas para esta investigación fueron el análisis estático de estructuras y el análisis dinámico; es importante poder conocer y tener bien claros los fundamentos de estos dos tipos de análisis estructural ya que de ello depende el cálculo de las fuerzas laterales producto de eventos naturales, además los requerimientos de diseño; por otra parte, mencionar que el tipo de análisis que se debe aplicar depende de la amenaza sísmica; se deben estudiar los dos métodos ya que ambos se complementan debido a que se deben escalar las fuerza laterales entre ambos métodos; por lo que a continuación se explica en que consiste cada metodología.

**2.3.1. Análisis Estático**

Según Grupo de Profesionales AutoFEM (2012):

El objetivo principal del análisis estático de las estructuras es la evaluación de un estado de estrés de una estructura sometida a fuerzas constantes en el tiempo. Esta evaluación del estado de estrés se realiza generalmente con el fin de sondear las características de diseño adoptadas contra el criterio de resistencia.

“El método estático toma en cuenta el efecto de las acciones sísmicas mediante la aplicación de un conjunto de fuerzas laterales a lo alto del edificio” (Gerardo, 2007).

“Estas fuerzas se aplican en el centro de masas de cada nivel. El conjunto de fuerzas tiene forma de un triángulo invertido” (Gerardo, 2007).

Para el CHOC (2008):

El procedimiento del análisis estático puede ser utilizado para las siguientes estructuras:

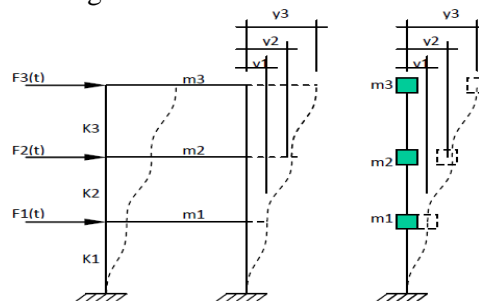
- (a) Todas las estructuras, regulares o irregulares, en la zona sísmica 1 y con categoría de ocupación 4, ubicadas en zona sísmicas 2 y 3.
- (b) Estructuras regulares de una altura menor a 75 metros, con resistencia a cargas laterales.
- (c) Estructuras irregulares con no mas de 5 pisos o con una altura que no excede los 20 metros.
- (d) Estructuras que tienen una parte superior flexible apoyada en una parte inferior rígida donde ambas partes de la estructura consideradas separadamente se pueden clasificar como regulares, la rigidez promedio de los pisos de la parte inferior es por lo menos 10 veces la rigidez promedio de los pisos de la parte superior y el periodo de la estructura no es mayor a 1.1 veces el periodo de la parte superior considerada como una estructura separada y empotrada en su base.

### 2.3.2. Análisis Dinámico

“Las estructuras y sus partes deberán diseñarse y construirse para resistir, como mínimo los efectos de los movimientos sísmicos del terreno” (Comisión Técnica 2008).

Para Torre (2016):

No siempre las estructuras pueden describirse como un sistema de un grado de libertad, de hecho, en la mayoría de los casos donde en análisis dinámico de la estructura es requerido, el sistema posee varios grados de libertad. Por lo general, se considera un grado de libertad por piso de la estructura de edificio bajo análisis, por razones de convenciencia y facilidad de los cálculos, pero las estructuras, contienen un infinito numero de grados de libertad.



**Figura 8. Sistema de varios grados de libertad.**

Fuente: Torre (2017)

Para Torre (2016):

El método utilizado por el Código Hondureño de Construcción (CHOC) hace uso del espectro de respuesta para el diseño de edificios sismo resistentes modelados como un sistema discreto con masas concentradas a cada nivel de la estructura como se muestra en la figura 8. En el desarrollo del método es necesario transformar las coordenadas para obtener las ecuaciones modales de movimiento y combinar las respuestas espectrales para obtener las máximas respuestas de la estructura dado que las cartas espectrales han sido preparadas para sistemas de un grado de libertad. La ecuación del movimiento será:

$$[(K) - \omega^2(M)](\phi) = 0$$

**Ecuación 1. Ecuación de movimiento para un grado de libertad.**

Fuente: (Torre, 2016)

Donde:

$[(K)]$  = Matriz de Rigidez

$[\omega^2]$  = segunda derivada de la frecuencia natural

$(\phi)$  = Matriz de desplazamientos normalizados

De donde se podrán obtener las frecuencias naturales del sistema y la matriz modal normalizada, entonces:

$$(U) = (\phi)(Z)$$

**Ecuación 2. Matriz modal Normalizada.**

Fuente: (Torre, 2016)

Donde:

$(U)$  = Desplazamiento relativo

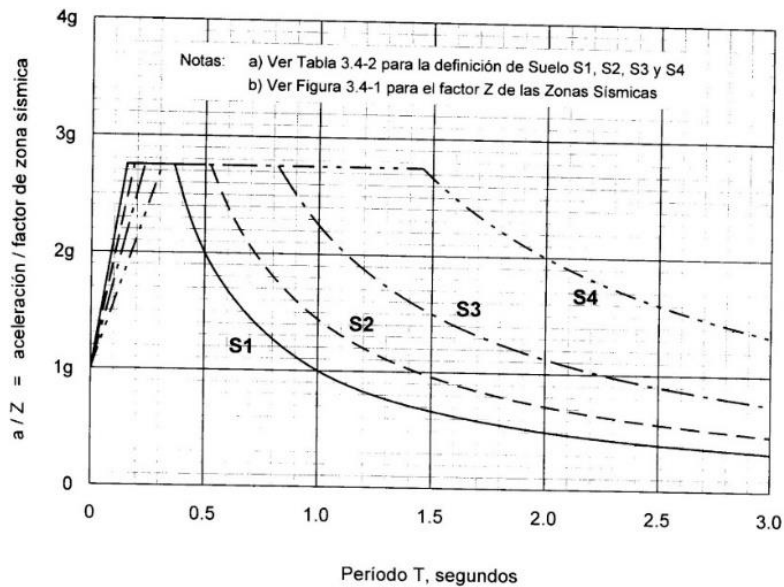
$(\phi)$  = Desplazamientos normalizados

$(Z)$  = Matriz de rigidez

Para el CHOC (2008):

Un análisis con espectros de respuesta es un análisis dinámico elástico de una estructura utilizando la respuesta dinámica pico de todos los modos que tienen una contribución significativa a la

respuesta total de la estructura. Las respuestas modales pico se calculan utilizando las ordenadas de la curva del espectro de respuesta apropiado descritas en la figura que corresponde a los periodos modales. Las contribuciones máximas modales se combinan una manera estadística para obtener una respuesta total de la estructura.



**Figura 9. Espectros de respuesta elásticos.**

Fuente: CHOC (2008)

Bases para el diseño:

Para el CHOC (2008):

Los procedimientos y limitaciones para el diseño de estructuras se deberá determinar considerando zonificación, características del sitio, ocupación, configuración, sistema estructural y altura de la estructura. Las fuerzas mínimas sísmicas de diseño deberán ser las determinadas de acuerdo con el procedimiento de fuerza lateral estática.

Modelo matemático:

Para el CHOC (2008):

Un modelo matemático de la estructura física deberá representar la distribución espacial de la masa y rigidez de la estructura a un grado que sea adecuado para el cálculo de las características significativas de su respuesta dinámica. Un modelo tridimensional deberá ser utilizado para el análisis dinámico de estructuras que tienen irregularidades en planta y que tienen un diafragma rígido o semi-rígido.



## CAPÍTULO III. METODOLOGÍA

En este capítulo se describen las variables que inciden en la propuesta, así como la población meta de estudio, la muestra, los instrumentos y técnicas aplicados.

### 3.1. Congruencia Metodológica

#### 3.1.1. Matriz metodológica

**Tabla 01. Matriz Metodológica.**

Título	Problema	Preguntas de Investigación	Objetivo		Variables	
			General	Específico	Independiente	Dependiente
ANÁLISIS Y DISEÑO SISMICO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO EN MARCOS RÍGIDOS SUJETOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL, CON LA NORMA CHOC-2008 Y LA NORMA ASCE-2016.	Limitada actualización del código hondureño de la construcción para el análisis y diseño sísmico de columnas de concreto reforzado en regiones de riesgo sísmico moderado.	1. ¿Cuál sería la mejor alternativa para realizar actualizaciones del CHOC-08 respecto a las disposiciones especiales de diseño sísmico para columnas de concreto reforzado?	Facilitar la actualización del CHOC-08 utilizando las consideraciones que establece la norma ASCE/SEI-2016, comparándolas con nuestra norma;	Identificar las posibles alternativas para la actualización del Código Hondureño de la Construcción en cuanto a las disposiciones de diseño sísmico de columnas de concreto reforzado.	Personal Capacitado	Plan de actualizaciones en cuanto al análisis y diseño de columnas de concreto
		2. ¿Qué factores han influido para que no se haya actualizado hasta la fecha y que entes potencian la actualización del mismo?		Analizar los factores que han limitado las posibles actualizaciones y analizar lo entes que potencian la actualización del CHOC-08		

**Continuación Tabla 01. Matriz Metodológica.**

Título	Problema	Preguntas de Investigación	Objetivo		Variables	
			General	Específico	Independiente	Dependiente
<p><b>ANÁLISIS Y DISEÑO SISMICO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO EN MARCOS RÍGIDOS SUJETOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL, CON LA NORMA CHOC-2008 Y LA NORMA ASCE-2016</b></p>	<p>Limitada actualización del código hondureño de la construcción para el análisis y diseño sísmico de columnas de concreto reforzado en regiones de riesgo sísmico moderado.</p>	<p>3. ¿Cuál es la ventaja de contar con un Código Hondureño de la Construcción actualizado?</p>	<p>Mediante un plan de actualizaciones para las disposiciones de diseño sísmico de columnas de concreto, que permita definir las modificaciones óptimas a tomar en cuenta.</p>	<p>Sugerir las consideraciones a tomar en cuenta para las disposiciones especiales del análisis y diseño sísmico de columnas de concreto reforzado con la finalidad de contar las ventajas de un Código hondureño de la construcción actualizado.</p>	<p>Falta de Investigación</p>	<p>Plan de actualizaciones en cuanto al análisis y diseño de columnas de concreto</p>
		<p>4. ¿Qué diferencia existe entre las disposiciones de análisis y diseño de las columnas de concreto con la norma CHOC-08 y las disposiciones de la norma ASCE/SEI 7-16?</p>		<p>Proponer un plan de actualización para el CHOC-08 en cuanto a las disposiciones para el análisis y diseño de columnas de concreto reforzado en marcos rígidos sujetos a flexión y carga axial en regiones de riesgo sísmico moderado.</p>		<p>Falta de Interés</p>

### 3.1.2. Variables de estudio



**Figura 10. Esquema de Variables**

### 3.1.3. Operacionalización de las Variables

**Tabla 02. Operacionalización de las Variables.**

<b>Variable independiente</b>	<b>Definición real</b>	<b>Definición operacional</b>	<b>Dimensión</b>	<b>Indicadores</b>	<b>Ítems</b>	<b>Unidades</b>
<b>Personal Capacitado</b>	Es el proceso de mejora de las capacidades y conocimientos del personal que labora en la fabricación del concreto con fibras, se tiene como objetivo principal que el personal tenga las capacidades requeridas.	Desarrollo de mecanismos que permitan la capacitación continua de los ingenieros estructurales.	Profesionales en la materia.	Capacitación Técnica.	¿Es necesario que los ingenieros estructurales se capaciten en el área de diseño estructural?	1. SI 2. NO
			Conocimiento del tema.	Grado de conocimiento.	¿Cómo considera usted que es su conocimiento respecto al diseño estructural?	1. Muy poco conocimiento 2. Poco Conocimiento 3. Algo de Conocimiento 4. Buen conocimiento 5. Conozco muy bien el tema.

**Continuación Tabla 02. Operacionalización de variables.**

<b>Falta de Visión</b>	El ente encargado de mantener actualizado nuestro código de diseño debe tener la capacidad de ver a futuro la necesidad de implementar actualizaciones.	Verificación de que se cuenta con un código de construcción actualizado.	Revisión de las disposiciones especiales para el diseño sísmico de columnas de concreto.	Disponibilidad Actualizaciones que se han implementado en los últimos años en el CHOC-08.	¿Se ha actualizado el CHOC-08 en los últimos años?	1. SI 2. NO
<b>Falta de Investigación</b>	La investigación es un aspecto importante para mantener el código de la construcción actualizado.	Personal que se encarga de los trabajos de investigación para definir las actualizaciones que sufren las normas mundiales en las que se basó el CHOC-08.	Realización de investigaciones que fomenten la actualización del CHOC-08	Investigaciones realizadas.	¿Se han realizado trabajos de investigación orientados a la actualización del CHOC-08?	1. SI 2. NO

**Continuación Tabla 02. Operacionalización de variables**

<b>Falta de Interes</b>	Poco interés en contar con un código de construcción actualizado	Son las ediciones que existen del CHOC-08	CICH	Ediciones	¿Cuántas ediciones se han lanzado al mercado del CHOC-08?	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. UNA</li> <li>2. DOS</li> <li>3. TRES</li> <li>4. CUATRO</li> <li>5. CINCO</li> </ol>
		Que diferencia existe entre la capacidad sísmica de las columnas de concreto utilizando las disposiciones del CHOC-08 y la norma ASCE/SEI 7-16	Determinación de la capacidad estructural con las dos normas	Porcentaje de diferencia de capacidad estructural	¿Qué porcentaje de diferencia existe en la capacidad estructural con las disposiciones del CHOC-08 y la norma ASCE/SEI 7-16	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 10%</li> <li>2. 15%</li> <li>3. 20%</li> <li>4. 25%</li> <li>5. 30%</li> </ol>
		Que diferencia existe en los requerimientos de carga y refuerzos con el CHOC-08 y el ASCE/SEI 7-16.	Realización de un diseño estructural para determinar las diferencias.	Refuerzos requeridos por cada norma, requerimientos de cargas, etc.	Diseño con la norma CHOC-08 y con la norma ASCE/SEI 7-16.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Secciones</li> <li>2. Refuerzos</li> <li>3. Cargas.</li> </ol>

### 3.1.4. Hipótesis

**H0:** A mayor interés por la actualización del CHOC-08, mayores trabajos de investigación se ejecutan, mayores ventajas se obtienen en los diseños y menos diferencias existirán en las disposiciones de análisis y diseño con respecto a la norma ASCE/SEI 7-16.

**H1:** A menor interés por la actualización del CHOC-08, mayores trabajos de investigación se ejecutan enfocados a la actualización, menos ventajas se obtienen en los diseños y más diferencias existirán en las disposiciones de análisis y diseño con respecto a la norma ASCE/SEI 7-16.

### 3.2. Enfoque y Métodos

El enfoque metodológico empleado en la realización de esta investigación es el enfoque mixto, con predominancia hacia el enfoque cuantitativo, de esta manera analizaremos los datos de las capacidades obtenidas mediante la aplicación de los requerimientos del CHOC-08 y la norma ASCE/SEI 7-16; en el enfoque cualitativo se determinó cuáles podrían ser las causas que han limitado que se implementen actualizaciones en el CHOC-08. Es importante mencionar que también se utilizaron otros métodos que sirven como apoyo en la investigación como ser:

- **El método deductivo:** Porque se aplican los principios descubiertos a lo largo de la maestría.
- **El método Inductivo:** Ya que se realizó un razonamiento partiendo de casos particulares de estudio.
- **El método sintético:** Porque se relacionaron los hechos y se formuló una teoría que los unificara los diferentes elementos.
- **El método analítico:** Ya que se cuenta con experiencia y se conocen las variables que pueden incidir en el problema.

- **Método de la observación científica:** Debido a que se conoce el problema a detalle, así como el objeto de la investigación.
- **Método de la medición:** debido a que se basa en la experiencia y las variables son verificables estadísticas.
- **Método Histórico:** Ya que se cuenta información previa o antecedentes históricos del problema.
- **Método Sistémico:** Debido a que se identificaron las causas principales del objeto y su relación entre ellos, así como su influencia directa en el problema lo que ayuda a establecer la estructura del objeto.

### 3.3. Diseño de la Investigación

Es importante identificar la secuencia que se seguirá para poder desarrollar la investigación:



**Figura 11. Diseño de la investigación (etapas)**



### 3.3.1. Población

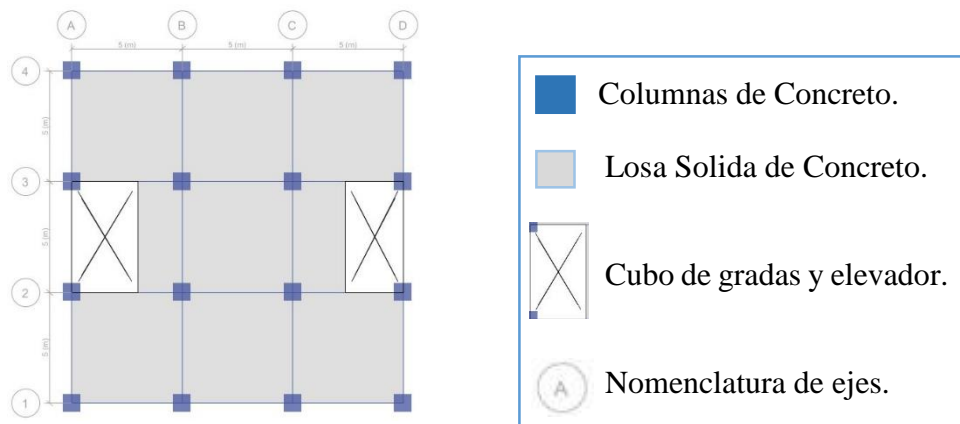
Para el desarrollo del presente trabajo de investigación se definió la población meta de estudio que está limitada a especialistas en la materia, en este caso Ingenieros Estructurales, de los cuales se recabo información de primera mano; para este caso la población meta de estudio fue 20 y se fue definida bajo el criterio de conveniencia, debido a la poca población de especialistas que existe actualmente.

### 3.3.2. Muestra

Considerando que la población de los especialistas es bastante limitada, la muestra se delimito a un muestreo no probabilístico el cual consiste en 10 ingenieros estructurales que en la actualidad están activos y a los que se pudo tener acceso; la muestra fue delimitada por conveniencia a un 50% de la población, debido a circunstancias de disponibilidad de recolección de información puesto que se tuvo dificultades para la obtención de muestras.

### 3.3.3. Unidad de Análisis

La unidad de análisis para este trabajo de investigación consiste en los Ingenieros Estructurales y para el desarrollo de los modelos computacionales se tomó como base un edificio tipo de 10 niveles con una distancia intercolumnios de cinco metros, además de una altura promedio por nivel de 3.5 metros.



**Figura 12. Planta Típica de edificio en análisis.**

### **3.3.4. Unidad de Respuesta**

La unidad de respuesta para los resultados provenientes de la entrevista es en porcentajes y para el caso de los datos provenientes de las simulaciones computacionales se proporciona en unidades de fuerza, esfuerzos internos, longitud y áreas.

## **3.4. Instrumento, Técnicas y Procedimientos aplicados**

El instrumento que se utiliza para recabar información es el cuestionario y las técnicas que se aplican como fuente primaria son la entrevista y la utilización de programas de análisis y diseño estructural.

### **3.4.1. Instrumentos**

El cuestionario se utiliza como instrumento para la recolección de información, pero el medio de aplicación es a través de una entrevista y la utilización de programas de análisis y diseño como el ETABS-2016.

### **3.4.2. Técnicas**

El propósito de las técnicas que se utilizaron fue primordialmente la obtención de datos para el estudio del problema planteado, se optó por la aplicación de una entrevista y una simulación con el apoyo de programas de análisis y diseño estructural; se optó por estas técnicas debido a que son aplicables al tema de estudio, lo que facilitó la obtención de información confiable. Es importante mencionar que la entrevista es una técnica cualitativa y su estructura se basa en preguntas abiertas, esta técnica se aplicó a la muestra; en comparación con la simulación que es una técnica cuantitativa que nos proporcionó la información que sirvió de base para las conclusiones y la propuesta.

Los datos cuantitativos fueron resultado de la simulación mediante la utilización de programas de análisis y diseño estructural; el análisis consiste en la modelación de 2 edificios con las mismas características utilizando las disposiciones de las dos normas en estudio.

### **3.4.3. Procedimientos**

- a) Para la aplicación de las técnicas en la obtención de información de primera mano, se definió la muestra, luego se aplicaron las entrevistas directamente, de manera presencial y bajo el esquema de formulario de entrevista online de google drive en el cual por medio de la herramienta encuesta IP Evo se agregaron las 5 preguntas detalladas en anexos.
  
- b) Para el caso de la simulación con el programa se utilizó el métodos clásicos de elementos finitos; se definió las características de la estructura, además de las propiedades de los materiales considerados, de igual manera se definió la zona sísmica en la cual se analizó la estructura, para después ingresarle los requerimientos de carga y las disposiciones según la normativa CHOC-08 y con la normativa ASCE/SEI 7-16; al final se realizaron los diseños y se obtuvieron los resultados que sirvieron de base para proponer las reformas.

De acuerdo a las metodologías mencionadas anteriormente se definió un análisis de cargas de sismos por el método estático en donde de acuerdo a las características de los materiales, ubicación, categoría de ocupación, zona sísmica y tipo de sistema resistente a fuerzas laterales se realizó el cálculo de acuerdo a la fórmula de córtate de diseño en la base:

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W$$

### **Ecuación 3. Cortante de diseño en la base**

Fuente: CHOC (2008)

Donde:

**V** = Fuerza Cortante Sísmica.

**Z** = Factor de Zona Sísmica.

**I** = Factor de Importancia.

**R<sub>w</sub>** = Coeficiente para Sistemas Estructurales.

**W** = Peso sísmico de la estructura.

En donde se identificaron las distribuciones de los cortantes por nivel y se comparó con el análisis dinámico por superposición modal según el espectro de respuesta del CHOC-08 espectro de respuesta elástico.

Se realizó un modelo computacional, en el que se definieron las cargas de análisis y diseño que se utilizaron, se consideraron cargas gravitacionales y cargas de sismo; por otra parte, se obtuvieron los requerimientos de diseño para cada una de las normas y luego se procedió a la extracción de los resultados del análisis.

## **3.5. Fuentes de información**

### **3.5.1. Fuentes Primarias**

Las fuentes primarias que se tomaron como base para la investigación fueron los datos proporcionados por la entrevista y la simulación realizada en el programa de análisis y diseño.

### 3.5.2. Fuentes Secundarias

Las fuentes Secundarias que se utilizaron como base de sustento para el marco teórico fueron libros, documentos, publicaciones de periódicos, documentos de tesis, sitios web.

### 3.6. Limitantes del estudio

- a) Dentro de las limitantes para la realización de esta investigación está el hecho que debido al poco tiempo con el que se cuenta, solo se pudo abarcar una pequeña parte o sección de las disposiciones del CHOC-08, en este caso nos enfocamos solo en las columnas de concreto en sistemas estructurales de marco rígido; se conoce que este elemento estructural representa una muy pequeña muestra de la gran variedad de elementos que conforman un sistema estructural en una edificación, pero las columnas son los elementos principales que soportan la estructura y son las encargadas de transmitir las cargas a la cimentación.
  
- b) Debido a restricciones de tiempo también se determinó realizar el modelo mediante requisitos para marcos en regiones de riesgo sísmico moderado la cual es la región de mayor predominancia según estudios del proyecto *RESIS II*. Es imprescindible apuntar que los datos del mapa de amenaza sísmica muestran que una porción del 67% se encuentran entre una amenaza media y baja y que solo un 33% de territorio nacional se encuentra entre una amenaza alta y muy alta.

“El mapa muestra la amenaza sísmica en el país, se categorizó a la misma en cuatro niveles de amenaza; baja (color verde), media (color amarillo), alta (color naranja), muy alta (color rojo)” (Universidad Nacional Autónoma de Honduras, 2012).



Figura 13. Mapa de amenaza sísmica en Honduras.

Fuente: Instituto Hondureño de Ciencias de la Tierra IHCIT (2010)



Figura 14. Logos de reducción de riesgo sísmico RESIS II.

Fuente: Instituto Hondureño de Ciencias de la Tierra IHCIT (2010)

c) Se determinó despreciar el análisis por viento ya que nuestro tema está dirigido únicamente a disposiciones sísmicas y por lo general el sismo es el que rige los diseños mayormente.

- d) Respecto al tipo de suelo que se escogió para para el análisis con las disposiciones del CHOC-08, mencionar que se delimito a un suelo tipo S1; primeramente, porque se consideró la zona de riesgo sísmico moderado, como segundo punto se tomó en cuenta el aspecto socioeconómico debido a que las principales ciudades en desarrollo en las cuales se construyen más estructuras; son las ciudades de Tegucigalpa y San Pedro Sula, mismas que están ubicadas en zonas de riesgo sísmico moderado; por otra parte para la clasificación del tipo de suelo se consideraron diferentes estudios de suelo que se han realizado localmente en la ciudad de Tegucigalpa, en los cuales se clasifica el suelo como tipo S1. Por otra parte, respecto a las disposiciones de la norma ASCE-16, mencionar que se seleccionó el tipo de suelo clase B, el cual corresponde a un tipo de suelo con las mismas características del suelo tipo S1 que establece la norma CHOC-08, igualmente comentar que se buscó analizar la estructura bajo las mismas condiciones para poder conocer las diferencias en los resultados de los análisis.
- e) Y por último se consideró trabajar con respecto a la norma ASCE/SEI 7 -16 (Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras) ya que esta norma incluye de manera actualizada los lineamientos para las cargas mínimas a considerar, la demanda sísmica de edificios; de igual manera se especifican los niveles de amenaza sísmicos, criterios asociados, niveles de desempeño para edificaciones y sus combinaciones de diseño estructural que es el material que necesitamos como base para fundamentar nuestra investigación.

## CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y ANÁLISIS

En este capítulo se exponen los resultados obtenidos mediante la aplicación de las técnicas de recolección de información, así como la descripción a detalle de cómo se llegó a dichos resultados; en este caso las simulaciones realizadas con el apoyo del programa de análisis y la aplicación de entrevistas, de igual manera se presenta la propuesta para el plan de actualización.

### 4.1. Resultados de la Simulación en programa ETABS-2016 disposiciones del CHOC

Con el objetivo de conocer las posibles actualizaciones que se podrán tomar en cuenta para las disposiciones de diseño de columnas, se procedió a la realización de una simulación con la ayuda del programa de diseño ETABS-2016; se realizó el análisis de una columna de concreto en un edificio tipo de diez niveles, ubicado en una zona de riesgo sísmico moderado y sobre un suelo **tipo S1**. La realización del diseño, se realizó utilizando las disposiciones especiales del CHOC-08 y la norma ASCE/SEI 7-16.

**Tabla 03. Aceleraciones del suelo producto del espectro elástico para suelo S1.**

Caso del espectro De Respuesta	Modal case	Modo	Perio do Seg.	Amortigua miento	U1 Aceleración m/sec <sup>2</sup>	U2 Aceleración m/sec <sup>2</sup>
Espectro de respuesta "x"	Modal	1	1.074	0.05	0.19	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	2	1.073	0.05	0.19	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	3	0.927	0.05	0.22	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	4	0.338	0.05	0.55	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	5	0.337	0.05	0.55	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	6	0.295	0.05	0.55	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	7	0.183	0.05	0.55	0



**Continuación Tabla 03. Aceleraciones del suelo producto del espectro elástico para suelo S1.**

Espectro de respuesta "x"	Modal	8	0.183	0.05	0.55	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	9	0.163	0.05	0.55	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	10	0.118	0.05	0.47	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	11	0.117	0.05	0.47	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	12	0.106	0.05	0.44	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	13	0.091	0.05	0.41	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	14	0.083	0.05	0.39	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	15	0.082	0.05	0.39	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	16	0.081	0.05	0.38	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	17	0.079	0.05	0.38	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	18	0.074	0.05	0.37	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	19	0.074	0.05	0.37	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	20	0.071	0.05	0.36	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	21	0.068	0.05	0.35	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	22	0.065	0.05	0.35	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	23	0.063	0.05	0.34	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	24	0.062	0.05	0.34	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	25	0.062	0.05	0.34	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	26	0.061	0.05	0.34	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	27	0.06	0.05	0.34	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	28	0.059	0.05	0.33	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	29	0.057	0.05	0.33	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	30	0.057	0.05	0.33	0
Espectro de respuesta "y"	Modal	1	1.074	0.05	0	0.19
Espectro de respuesta "y"	Modal	2	1.073	0.05	0	0.19
Espectro de respuesta "y"	Modal	3	0.927	0.05	0	0.22
Espectro de respuesta "y"	Modal	4	0.338	0.05	0	0.56
Espectro de respuesta "y"	Modal	5	0.337	0.05	0	0.56
Espectro de respuesta "y"	Modal	6	0.295	0.05	0	0.56
Espectro de respuesta "y"	Modal	7	0.183	0.05	0	0.56
Espectro de respuesta "y"	Modal	8	0.183	0.05	0	0.56
Espectro de respuesta "y"	Modal	9	0.163	0.05	0	0.56
Espectro de respuesta "y"	Modal	10	0.118	0.05	0	0.48
Espectro de respuesta "y"	Modal	11	0.117	0.05	0	0.48
Espectro de respuesta "y"	Modal	12	0.106	0.05	0	0.45
Espectro de respuesta "y"	Modal	13	0.091	0.05	0	0.42
Espectro de respuesta "y"	Modal	14	0.083	0.05	0	0.4
Espectro de respuesta "y"	Modal	15	0.082	0.05	0	0.39
Espectro de respuesta "y"	Modal	16	0.081	0.05	0	0.39
Espectro de respuesta "y"	Modal	17	0.079	0.05	0	0.39

**Continuación Tabla 03. Aceleraciones del suelo producto del espectro elástico para suelo S1.**

Espectro de respuesta "y"	Modal	18	0.074	0.05	0	0.38
Espectro de respuesta "y"	Modal	19	0.074	0.05	0	0.38
Espectro de respuesta "y"	Modal	20	0.071	0.05	0	0.37
Espectro de respuesta "y"	Modal	21	0.068	0.05	0	0.36
Espectro de respuesta "y"	Modal	22	0.065	0.05	0	0.35
Espectro de respuesta "y"	Modal	23	0.063	0.05	0	0.35
Espectro de respuesta "y"	Modal	24	0.062	0.05	0	0.35
Espectro de respuesta "y"	Modal	25	0.062	0.05	0	0.35
Espectro de respuesta "y"	Modal	26	0.061	0.05	0	0.34
Espectro de respuesta "y"	Modal	27	0.06	0.05	0	0.34
Espectro de respuesta "y"	Modal	28	0.059	0.05	0	0.34
Espectro de respuesta "y"	Modal	29	0.057	0.05	0	0.34
Espectro de respuesta "y"	Modal	30	0.057	0.05	0	0.34

Como se observa en la tabla anterior se muestran los resultados de las aceleraciones pico del suelo con las disposiciones del CHOC-08, se consideró un suelo tipo S1 y un factor de zona sísmica de  $Z=0.25$ ; que corresponde para una zona de riesgo sísmico moderado.

**Tabla 04. Participación de masas y períodos.**

Participación Modal de Masas						
Caso	Modo	Período	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		seg				
Modal	1	<b>1.074</b>	0.7870	0.0000	0.7870	0.0000
Modal	2	<b>1.073</b>	0.0000	0.7868	0.7870	0.7868
Modal	3	0.927	0.0000	0.0001	0.7870	0.7868
Modal	4	0.338	0.1053	0.0000	0.8923	0.7868
Modal	5	0.337	0.0000	0.1055	0.8923	0.8924
Modal	6	0.295	0.0000	0.0000	0.8923	0.8924
Modal	<b>7</b>	0.183	0.0415	0.0000	<b>0.9338</b>	0.8924
Modal	<b>8</b>	0.183	0.0000	0.0415	0.9338	<b>0.9339</b>
Modal	9	0.163	0.0000	0.0000	0.9338	0.9339
Modal	10	0.118	0.0240	0.0000	0.9578	0.9339
Modal	11	0.117	0.0000	0.0239	0.9578	0.9578
Modal	12	0.106	0.0000	0.0000	0.9578	0.9578
Modal	13	0.091	0.0000	0.0000	0.9578	0.9578
Modal	14	0.083	0.0000	0.0042	0.9578	0.9620
Modal	15	0.082	0.0142	0.0000	0.9720	0.9620
Modal	16	0.081	0.0000	0.0115	0.9720	0.9734

**Continuación Tabla 04. Participación de masas y periodos.**

Modal	17	0.079	0.0015	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	18	0.074	0.0000	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	19	0.074	0.0000	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	20	0.071	0.0000	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	21	0.068	0.0000	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	22	0.065	0.0000	0.0000	0.9734	0.9735
Modal	23	0.063	0.0002	0.0000	0.9736	0.9735
Modal	24	0.062	0.0016	0.0000	0.9753	0.9735
Modal	25	0.062	0.0000	0.0021	0.9753	0.9756
Modal	26	0.061	0.0089	0.0000	0.9842	0.9756
Modal	27	0.06	0.0000	0.0087	0.9842	0.9842
Modal	28	0.059	0.0000	0.0000	0.9842	0.9842
Modal	29	0.057	0.0000	0.0000	0.9842	0.9842
Modal	30	0.057	0.0000	0.0000	0.9842	0.9842

Se utilizaron 30 modos de vibración, 3 por piso, se observa que se logra una contribución mayor al 90% en los modos de vibración; por lo que se puede obtener el periodo fundamental de la estructura directamente del primero y segundo modo fundamental.

**Tabla 05. Cortantes dinámicos acumulados por piso.**

Piso	Load Case/Combo	Localización	P	VX	VY
			kgf	kgf	kgf
Story10	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	19.2874	10814.5275	0.0099
Story10	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0013	0.0077	11055.2963
Story9	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	21.8601	19522.5925	0.0084
Story9	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0019	0.0053	19959.3222
Story8	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	25.6681	25623.3565	0.005
Story8	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0023	0.005	26197.9345
Story7	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	31.6784	30000.469	0.011
Story7	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0027	0.0068	30674.5967
Story6	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	37.7142	33482.0005	0.0046
Story6	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0029	0.0037	34235.3618
Story5	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	43.2373	36718.8054	0.007
Story5	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0031	0.0054	37546.262
Story4	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	48.8418	40082.0968	0.0085
Story4	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0033	0.004	40986.1948
Story3	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	53.4407	43552.0928	0.0039

**Continuación Tabla 05. Cortantes dinámicos acumulados por piso.**

Story3	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0036	0.0046	44535.1428
Story2	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	56.235	46533.1877	0.0067
Story2	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0039	0.0026	47583.3026
Story1	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	57.6375	48009.412	0.0094
Story1	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0043	0.0059	49092.4177

La tabla anterior muestra las fuerzas cortantes acumuladas por pisos, producto del espectro de respuesta en las direcciones principales.

**Tabla 06. Cortantes Dinámicos distribuidos por piso.**

Piso	Load Case/Combo	Localización	P	VX	VY	VX/PISO	VY/PISO
			kgf	kgf	kgf	KG	KG
Story10	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	19.2874	10814.527	0.0099	10814.527	
Story10	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0013	0.0077	11055.296		11055.296
Story9	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	21.8601	19522.592	0.0084	8708.065	
Story9	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0019	0.0053	19959.322		8904.0259
Story8	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	25.6681	25623.356	0.005	6100.764	
Story8	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0023	0.005	26197.934		6238.6123
Story7	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	31.6784	30000.469	0.011	4377.1125	
Story7	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0027	0.0068	30674.596		4476.6622
Story6	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	37.7142	33482.000	0.0046	3481.5315	
Story6	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0029	0.0037	34235.361		3560.7651
Story5	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	43.2373	36718.805	0.007	3236.8049	
Story5	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0031	0.0054	37546.262		3310.9002
Story4	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	48.8418	40082.096	0.0085	3363.2914	

**Continuación Tabla 06. Cortantes dinámicos distribuidos por piso.**

Story4	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0033	0.004	40986.194		3439.932
Story3	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	53.440	43552.092	0.0039	3469.996	
Story3	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0036	0.0046	44535.142		3548.948
Story2	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	56.235	46533.187	0.0067	2981.094	
Story2	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0039	0.0026	47583.302		3048.159
Story1	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	57.637	48009.412	0.0094	1476.224	
Story1	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0043	0.0059	49092.417		1509.115

Los cortantes acumulados se deben distribuir por piso e introducir en el programa nuevamente como si se tratase de un análisis estático.

Una vez que se obtuvieron los resultados de las fuerzas distribuidas por piso producto del análisis dinámico con el espectro de respuesta que se realizó según el tipo de suelo, se procedió a la obtención de los cortantes producto del **escalamiento del cortante sísmico dinámico con el cálculo del estático**; a continuación, se presentan los resultados de las fuerzas:

**Tabla 07. Cortantes Escalados acumulados por piso.**

Piso	Load Case/Combo	Localización	P	VX	VY
			kgf	kgf	kgf
Story10	Sismo x	Bottom	0	5283.384	0
Story10	Sismo y	Bottom	0	0	5283.384
Story9	Sismo x	Bottom	0	11263.4889	0
Story9	Sismo y	Bottom	0	0	11263.4889
Story8	Sismo x	Bottom	0	17243.5938	0
Story8	Sismo y	Bottom	0	0	17243.5938
Story7	Sismo x	Bottom	0	23223.6987	0
Story7	Sismo y	Bottom	0	0	23223.6987
Story6	Sismo x	Bottom	0	29203.8036	0
Story6	Sismo y	Bottom	0	0	29203.8036
Story5	Sismo x	Bottom	0	35183.9085	0
Story5	Sismo y	Bottom	0	0	35183.9085

**Continuación Tabla 07. Cortantes escalados acumulados por piso.**

Story4	Sismo x	Bottom	5.325E-07	41164.0134	0
Story4	Sismo y	Bottom	0	0	41164.0134
Story3	Sismo x	Bottom	6.138E-07	47144.1183	0
Story3	Sismo y	Bottom	0	0	47144.1183
Story2	Sismo x	Bottom	7.373E-07	53124.2232	0
Story2	Sismo y	Bottom	0	0	53124.2232
Story1	Sismo x	Bottom	8.588E-07	59104.3281	0
Story1	Sismo y	Bottom	0	0	59104.3281

La tabla anterior muestra las fuerzas cortantes acumuladas por pisos, producto del escalamiento del análisis dinámico en las direcciones principales.

Se procedió a la distribución de las fuerzas por piso ubicadas cada una en el centro de masa de los diafragmas.

**Tabla 08. Cortantes escalados distribuidos por piso.**

Piso	Load Case/Combo	Localización	VX/PISO	VY/PISO
			KG	KG
Story10	Sismo x	Bottom	5283.384	
Story10	Sismo y	Bottom		5283.384
Story9	Sismo x	Bottom	5980.1049	
Story9	Sismo y	Bottom		5980.1049
Story8	Sismo x	Bottom	5980.1049	
Story8	Sismo y	Bottom		5980.1049
Story7	Sismo x	Bottom	5980.1049	
Story7	Sismo y	Bottom		5980.1049
Story6	Sismo x	Bottom	5980.1049	
Story6	Sismo y	Bottom		5980.1049
Story5	Sismo x	Bottom	5980.1049	
Story5	Sismo y	Bottom		5980.1049
Story4	Sismo x	Bottom	5980.1049	
Story4	Sismo y	Bottom		5980.1049

**Continuación Tabla 08. Cortantes escalados distribuidos por piso.**

Story3	Sismo x	Bottom	5980.1049	
Story3	Sismo y	Bottom		5980.1049
Story2	Sismo x	Bottom	5980.1049	
Story2	Sismo y	Bottom		5980.1049
Story1	Sismo x	Bottom	5980.1049	
Story1	Sismo y	Bottom		5980.1049

Una vez que se contó con las fuerzas escaladas por piso producto del análisis dinámico y el estático, se procedió a efectuar el análisis para obtener los resultados de los esfuerzos internos para poder hacer el diseño respectivo; es importante mencionar que se realizó la extracción de la información de la columna C1 del piso N.10 y del piso 1; se realizó el análisis y diseño de una columna de los pisos antes mencionados; a continuación, se presentan los resultados de las columnas.

Hay que tomar en consideración que en el método estático únicamente se considera un modo lineal de vibración por lo que no incluye efectos sísmicos para el diseño; mientras que el método Dinámico toma las rigideces y todos los modos por lo que la distribución de cortantes es diferente.

**Tabla 09. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 10.**

Piso	Columna	Uniq. Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	MX	MY	EX	EY
				m	TON	kgf	kgf	TON-M	TON-M	M	M
Story 10	C1	1	1.4D	0	21.456 5861	4190. 6636	3662. 8579	5.1370 708	5.7878 3091	0.2394 1697	0.269 74612
Story 10	C1	1	1.4D	2.9	15.220 4261	4190. 6636	3662. 8579	5.4852 1703	6.3650 9364	0.3603 8525	0.418 19418
Story 10	C1	1	1.4D+1.7L	0	24.451 5074	5546. 0049	4733. 4297	6.6445 2485	7.6449 3806	0.2717 4295	0.312 65713
Story 10	C1	1	1.4D+1.7L	2.9	18.215 3474	5546. 0049	4733. 4297	7.0824 2121	8.4384 7608	0.3888 1615	0.463 26188
Story 10	C1	1	0.75(1.4D+1.7L. +1.87EX)	0	17.967 2409	4059. 6992	3523. 238	5.0032 8203	6.2727 7187	0.2784 6691	0.349 12271
Story 10	C1	1	0.75(1.4D+1.7L. +1.87EX)	2.9	13.290 1209	4059. 6992	3523. 238	5.2141 0821	5.5003 5575	0.3923 2963	0.413 868
Story 10	C1	1	0.75(1.4D+1.7L. +1.87EY-)	0	18.706 8512	4192. 3191	3643. 3976	4.4379 7649	5.7251 1184	0.2372 3803	0.306 04359
Story 10	C1	1	0.75(1.4D+1.7L. +1.87EY-)	2.9	14.029 7312	4192. 3191	3643. 3976	6.1278 7645	6.4326 1365	0.4367 7789	0.458 49871
Story 10	C1	1	0.9D + 1.43EX	0	13.414 8479	2592. 2366	2327. 3339	3.3226 8101	4.2703 8673	0.2476 8682	0.318 33285
Story 10	C1	1	0.9D + 1.43EX	2.9	9.405 8879	2592. 2366	2327. 3339	3.4265 8742	3.247 09948	0.364 30239	0.3452 1988
Story 10	C1	1	0.9D + 1.43EY	0	13.41 8079	2660. 5391	2259. 5391	3.8585 1426	3.729 50862	0.287 56085	0.2779 4654
Story 10	C1	1	0.9D + 1.43EY	2.9	9.409 119	2660. 5391	2259. 5391	2.6941 4922	3.986 05487	0.286 33384	0.4236 3742
Story 10	C1	1	0.9D + 1.43EX (-)	0	14.17 21914	2795. 7595	2382. 0548	3.2821 243	3.171 11016	0.231 58905	0.2237 5581
Story 10	C1	1	0.9D + 1.43EX (-)	2.9	10.16 32314	2795. 7595	2382. 0548	3.6258 3448	4.936 59234	0.356 76	0.4857 3059
Story 10	C1	1	0.9D + 1.43EY (-)	0	14.16 89603	2727. 457	2449. 8496	2.7462 9105	3.711 98827	0.193 82446	0.2619 8029
Story 10	C1	1	0.9D + 1.43EY (-)	2.9	10.16 00003	2727. 457	2449. 8496	4.3582 7268	4.197 63695	0.428 96383	0.4131 5323



**Continuación Tabla 09. Esfuerzos Internos en columna C1, Piso 10.**

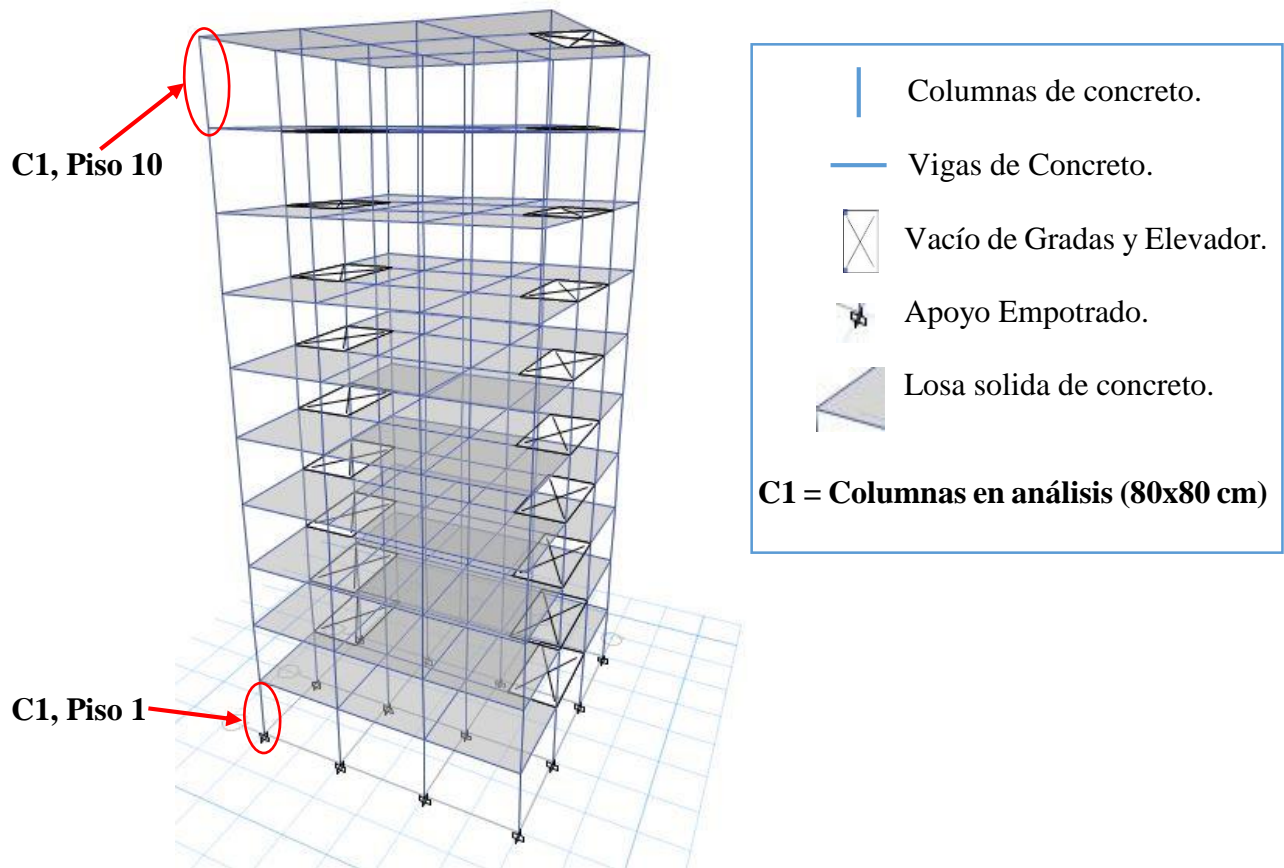
Story 10	C1	1	0.75(1.4D+1.7L.+1.87EX-)	0	18.71 00201	- 4259. 3081	- 3576. 9065	4.9635 0526	5.194 63523	0.265 28594	0.2776 3921
Story 10	C1	1	0.75(1.4D+1.7L.+1.87EX-)	2.9	14.03 29001	- 4259. 3081	- 3576. 9065	5.4095 236	7.157 35837	0.385 48864	0.5100 4128
Story 10	C1	1	0.75(1.4D+1.7L.+1.87EY)	0	17.97 04099	- 4126. 6882	- 3456. 747	5.5288 1079	5.742 29526	0.307 66192	0.3195 417
Story 10	C1	1	0.75(1.4D+1.7L.+1.87EY)	2.9	13.29 32899	- 4126. 6882	- 3456. 747	4.4957 5537	6.225 10047	0.338 19735	0.4682 8893

**Tabla 10. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 1.**

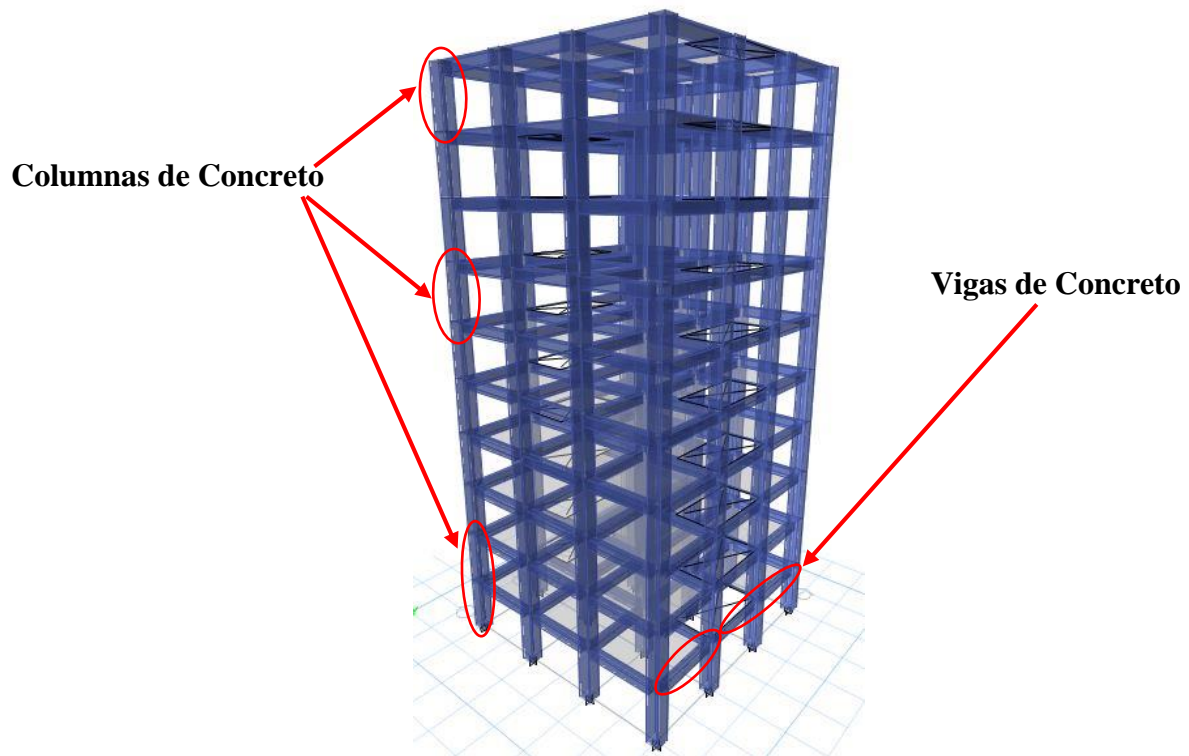
Piso	Columna	Unique Name	Load Case/Comb	Station	P	V2	V3	MX	MY	EX	EY
				m	TON	kgf	kgf	TON-M	TON-M	M	M
Story1	C1	2	1.4D	0	215.11 90307	- 1289. 0861	- 1274. 2067	1.374 73549	1.385 55484	0.006 39058	0.006 44088
Story1	C1	2	1.4D	2.9	208.88 28707	- 1289. 0861	- 1274. 2067	2.320 46385	2.352 7948	0.011 10892	0.011 2637
Story1	C1	2	1.4D+1.7L	0	245.11 03819	- 1659. 8618	- 1636. 8852	1.766 02764	1.783 05474	0.007 20503	0.007 2745
Story1	C1	2	1.4D+1.7L	2.9	238.87 42219	- 1659. 8618	- 1636. 8852	2.980 93948	3.030 54441	0.012 47912	0.012 68678
Story1	C1	2	0.75(1.4D+1.7L.+1.87EX)	0	162.73 63294	- 2939. 8914	- 797.3 892	0.107 86509	13.74 63183	0.000 66282	0.084 46988
Story1	C1	2	0.75(1.4D+1.7L.+1.87EX)	2.9	158.05 92094	- 2939. 8914	- 797.3 892	2.420 29383	5.220 63335	0.015 31258	0.033 02961
Story1	C1	2	0.75(1.4D+1.7L.+1.87EY-)	0	204.92 62661	- 1676. 4201	- 5408. 2213	16.37 908	2.768 19111	0.079 9267	0.013 50823
Story1	C1	2	0.75(1.4D+1.7L.+1.87EY-)	2.9	200.24 91461	- 1676. 4201	- 5408. 2213	0.695 23646	2.093 42714	0.003 47186	0.010 45411
Story1	C1	2	0.9D + 1.43EX	0	116.78 06924	- 3438. 1442	- 380.4 214	0.576 71329	14.48 86526	0.004 93843	0.124 06719

Continuación Tabla 10. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 1.

Sto ry1	C1	2	0.9D + 1.43EX	2.9	112.77 17324	3438. 1442	- 380.4 214	1.679 93538	4.518 03452	0.014 89678	0.040 06354
Sto ry1	C1	2	0.9D + 1.43EY	0	116.78 37281	388.7 132	3443. 3962	14.46 59863	0.568 2431	0.123 86988	0.004 86577
Sto ry1	C1	2	0.9D + 1.43EY	2.9	112.77 47681	388.7 132	3443. 3962	4.480 13726	1.695 51135	0.039 72642	0.015 03449
Sto ry1	C1	2	0.9D + 1.43EX (-)	0	159.80 09185	5095. 5406	1257. 8443	2.344 23034	16.27 008	0.014 66969	0.101 81468
Sto ry1	C1	2	0.9D + 1.43EX (-)	2.9	155.79 19585	5095. 5406	1257. 8443	1.303 51814	1.493 01263	0.008 36704	0.009 58337
Sto ry1	C1	2	0.9D + 1.43EY (-)	0	159.79 78828	1268. 6832	5081. 6619	16.23 35	2.349 67075	0.101 5877	0.014 70402
Sto ry1	C1	2	0.9D + 1.43EY (-)	2.9	155.78 89228	1268. 6832	5081. 6619	1.496 68374	1.329 51054	0.009 60713	0.008 53405
Sto ry1	C1	2	0.75(1.4D+1.7 L.+1.87EX-)	0	204.92 92434	5429. 684	1657. 9386	2.756 90655	16.42 09	0.013 45297	0.080 12961
Sto ry1	C1	2	0.75(1.4D+1.7 L.+1.87EX-)	2.9	200.25 21234	5429. 684	1657. 9386	2.051 11538	0.674 81674	0.010 24266	0.003 36984
Sto ry1	C1	2	0.75(1.4D+1.7 L.+1.87EY)	0	162.73 93067	813.3 726	2952. 8935	13.73 00367	0.093 60901	0.084 36829	0.000 57521
Sto ry1	C1	2	0.75(1.4D+1.7 L.+1.87EY)	2.9	158.06 21867	813.3 726	2952. 8935	5.166 64567	2.452 38947	0.032 68742	0.015 51535



**Figura 15. Verticalidad e identificación de columnas en estudio.**

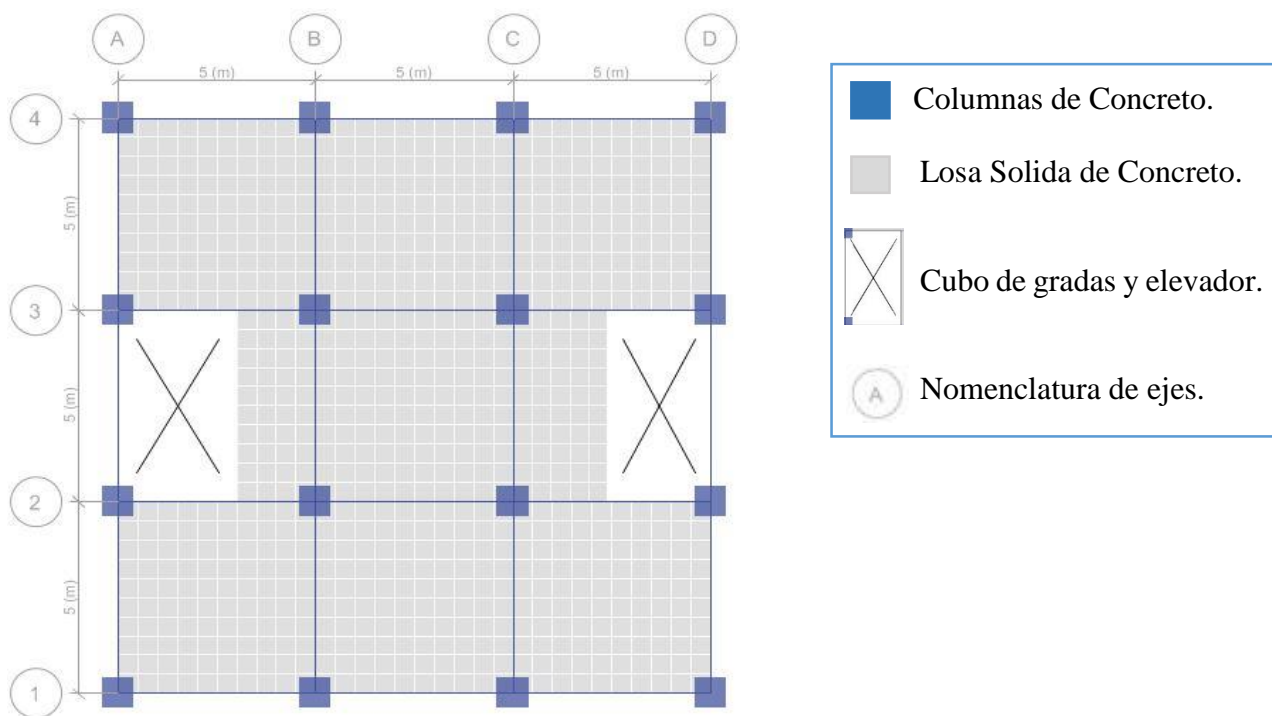


**Figura 16. Vista 3D de edificio analizado con la Norma CHOC-08 y la norma ASCE-16.**

#### 4.2. Resultados de la Simulación en programa ETABS-2016 disposiciones del ASCE 7-16

Con el objetivo de conocer las posibles actualizaciones que se podrán tomar en cuenta para las disposiciones de diseño de columnas, se procedió a la realización de una simulación con la ayuda del programa de diseño ETABS-2016; se realizó el análisis con las disposiciones de la norma ASCE 7-16 en el edificio tipo de diez niveles, ubicado en una zona de riesgo sísmico moderado y sobre un suelo tipo Clase B. La realización del diseño, se realizó utilizando las disposiciones del CHOC-08 y de la norma ASCE/SEI 7-16.

Para el caso del análisis con las disposiciones del ASCE, se utilizó el mismo edificio, con las mismas características y solo se procedió al cambio de los requerimientos de carga, factores de amplificación de cargas, cambio de combinaciones de diseño y el cálculo del espectro de respuesta según lo establece esta norma; con la finalidad de tener parámetros de comparación de esfuerzos y poder realizar los diseños y verificar los posibles cambios que puedan existir.



**Figura 17. Planta Típica de modelo de edificio analizado con la Norma ASCE-16.**

**Tabla 11. Resultado de Aceleraciones del suelo producto del espectro elástico Según Norma ASCE/SEI 7-16.**

Espectro de Respuesta	Modal case	Modo	Periodo Seg.	Amortiguamiento	U1 Aceleración m/sec <sup>2</sup>	U2 Aceleración m/sec <sup>2</sup>
Espectro de respuesta "x"	Modal	1	1.074	0.05	0.3	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	2	1.073	0.05	0.3	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	3	0.927	0.05	0.35	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	4	0.338	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	5	0.337	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	6	0.295	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	7	0.183	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	8	0.183	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	9	0.163	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	10	0.118	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	11	0.117	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	12	0.106	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	13	0.091	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	14	0.083	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	15	0.082	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	16	0.081	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	17	0.079	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	18	0.074	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	19	0.074	0.05	0.9	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	20	0.071	0.05	0.9	0

**Continuación Tabla 11. Resultado de Aceleraciones del suelo producto del espectro elástico Según Norma ASCE/SEI 7-16.**

Espectro de respuesta "x"	Modal	21	0.068	0.05	0.89	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	22	0.065	0.05	0.86	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	23	0.063	0.05	0.85	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	24	0.062	0.05	0.84	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	25	0.062	0.05	0.84	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	26	0.061	0.05	0.83	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	27	0.06	0.05	0.83	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	28	0.059	0.05	0.81	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	29	0.057	0.05	0.8	0
Espectro de respuesta "x"	Modal	30	0.057	0.05	0.8	0
Espectro de respuesta "y"	Modal	1	1.074	0.05	0	0.3
Espectro de respuesta "y"	Modal	2	1.073	0.05	0	0.3
Espectro de respuesta "y"	Modal	3	0.927	0.05	0	0.35
Espectro de respuesta "y"	Modal	4	0.338	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	5	0.337	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	6	0.295	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	7	0.183	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	8	0.183	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	9	0.163	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	10	0.118	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	11	0.117	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	12	0.106	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	13	0.091	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	14	0.083	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	15	0.082	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	16	0.081	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	17	0.079	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	18	0.074	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	19	0.074	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	20	0.071	0.05	0	0.9
Espectro de respuesta "y"	Modal	21	0.068	0.05	0	0.89
Espectro de respuesta "y"	Modal	22	0.065	0.05	0	0.86
Espectro de respuesta "y"	Modal	23	0.063	0.05	0	0.85
Espectro de respuesta "y"	Modal	24	0.062	0.05	0	0.84
Espectro de respuesta "y"	Modal	25	0.062	0.05	0	0.84
Espectro de respuesta "y"	Modal	26	0.061	0.05	0	0.83
Espectro de respuesta "y"	Modal	27	0.06	0.05	0	0.83
Espectro de respuesta "y"	Modal	28	0.059	0.05	0	0.81
Espectro de respuesta "y"	Modal	29	0.057	0.05	0	0.8

**Continuación Tabla 11. Resultado de Aceleraciones del suelo producto del espectro elástico según Norma ASCE/SEI 7-16.**

Espectro de respuesta "y"	Modal	30	0.057	0.05	0	0.8
---------------------------	-------	----	-------	------	---	-----

En la tabla anterior se muestran los resultados de las aceleraciones pico del suelo con las disposiciones de la norma ASCE 7-16, se consideró un **suelo B** y una categoría de riesgo sísmico **III**; que corresponde para una zona de riesgo sísmico moderado.

**Tabla 12. Participación de masas y períodos.**

Participación Modal de Masas						
Caso	Modo	Período	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		seg				
Modal	1	<b>1.074</b>	0.7870	0.0000	0.7870	0.0000
Modal	2	<b>1.073</b>	0.0000	0.7868	0.7870	0.7868
Modal	3	0.927	0.0000	0.0001	0.7870	0.7868
Modal	4	0.338	0.1053	0.0000	0.8923	0.7868
Modal	5	0.337	0.0000	0.1055	0.8923	0.8924
Modal	6	0.295	0.0000	0.0000	0.8923	0.8924
Modal	<b>7</b>	0.183	0.0415	0.0000	<b>0.9338</b>	0.8924
Modal	<b>8</b>	0.183	0.0000	0.0415	0.9338	<b>0.9339</b>
Modal	9	0.163	0.0000	0.0000	0.9338	0.9339
Modal	10	0.118	0.0240	0.0000	0.9578	0.9339
Modal	11	0.117	0.0000	0.0239	0.9578	0.9578
Modal	12	0.106	0.0000	0.0000	0.9578	0.9578
Modal	13	0.091	0.0000	0.0000	0.9578	0.9578
Modal	14	0.083	0.0000	0.0042	0.9578	0.9620
Modal	15	0.082	0.0142	0.0000	0.9720	0.9620
Modal	16	0.081	0.0000	0.0115	0.9720	0.9734
Modal	17	0.079	0.0015	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	18	0.074	0.0000	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	19	0.074	0.0000	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	20	0.071	0.0000	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	21	0.068	0.0000	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	22	0.065	0.0000	0.0000	0.9734	0.9735
Modal	23	0.063	0.0002	0.0000	0.9736	0.9735
Modal	24	0.062	0.0016	0.0000	0.9753	0.9735
Modal	25	0.062	0.0000	0.0021	0.9753	0.9756
Modal	26	0.061	0.0089	0.0000	0.9842	0.9756
Modal	27	0.06	0.0000	0.0087	0.9842	0.9842

**Continuación Tabla 12. Participación de masas y periodos.**

Modal	28	0.059	0.0000	0.0000	0.9842	0.9842
Modal	29	0.057	0.0000	0.0000	0.9842	0.9842
Modal	30	0.057	0.0000	0.0000	0.9842	0.9842

De igual manera se utilizaron 30 modos de vibración, 3 por piso, se observa que se logra una contribución mayor al 90% con los modos de vibración; y se puede observar que no existe variación en los periodos fundamentales, debido a que los mismos no están relacionados con la norma que se utiliza para el análisis y diseño.

**Tabla 13. Cortantes dinámicos acumulados por piso.**

Piso	Load Case/Combo	Localización	P	VX	VY
			kgf	kgf	kgf
Story10	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	44.6889	17922.2711	0.0234
Story10	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0028	0.0171	17936.1595
Story9	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	49.4679	31675.1306	0.0197
Story9	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0042	0.0123	31701.7784
Story8	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	56.6852	41452.0619	0.01
Story8	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0046	0.0099	41488.1881
Story7	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	69.9446	48374.4191	0.025
Story7	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0052	0.0157	48419.9721
Story6	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	83.6304	53784.8138	0.0102
Story6	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0056	0.0065	53837.2748
Story5	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	96.141	58863.4387	0.0141
Story5	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0055	0.0117	58923.1171
Story4	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	109.0175	64261.2831	0.0188
Story4	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0059	0.008	64327.5351
Story3	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	119.5344	69881.5581	0.007
Story3	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0064	0.0085	69954.8334
Story2	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	125.8465	74698.1304	0.0143
Story2	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0073	0.0054	74776.3207
Story1	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	129.1286	77298.9623	0.0193
Story1	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0084	0.0103	77378.9459

La tabla anterior muestra las fuerzas cortantes acumuladas por pisos, producto del espectro de respuesta en las direcciones principales con la norma ASCE 7-16.



Los cortantes acumulados se deben distribuir por piso e introducir en el programa nuevamente como si se tratase de un análisis estático.

Una vez que se obtuvieron los resultados de las fuerzas distribuidas por piso producto del análisis dinámico con el espectro de respuesta que se realizó según el tipo de suelo y demás consideraciones que establece la norma ASCE 7-16, se procedió a la revisión del factor de escala, importante mencionar que esta normativa realiza los escalamientos de manera diferente a nuestra normativa, primero que nada la norma ASCE cuenta con la posibilidad de calcular un cortante dinámico mediante la aplicación de un simple procedimiento que se explica en sección 12.8 , esto en el caso que no se quiera calcular el espectro de respuesta, en el caso de la norma CHOC-08 solo se explica en una de sus secciones cuales son los parámetros límites para obtener el factor de escala. A continuación, se expone el procedimiento que establece la norma ASCE 7-16.

- **ESCALAMIENTO**

1. Obtener la fuerza lateral equivalente estática.

$$V = \frac{F * SDS}{R} * W$$

**Ecuación 4. Fuerza Lateral estática Equivalente**

Fuente: ASCE 7-16

Donde:

F= 1.0 para edificaciones que están un nivel por sobre el terreno.

F= 1.1 para edificaciones que están dos niveles por sobre el terreno.

F= 1.2 para edificaciones que están tres o más niveles por encima del terreno.

R= Coeficiente de Ductilidad

W= peso sísmico total de la estructura.

SDS= Aceleración pico del suelo según características.

Desarrollo:

En el caso particular de la edificación en estudio se obtuvo la siguiente información:

F= 1.2

SDS=0.9 (obtenido de la construcción del espectro de respuesta)

Rw= 8

W= 2,934,332.08 Kg

$$V = 396,134.83 \text{ kg}$$

2. Determinación del máximo cortante inelástico en la base a través de la fuerza lateral estática equivalente.

$$V_{Ix} = \frac{V_{ex} * I_e}{R_x}$$

$$V_{Iy} = \frac{V_{ey} * I_e}{R_y}$$

**Ecuación 5. Máximo Cortante basal Inelástico.**

Fuente: ASCE 7-16

Donde:

V<sub>ex/y</sub>= Fuerza Lateral estática equivalente.

I<sub>e</sub>= Factor de Importancia de estructura.

R<sub>x/y</sub>= Factor de Ductilidad de estructura.

Desarrollo:

La información para la estructura en estudio se presenta a continuación:

$$I_e = 1.25$$

$$R_{x/y} = 8$$

$$V_{Ix} = 61,896.067 \text{ kg}$$

$$V_{Iy} = 61,896.067 \text{ kg}$$

3. Determinación del factor de escala:

$$n_x = \frac{V_x}{V_{Ix}} \geq 1.0$$

$$n_y = \frac{V_y}{V_{Iy}} \geq 1.0$$

### **Ecuación 6. Máximo Cortante basal Inelástico.**

Fuente: ASCE 7-16

Donde:

$V_{x/y}$  = Cortante Dinámico Obtenido con el espectro.

$V_{Ix/y}$  = Máximo cortante inelástico.

Desarrollo:

$V_x = 77,298.9623 \text{ Kg}$  (Obtenido anteriormente)

$V_y = 77,378.9469 \text{ Kg}$  (Obtenido Anteriormente)

$$n_x = 1.24885$$

$$n_y = 1.25014$$

**Conclusión:** Como se puede observar el factor de escala se obtiene de manera diferente, y un aspecto importante a tomar en cuenta es que la norma ASCE 7-16 a diferencia de la norma CHOC-08, escala el cortante estático al dinámico, es decir que se utiliza el análisis dinámico como punto de referencia. Al final y luego de la aplicación del factor de escala se

determinó que se debe utilizar el cortante dinámico para el análisis por lo que se procedió a la distribución de las fuerzas por piso; procedimiento que se realiza de la misma manera que el CHOC-08.

**Tabla 14. Resultado de Cortantes Dinámicos distribuidos por piso en sentido X.**

<b>Piso</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Localización</b>	<b>P</b>	<b>VX</b>	<b>VX/PISO</b>
			<b>kgf</b>	<b>kgf</b>	<b>kgf</b>
Story10	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	44.6889	17922.2711	17922.27
Story9	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	49.4679	31675.1306	13752.86
Story8	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	56.6852	41452.0619	9776.9313
Story7	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	69.9446	48374.4191	6922.3572
Story6	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	83.6304	53784.8138	5410.3947
Story5	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	96.141	58863.4387	5078.6249
Story4	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	109.0175	64261.2831	5397.8444
Story3	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	119.5344	69881.5581	5620.275
Story2	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	125.8465	74698.1304	4816.5723
Story1	Espectro de respuesta "x" Max	Bottom	129.1286	77298.9623	2600.8319

**Tabla 15. Resultado de Cortantes Dinámicos distribuidos por piso en sentido Y.**

<b>Piso</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Localización</b>	<b>P</b>	<b>VY</b>	<b>VY/PISO</b>
			<b>kgf</b>	<b>kgf</b>	<b>KG</b>
Story10	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0028	17936.1595	17936.1595
Story9	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0042	31701.7784	13765.6189
Story8	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0046	41488.1881	9786.4097
Story7	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0052	48419.9721	6931.784
Story6	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0056	53837.2748	5417.3027
Story5	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0055	58923.1171	5085.8423
Story4	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0059	64327.5351	5404.418
Story3	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0064	69954.8334	5627.2983
Story2	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0073	74776.3207	4821.4873
Story1	Espectro de respuesta "y" Max	Bottom	0.0084	77378.9459	2602.6252

Los cortantes acumulados se deben distribuir por piso e introducir en el programa nuevamente como si se tratase de un análisis estático; como se observa se obtuvieron los resultados independientes con las normas ASCE 7-16.

Una vez que se obtuvieron los resultados de las fuerzas distribuidas por piso, producto del análisis dinámico con el espectro de respuesta que se realizó según el tipo de suelo, se procedió a la obtención de los esfuerzos en las columnas; se obtuvieron esfuerzos para una de las columnas del piso 10 y para una del piso.

**Tabla 16. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 10.**

Piso	Columna	No mbr e	Load Case/Co mbo	P	V2	V3	MX	MY	Element Stati on	EX	EY
				TON	kgf	kgf	Ton- m	Ton-m	m	cm	cm
Story 10	C1	1	1.4D	21.456 5861	4190. 6636	3662. 8579	5.1370 70795	5.7878 30914	0	23.9416 968	26.974 6123
Story 10	C1	1	1.4D	15.220 4261	4190. 6636	3662. 8579	5.4852 17032	6.3650 93639	2.9	36.0385 248	41.819 4182
Story 10	C1	1	1.2D+1.6L	21.210 109	4867. 6127	4147. 1895	5.8219 83829	6.7088 63479	0	27.4490 991	31.630 4998
Story 10	C1	1	1.2D+1.6L	15.864 829	4867. 6127	4147. 1895	6.2048 6559	7.4072 13315	2.9	39.1108 255	46.689 5251
Story 10	C1	1	1.2D+ L+ EX	19.334 6479	3978. 1853	3697. 7654	5.2814 60811	6.5657 5193	0	27.3160 434	33.958 4768
Story 10	C1	1	1.2D+ L+ EX	13.989 3679	3978. 1853	3697. 7654	5.4420 58962	4.9709 85372	2.9	38.9013 928	35.534 0242
Story 10	C1	1	0.9D + EX	12.975 0896	2282. 9264	2283. 1192	3.2939 22245	4.2330 86478	0	25.3865 087	32.624 7187
Story 10	C1	1	0.9D + EX	8.9661 296	2282. 9264	2283. 1192	3.3271 23444	2.3874 00006	2.9	37.1076 885	26.626 8737
Story 10	C1	1	0.9D + EY	12.979 9321	2619. 0981	1947. 8974	3.8191 18054	3.7008 37999	0	29.4232 514	28.511 9981

**Continuación Tabla 16. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 10.**

Story 10	C1	1	0.9D + EY	8.9709 721	- 2619. 0981	- 1947. 8974	1.8297 84456	3.8945 46517	2.9	20.3967 244	43.412 7592
Story 10	C1	1	0.9D + EX (-)	14.611 9497	3105. 0697	2426. 2695	3.3108 83063	3.2084 10411	0	22.6587 357	21.957 4422
Story 10	C1	1	0.9D + EX (-)	10.602 9897	3105. 0697	2426. 2695	3.7252 98455	5.7962 91816	2.9	35.1344 155	54.666 5797
Story 10	C1	1	1.2D+ L+ EX-	20.971 5079	4800. 3286	3840. 9157	5.2984 21629	5.5410 75862	0	25.2648 577	26.421 9239
Story 10	C1	1	1.2D+ L+ EX-	15.626 2279	4800. 3286	3840. 9157	5.8402 33974	8.3798 77182	2.9	37.3745 603	53.626 9997
Story 10	C1	1	0.9D + EY-	14.607 1072	2768. 898	2761. 4913	2.7856 87254	3.7406 58889	0	19.0707 661	25.608 4852
Story 10	C1	1	0.9D + EY-	10.598 1472	2768. 898	2761. 4913	5.2226 37443	4.2891 45304	2.9	49.2787 781	40.470 7089
Story 10	C1	1	1.2D+ L+ EY	19.339 4904	4314. 357	3362. 5437	5.8066 5662	6.0335 03451	0	30.0248 688	31.197 8409
Story 10	C1	1	1.2D+ L+ EY	13.994 2104	4314. 357	3362. 5437	3.9447 19975	6.4781 31884	2.9	28.1882 283	46.291 5141
Story 10	C1	1	1.2D+ L+ EY-	20.966 6655	4464. 1569	4176. 1375	4.7732 2582	6.0733 24341	0	22.7657 842	28.966 5724
Story 10	C1	1	1.2D+ L+ EY-	15.621 3855	4464. 1569	4176. 1375	7.3375 72962	6.8727 30671	2.9	46.9713 327	43.995 6537

**Tabla 17. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 1.**

Piso	Columna	Uniq e Name	Load Case/C ombo	Statio n	P	V2	V3	MX	MY	EX(cm)	EY(c m)
				m	TON	kgf	kgf	ton-m	Ton- m	cm	cm
Story 1	C1	2	1.4D	0	215.1 19030 7	- 1289. 0861	- 1274.2 067	1.3747 35489	1.385 55484 1	0.63905 805	0.6440 8753
Story 1	C1	2	1.4D	2.9	208.8 82870 7	- 1289. 0861	- 1274.2 067	2.3204 63845	2.352 79480 1	1.11089 236	1.1263 7039
Story 1	C1	2	1.2D+1.6 L	0	212.6 14894 6	- 1453. 8963	- 1433.5 217	1.5466 1967	1.561 73598 2	0.72742 772	0.7345 3743
Story 1	C1	2	1.2D+1.6 L	2.9	207.2 69614 6	- 1453. 8963	- 1433.5 217	2.6105 93134	2.654 56324	1.25951 56	1.2807 2957
Story 1	C1	2	1.2D+ L+ EX	0	175.9 22621 9	2551. 6859	- 905.79 68	0.0371 83184	13.08 35602 5	0.02113 61	7.4371 1077
Story 1	C1	2	1.2D+ L+ EX	2.9	170.5 77341 9	2551. 6859	- 905.79 68	2.5896 27429	5.683 67125 7	1.51815 44	3.3320 2006
Story 1	C1	2	0.9D + EX	0	112.1 83715 5	3046. 0219	- 419.41 22	0.4875 74846	13.61 42883 3	0.43462 177	12.135 7082
Story 1	C1	2	0.9D + EX	2.9	108.1 74755 5	3046. 0219	- 419.41 22	1.7038 70099	4.780 82470 4	1.57510 881	4.4195 3826
Story 1	C1	2	0.9D + EY	0	112.1 61874 5	- 440.4 858	3068.7 398	13.656 55401	0.432 16259 7	12.1757 541	0.3853 0258
Story 1	C1	2	0.9D + EY	2.9	108.1 52914 5	- 440.4 858	3068.7 398	4.7572 08453	1.709 57152 6	4.39859 478	1.5806 9853
Story 1	C1	2	0.9D + EX (-)	0	164.3 97895 4	- 4703. 4183	- 1218.8 536	2.2550 91902	15.39 572	1.37172 796	9.3649 1307
Story 1	C1	2	0.9D + EX (-)	2.9	160.3 88935 4	- 4703. 4183	- 1218.8 536	1.2795 83416	1.755 80281 7	0.79780 031	1.0947 1568
Story 1	C1	2	1.2D+ L+ EX-	0	228.1 36801 8	- 5197. 7544	- 1705.2 382	2.7798 49932	15.92 644	1.21850 132	6.9810 9199
Story 1	C1	2	1.2D+ L+ EX-	2.9	222.7 91521 8	- 5197. 7544	- 1705.2 382	2.1653 40746	0.852 95626 4	0.97191 344	0.3828 4952
Story 1	C1	2	0.9D + EY-	0	164.4 19736 5	- 1216. 9106	- 4707.0 056	15.424 07	2.213 59025	9.38091 152	1.3463 0446
Story 1	C1	2	0.9D + EY-	2.9	160.4 10776 5	- 1216. 9106	- 4707.0 056	1.7737 54938	1.315 45036 1	1.10575 797	0.8200 5111

**Continuación Tabla 17. Esfuerzos internos en columna C1, Piso 1.**

Story 1	C1	2	1.2D+ L+ EY	0	175.9 00780 9	- 934.8 219	2582.3 552	13.131 79598	0.098 56547 8	7.46545 633	0.0560 347
Story 1	C1	2	1.2D+ L+ EY	2.9	170.5 55500 9	- 934.8 219	2582.3 552	5.6429 65783	2.612 41807 9	3.30858 035	1.5317 1142
Story 1	C1	2	1.2D+ L+ EY-	0	228.1 58642 9	- 1711. 2466	- 5193.3 902	15.948 83	2.744 31832 6	6.99023 705	1.2028 1147
Story 1	C1	2	1.2D+ L+ EY-	2.9	222.8 13362 9	- 1711. 2466	- 5193.3 902	0.8879 97608	2.218 29691 4	0.39853 876	0.9955 8522

**CUADROS COMPARATIVOS DE RESULTADOS**

**Tabla 18. Diferencias de Cortantes basales en sentido X.**

CORTANTES BASALES ACUMULADOS				PORCENTAJE DE DIFERENCIA	
PISO	FUERZA LATERAL	CHOC-08 (KG)	ASCE 7-16 (KG)	ACUMULADO	SEPARADO
Story10	Sismo x	5283.384	17922.2711	339%	239%
Story9	Sismo x	11263.4889	31675.1306	281%	181%
Story8	Sismo x	17243.5938	41452.0619	240%	140%
Story7	Sismo x	23223.6987	48374.4191	208%	108%
Story6	Sismo x	29203.8036	53784.8138	184%	84%
Story5	Sismo x	35183.9085	58863.4387	167%	67%
Story4	Sismo x	41164.0134	64261.2831	156%	56%
Story3	Sismo x	47144.1183	69881.5581	148%	48%
Story2	Sismo x	53124.2232	74698.1304	141%	41%
Story1	Sismo x	59104.3281	77298.9623	131%	31%

**Tabla 19. Diferencias de Cortantes basales en sentido Y**

CORTANTES BASALES ACUMULADOS				PORCENTAJE DE DIFERENCIA	
PISO	FUERZA LATERAL	CHOC-08 (KG)	ASCE 7-16 (KG)	ACUMULADO	SEPARADO
Story10	Sismo y	5283.384	17936.1595	339%	239%
Story9	Sismo y	11263.4889	31701.7784	281%	181%
Story8	Sismo y	17243.5938	41488.1881	241%	141%
Story7	Sismo y	23223.6987	48419.9721	208%	108%



**Continuación Tabla 19. Diferencias de Cortantes Basales en sentido Y.**

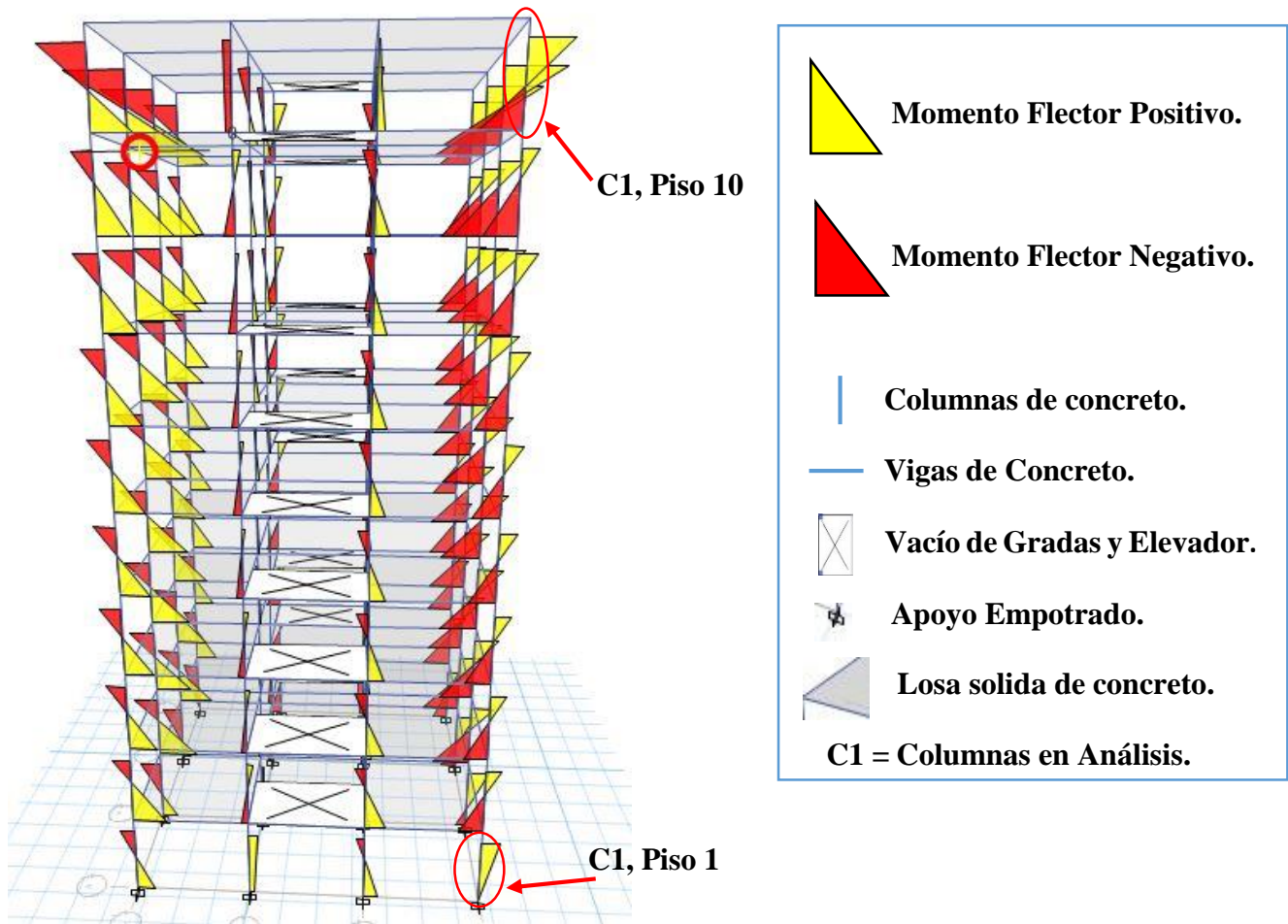
Story6	Sismo y	29203.8036	53837.2748	184%	84%
Story5	Sismo y	35183.9085	58923.1171	167%	67%
Story4	Sismo y	41164.0134	64327.5351	156%	56%
Story3	Sismo y	47144.1183	69954.8334	148%	48%
Story2	Sismo y	53124.2232	74776.3207	141%	41%
Story1	Sismo y	59104.3281	77378.9459	131%	31%

**Tabla 20. Diferencias de Cortantes distribuidos por niveles en sentido X.**

CORTANTES BASALES DISTRIBUIDOS				PORCENTAJE
PISO	FUERZA LATERAL	CHOC-08 (KG)	ASCE 7-16 (KG)	DIF.
Story10	Sismo x	5283.384	17922.27	339%
Story9	Sismo x	5980.1049	13752.86	230%
Story8	Sismo x	5980.1049	9776.9313	163%
Story7	Sismo x	5980.1049	6922.3572	116%
Story6	Sismo x	5980.1049	5410.3947	90%
Story5	Sismo x	5980.1049	5078.6249	85%
Story4	Sismo x	5980.1049	5397.8444	90%
Story3	Sismo x	5980.1049	5620.275	94%
Story2	Sismo x	5980.1049	4816.5723	81%
Story1	Sismo x	5980.1049	2600.8319	43%

**Tabla 21. Diferencias de Cortantes distribuidos por niveles en sentido Y.**

CORTANTES BASALES DISTRIBUIDOS				PORCENTAJE
PISO	FUERZA LATERAL	CHOC-08 (KG)	ASCE 7-16 (KG)	DIF.
Story10	Sismo y	5283.384	17936.1595	339%
Story9	Sismo y	5980.1049	13765.6189	230%
Story8	Sismo y	5980.1049	9786.4097	164%
Story7	Sismo y	5980.1049	6931.784	116%
Story6	Sismo y	5980.1049	5417.3027	91%
Story5	Sismo y	5980.1049	5085.8423	85%
Story4	Sismo y	5980.1049	5404.418	90%
Story3	Sismo y	5980.1049	5627.2983	94%
Story2	Sismo y	5980.1049	4821.4873	81%
Story1	Sismo y	5980.1049	2602.6252	44%



**Figura 18. Diagrama de momentos en Columnas, producto de las cargas con norma ASCE 7-16.**

**CONCLUSIÓN:** Luego de efectuar los análisis estructurales con las disposiciones que establece el CHOC-08 y la norma ASCE-16 se puede concluir en primera instancia que los esfuerzos internos producto de los requerimientos de carga de la norma CHOC-08 son menores, en comparación a los resultados de la norma ASCE-16.

### **4.3. Resultados de la Entrevista**

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de las entrevistas aplicadas a la muestra representativa de la población.

#### **1. ¿Considera usted que es necesario implementar actualizaciones en nuestro código de construcción? Explique Brevemente**

- Sí, es necesario actualizar sobre procedimientos para cálculo de carga sísmica. (2)
- Si debido a que trabajamos en base a normas internacionales bastante antiguas y valdría la pena actualizarse con el fin de mejorar y optimizar mejor los diseños estructurales. (2)
- Fue basado en el ACI de 95 y AISC de 87 cuando todavía era ASD.
- Sí, creo que sí. Principalmente porque las normativas en las que se fundamenta han sufrido cambios desde su publicación.
- Si es necesario.
- Si está muy desfasado.
- Porque se han modificado factores y nuevos criterios surgen para diseños.
- Si porque hay que ya hay normas que son más eficientes.
- Si, ya que está desfasado con respecto a los códigos más usados.



**Figura 19. Actualizaciones al CHOC-08.**

**Tabla 22. Implementación de actualizaciones al CHOC-08.**

RESPUESTA	FRECUENCIA	PORCENTAJE	PORCENTAJE ACUMULADO
Si, son necesarias.	10	100%	100%
No, son necesarias.	0	0%	0%
<b>TOTAL</b>	<b>10</b>	<b>100%</b>	

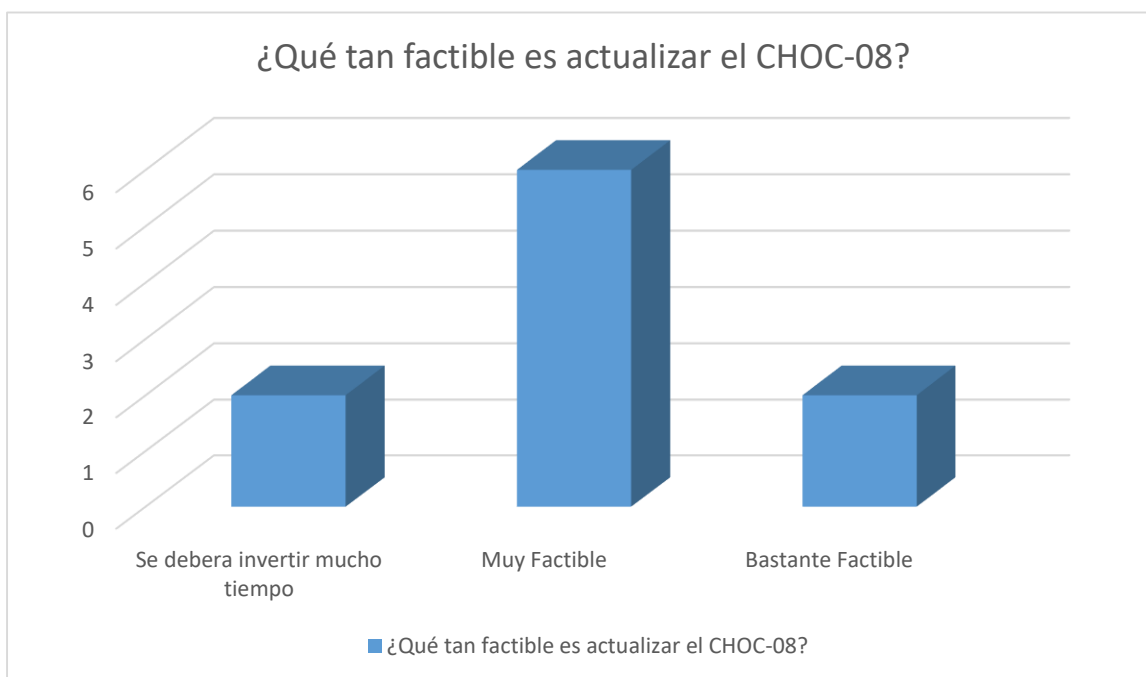
**Hallazgo:** La entrevista es una técnica cualitativa, y se observa que los entrevistados en su mayoría opinan que son necesarias las actualizaciones, con una tendencia ascendente.

**Conclusión:** Se puede concluir con base en las respuestas de los profesionales de la materia, que se requiere que el código hondureño de la construcción se someta a un proceso de actualización.

**2. ¿Qué tan factible cree usted que sea actualizar nuestra normativa?**

- Sería un trabajo en el que deberá invertir mucho tiempo. (2)
- Muy factible. (2)
- Bastante factible. (2)

- Considero que podría ser beneficioso por el simple hecho que contaremos con un código que este de acorde a la realidad actual de las necesidades.
- Muy factible.
- Muy factible.
- Es muy factible porque ya hay nuevas actualizaciones que efficientan los diseños.



**Figura 20. Factibilidad de actualización.**

**Tabla 23. Factibilidad de implementación de actualizaciones al CHOC-08.**

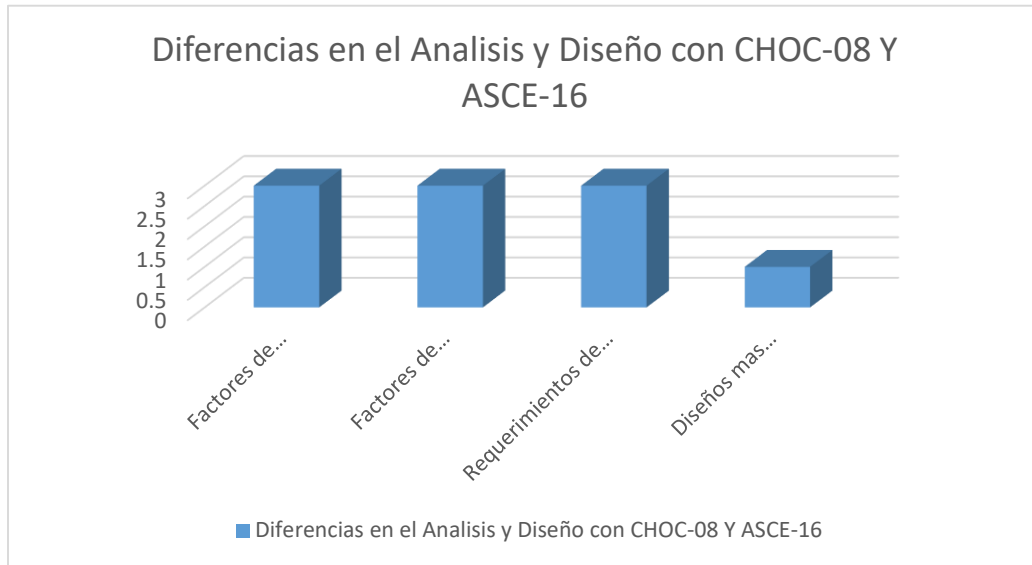
RESPUESTA	FRECUENCIA	PORCENTAJE	PORCENTAJE ACUMULADO
Se deberá invertir mucho tiempo.	6	60%	60%
Muy factible.	2	20%	80%
Bastante Factible.	2	20%	100%
<b>TOTAL</b>	<b>10</b>	<b>100%</b>	

**Hallazgo:** La entrevista es una técnica cualitativa, y se observa que los entrevistados en su mayoría consideran que es muy factible actualizar el CHOC-08, con una tendencia ascendente a ser muy factible.

**Conclusión:** Se puede concluir con base en las respuestas de los profesionales de la materia, que es más que factible poder actualizar el CHOC-08.

**3. ¿Considera usted que pueda existir diferencia en la capacidad sísmica de las columnas de concreto, si se hace un análisis y diseño con el CHOC-08 y con la norma ASCE-16? Mencione y Explique Brevemente las diferencias que cree podrán existir.**

- Si. El ASCE más reciente considera factores de ductilidad menores que aumentan carga sísmica. (2)
- Si, debido al uso de los factores de ajuste que varían en cada norma. (2)
- La diferencia son los factores de mayoración y las restricciones sísmicas implementadas en las nuevas versiones de los códigos y que no existían hace 20 años.
- Considero que podría existir diferencias en los requerimientos de carga, en las combinaciones, en las disposiciones de refuerzos.
- Si, puede existir debido a las consideraciones de cada código.
- No se la diferencia.
- Factores de carga, de diseño.
- Si hay diferencia diseñaríamos columnas más resistentes sísmicamente.
- Si puede existir ya que las consideraciones de los códigos son distintas.



**Figura 21. Diferencias del CHOC-08 y la norma ASCE-16.**

**Tabla 24. Diferencias del CHOC-08 y la Norma ASCE-16.**

RESPUESTA	FRECUENCIA	PORCENTAJE	PORCENTAJE ACUMULADO
Factores de ductilidad menores	3	30%	30%
Factores de mayoración y restricción sísmica.	3	30%	60%
Requerimientos de carga, combinaciones, disposiciones de refuerzo.	3	30%	90%
Diseños más resistentes.	1	10%	100%
<b>TOTAL</b>	<b>10</b>	<b>100%</b>	

**Hallazgo:** La entrevista es una técnica cualitativa, y se observa que los entrevistados en su mayoría consideran que las diferencias en el análisis y diseño podrán radicar en las disposiciones y criterios de diseño, con una tendencia marcada hacia los factores de ductilidad, mayoración y requerimientos de cargas.

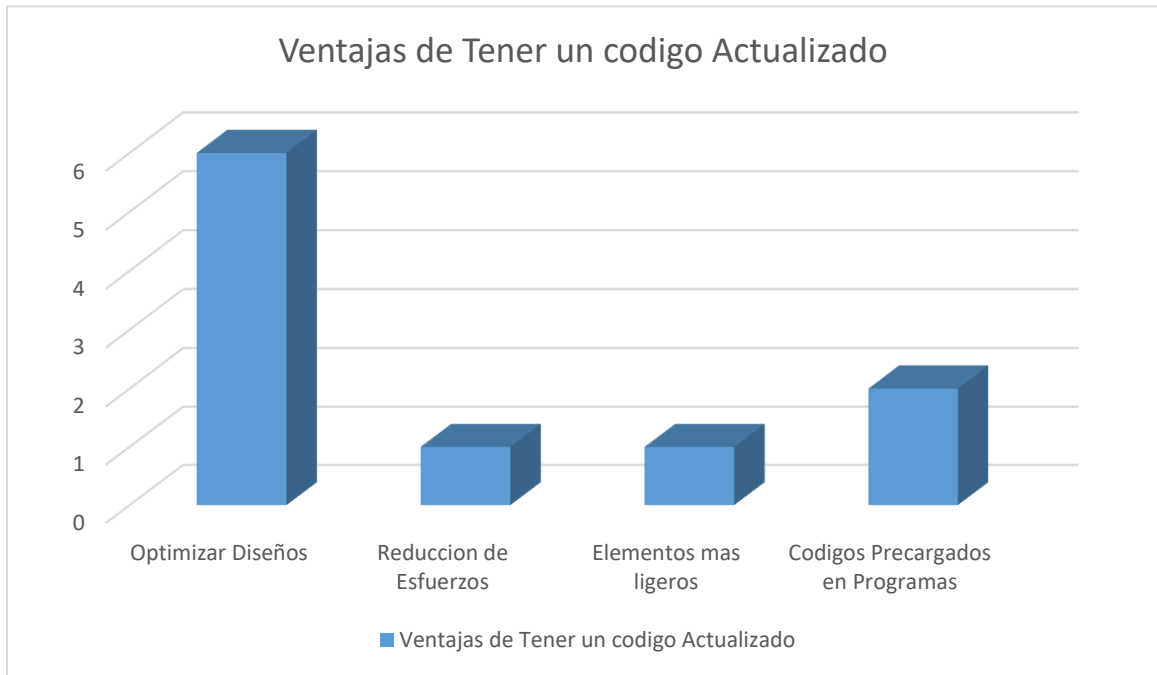
**Conclusión:** Se puede concluir con base en las respuestas de los profesionales de la materia, que la diferencias en el diseño de las columnas de concreto reforzado están marcadas en los factores de carga que se utilizan, las combinaciones de diseño, y los requerimientos de análisis.

#### 4. ¿Qué ventajas considera usted que se tendrían con un código actualizado?

##### Mencione 3

- Optimizar secciones y una realización de diseños más conservadores. (2)
- Optimización de diseños, mejor comprensión de algunos puntos de la norma, acercarnos más a la realidad de otros países avanzados en esta materia. (2)
- Homologación con los diseños en la región.
- Contar con un código moderno. 2. Posiblemente los diseños sean más económicos.  
3. Diseños más seguros.
- Se podrían utilizar los códigos precargados en los programas de diseño.
- Reducir momentos, evitar sobredimensionamientos.
- Elementos más ligeros.
- Ser más práctico Diseño de estructuras más seguras Diseño de estructuras más dúctiles.
- Estaría de acuerdo a los nuevos códigos internacionales, se podrían usar códigos recargados en los programas de diseño estarían de acuerdo a la realidad de nuestro país.





**Figura 22. Ventajas de tener un código actualizado.**

**Tabla 25. Ventajas de la Actualización.**

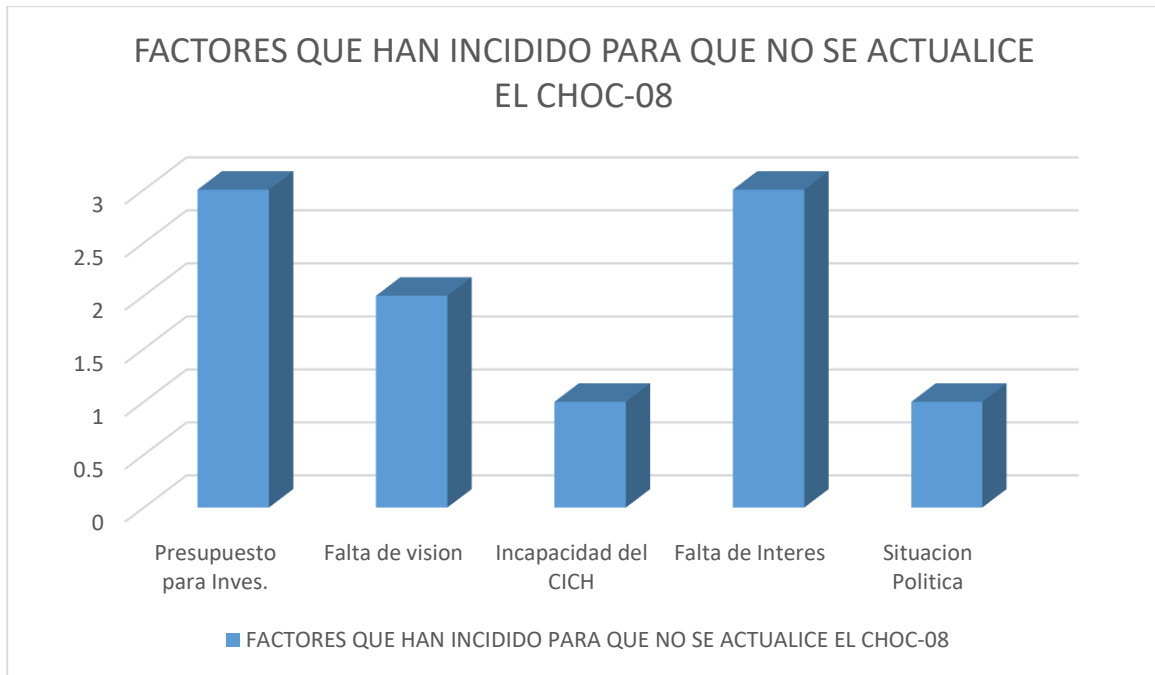
RESPUESTA	FRECUENCIA	PORCENTAJE	PORCENTAJE ACUMULADO
Optimizar Diseños	6	60%	60%
Reducción de Esfuerzos.	1	10%	70%
Elementos más Ligeros.	1	10%	80%
Códigos Precargados en programas.	2	20%	100%
<b>TOTAL</b>	<b>10</b>	<b>100%</b>	

**Hallazgo:** Según las respuestas de los entrevistados se puede observar que los especialistas consideran que existen múltiples ventajas que se pueden obtener con un Código de construcción actualizado, con una tendencia ascendente hacia la optimización de los diseños.

**Conclusión:** Se puede concluir con base en las respuestas de los profesionales de la materia, una de las principales ventajas que se pueden obtener con un código de construcción actualizado será la optimización de los diseños estructurales.

**5. ¿Qué factores considera usted han incidido para que nuestro código de construcción no se halla actualizado desde el 2008?**

- Presupuesto para realizar las investigaciones correspondientes. (2)
- No se ha creado la necesidad, falta de visión del colegio CICH, falta de estudios de normas más actualizadas a nivel internacional para adaptar la nuestra (2)
- Incapacidad por parte del CICH.
- Considero que principalmente es la falta de investigación en el tema. 2. El poco interés 3. La falta de visión.
- Falta de interés, no todos los diseñadores utilizan el código, no hay un ente que supervise los diseños.
- Falta de voluntad de las autoridades competentes.
- Factores de carga muerta, viva, para el acero está por el método ASD.
- Situación política.
- Falta de interés.



**Figura 23. Factores que han incidido para no contar con actualizaciones.**

**Tabla 26. Factores que han incidido para no contar con actualizaciones.**

RESPUESTA	FRECUENCIA	PORCENTAJE	PORCENTAJE ACUMULADO
Presupuesto para investigaciones.	3	30%	30%
Falta Vision.	2	20%	50%
Incapacidad del CICH.	1	10%	60%
Falta de Interes.	3	30%	90%
Situación Política.	1	10%	100%
<b>TOTAL</b>	<b>10</b>	<b>100%</b>	

**Hallazgo:** Según las respuestas de los entrevistados se puede observar que los especialistas consideran que existen múltiples factores que han incidido para que el CHOC-08 no se actualice, con una tendencia hacia la falta de investigaciones y la falta de interés.

**Conclusión:** Se puede concluir con base en las respuestas de los profesionales de la materia, que los principales factores que han incidido para que el CHOC-08 no se actualice son: la falta de investigación y la falta de interés del CICH.

#### 4.4. Análisis Estadístico

El análisis estadístico está basado en los datos de la entrevista aplicada a la muestra de la población a través del cuestionario, con la finalidad de poder validar o descartar la hipótesis planteada.

1. **¿Considera usted que es necesario implementar actualizaciones en nuestro código de construcción? Explique Brevemente**

**Tabla 27. Calculo de moda de pregunta 1.**

DESCRIPCIÓN	VALOR
Moda	10

La moda de la muestra indica que la mayoría de los profesionales de la materia piensa que es necesario implementar actualizaciones en el CHOC-08.

2. **¿Qué factores considera usted han incidido para que nuestro código de construcción no se halla actualizado desde el 2008?**

**Tabla 28. Calculo de moda de pregunta 2.**

DESCRIPCIÓN	VALOR
Moda	3

La moda de los resultados de la entrevista muestra que, según los profesionales de la materia, los dos factores que más inciden para que no se halla actualizado el CHOC-08 son: la falta de presupuesto para llevar a cabo investigaciones y la falta de interés.

**3. ¿Qué ventajas considera usted que se tendrían con un código actualizado?**

**Mencione 3**

**Tabla 29. Calculo de moda de pregunta 3.**

DESCRIPCIÓN	VALOR
Moda	6

La moda respecto a las ventajas que se tendrían con un código actualizado muestra que más de la mitad de los profesionales considera que una de las principales ventajas con las que se contaría sería la optimización de los diseños estructurales.

**4. ¿Considera usted que pueda existir diferencia en la capacidad sísmica de las columnas de concreto, sí se hace un análisis y diseño con el CHOC-08 y con la norma ASCE/SEI 7-16? Mencione y Explique Brevemente las diferencias que cree podrán existir.**

**Tabla 30. Calculo de moda de pregunta 4.**

DESCRIPCIÓN	VALOR
Moda	3

La moda de los resultados de la entrevista muestra que, según los profesionales de la materia, las diferencias que podrían existir entre el CHOC-08 y la norma ASCE/SEI 7-16 son: factores de ductilidad menores, factores de mayoración y restricción sísmica, requerimientos de

carga, combinaciones, disposiciones de refuerzo. Lo que nos indica que si no se actualiza el CHOC-08 existirán diferencias entre una norma y la otra.

### **Comprobación de Hipótesis**

**H0:** A mayor interés por la actualización del CHOC-08, mayores trabajos de investigación se ejecutan, mayores ventajas se obtienen en los diseños y menos diferencias existirán en las disposiciones de análisis y diseño con respecto a la norma ASCE/SEI 7-16.

**H1:** A menor interés por la actualización del CHOC-08, mayores trabajos de investigación se ejecutan enfocados a la actualización, menos ventajas se obtienen en los diseños y más diferencias existirán en las disposiciones de análisis y diseño con respecto a la norma ASCE/SEI 7-16.

### **Validación de la Hipótesis Nula (H0)**

El resultado del análisis estadístico anterior muestra como aspecto principal que existe falta de interés para actualizar el CHOC-08, por otro lado, ante la falta de interés existen muy pocos trabajos de investigación orientados a la actualización, pero si se podrán obtener ventajas en los diseños estructurales y menos diferencias entre las disposiciones de una norma y la otra; por lo tanto, rechazamos la hipótesis nula.

## **4.5. Propuesta**

### **4.5.1. Plan de Actualización para disposiciones de Columnas de concreto reforzado**

#### 4.5.2. Introducción

#### 4.5.3. Descripción de la Propuesta

##### 4.5.3.1. Análisis y Diseño con Disposiciones CHOC-08

##### 4.5.3.2. Análisis y Diseño con Disposiciones ASCE-16

##### 4.5.3.3. Actualizaciones propuestas al CHOC-08

#### 4.5.4. Presupuesto

#### 4.5.5. Cronograma de Ejecución

### **4.5.2. Introducción**

La siguiente propuesta de actualizaciones del CHOC-08 está enfocada en una pequeña parte de toda la normativa; es importante mencionar que existe mucho trabajo aún por realizar si se pretende contar con un código de construcción que este actualizado con referencia en las normativas internacionales de construcción.

Esta propuesta contiene de manera general los aspectos o disposiciones que con base en los resultados del análisis se considera son factor importante en la incidencia de los diseños estructurales, dicho de otra forma, los requerimientos de análisis del CHOC-08 en comparación con la norma ASCE/SEI 7-16 genera que los esfuerzos internos sean diferentes y por consiguiente los diseños de las columnas.

Los beneficios de las actualizaciones son:

- Optimizar Diseños.
- Esfuerzos internos mejores.

- Elementos más Ligeros.
- Códigos Precargados en programas.

Las presentes actualizaciones se deben revisar y estudiar a través del tiempo para verificar que aún son aplicables.

### **4.5.3. Descripción de la Propuesta**

#### **4.5.3.1. Análisis y Diseño con Disposiciones CHOC-08**

- **Resultados del análisis estructural**

Los resultados de la simulación nos ofrecen un panorama amplio de los requerimientos de diseño, dicho de otra manera, los esfuerzos internos producto de las disposiciones de cada norma.

#### **MATERIALES**

- Resistencia nominal a compresión:  $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $15100\sqrt{f'c} = 252,671.328\text{Kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson:  $V = 0.15$
- Acero corrugado, grado 60, esfuerzo de fluencia ( $f_y$ )=  $4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E_s = 2,030,000 \text{ Kg/cm}^2$

- **Determinación Sistema estructural**

El sistema estructural se define mediante un número de características especificadas en la sección 1.3.4.6. por el cual se optó por el sistema de marco rígido especial donde:

El CHOC (2008) afirma que:

Los marcos de concreto requeridos por el diseño a ser parte del sistema resistente a las fuerzas laterales deberán conformarse a los siguientes:

- a) En zonas sísmicas 4, 5 y 6 deberán ser marcos rígidos especiales.
- b) En zonas sísmicas 2 y 3, deberán ser como mínimo marco rígido especial.



- **Determinación del tipo de suelo**

Se consideró un perfil de suelo S1 un tipo de suelo con condiciones predominantes de medio- denso a denso o medio duro a duro según tabla 1.3.4-2 CHOC-08 caracterizado el suelo predominante según estudios previos en la ciudad de Tegucigalpa.

**Tabla 31. Coeficiente del suelo S.**

**Tabla 1.3.4-2 Coeficiente del suelo  $S^a$  y parámetros para curvas de espectro  $b$**

Tipo	Descripción	Coeficiente S	Parámetros para espectros		
			Períodos en segundos		Exponente e
			$T_a$	$T_b$	
S1	Un perfil de suelo con: (a) Un material tipo roca caracterizado por una velocidad de onda cortante mayor que 760 m/s o por otros medios adecuados de clasificación, o (b) Condiciones de suelo medio-denso a denso, o medio-duro a duro, donde la profundidad del suelo es menor que 60 metros.	1.0	0.155	0.364	2.00
S2	Un perfil de suelo con condiciones predominantes de suelo medio-denso a denso, o medio-duro a duro, donde la profundidad del suelo excede los 60 metros.	1.2	0.186	0.524	2.00
S3	Un perfil de suelo que contiene más de 6 metros de arcilla blanda a media-dura, pero no más de 12 metros de arcilla blanda.	1.5	0.233	0.818	2.00
S4	Un perfil de suelo que contiene más de 12 metros de arcilla blanda, caracterizado por una velocidad de onda cortante menor que 150 m/s.	2.0	0.310	1.455	2.00

Fuente: CHOC (2008)

- **Determinación de Cargas**

Las cargas usadas son las siguientes:

Cargas primarias o gravitacionales

Permanentes DL:

Peso propio

Carga súper impuesta (enchapes, instalaciones etc.): 102kg/m<sup>2</sup>

Peso de paredes perimetrales: 200kg/m<sup>2</sup>

Cargas de divisiones: 100kg/m<sup>2</sup>

Vivas LL

Carga de uso Oficinas: 250kg/m<sup>2</sup>

**Tabla 32. Carga muerta y carga viva.**

Carga Muerta	
Concepto	C <sub>m</sub> (kg/m <sup>2</sup> )
Carga Paredes Exteriores	200.00
Carga Divisiones interiores	100.00
Carga acabados	102.00

Carga Viva	
Concepto	C <sub>v</sub> (kg/m <sup>2</sup> )
Oficinas	250.00

Las cargas vivas se obtuvieron del apartado 1.1.4-1 Cargas uniformes y concentradas, la cual se distribuye en todo el nivel. Según la categoría de ocupación Oficinas en carga uniforme es de 250 kg/m<sup>2</sup> como se observa en la tabla 26.

**Tabla 33. Cargas consideradas.**

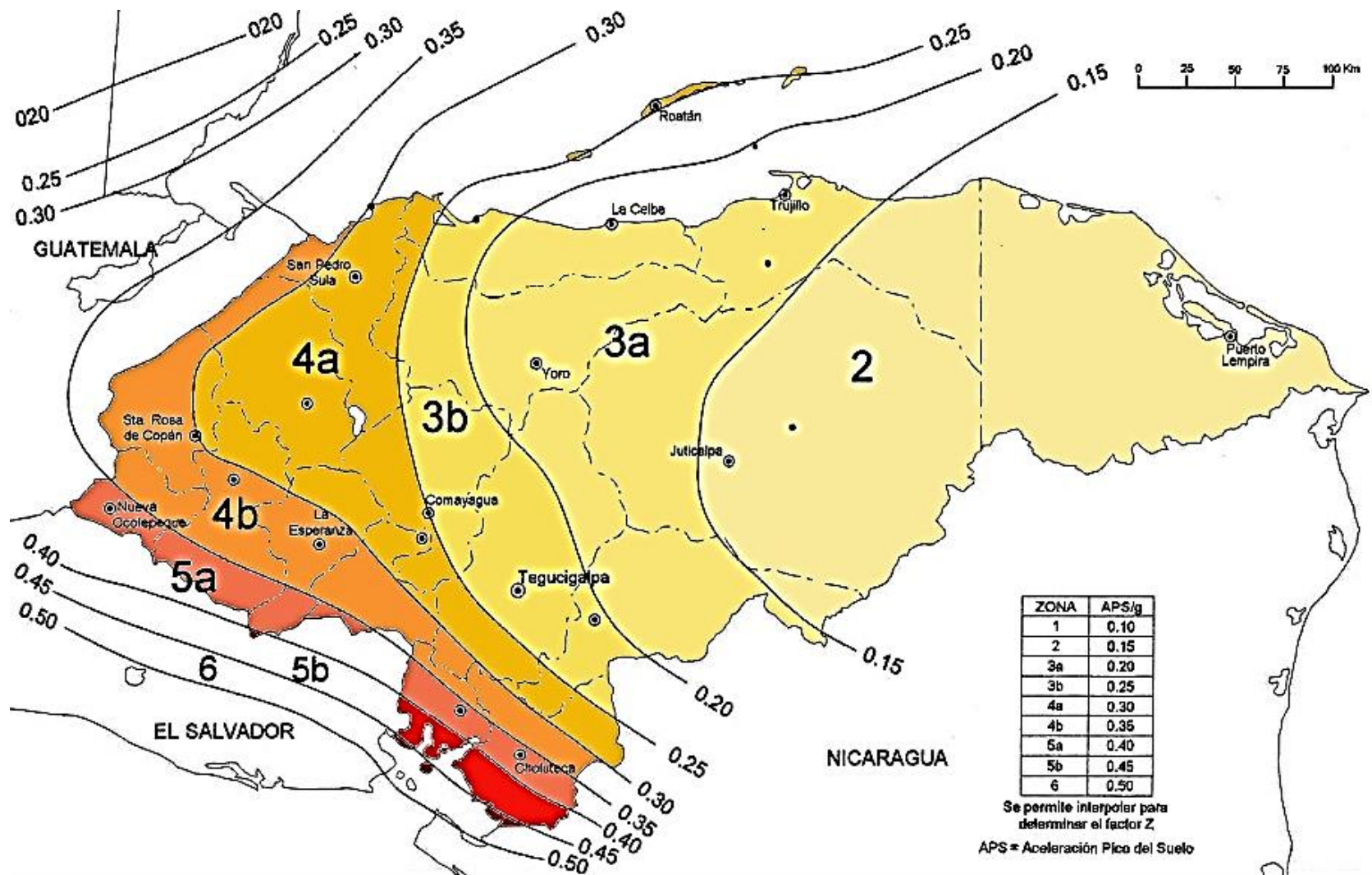
#	Título de Carga	DL	LL	EX	EY
C1	DL	1			
C2	LL		1		
C3	Sismo X			+-	
C4	Sismo y				+-
C5	Sismo X			+-	
C6	Sismo y				+-

Se consideró la carga muerta de la estructura producto del peso propio la especificada en el programa ETABS.

- **Determinación de zona sísmica**

Debido a que la estructura estará sometida a cargas laterales deberá conformarse según la zona sísmica, y para determinarla como tal se obtiene del mapa de zona sísmica de Honduras, sección 1.3.4.2. La ubicación de Tegucigalpa entre la *zona sísmica 3b*.

- Sismo: Se determina de acuerdo al riesgo sísmico de la zona, el tipo de suelo, la rigidez y configuración de la estructura y las masas en los diferentes niveles.  
Con los parámetros anteriores se determina el espectro de diseño, y se ejecuta un análisis dinámico modal.
- Aceleración pico del suelo  $a = 0.25$  g de acuerdo con el último mapa de riesgo sísmico según se muestra en la ilustración N.24 para la ciudad de Tegucigalpa.
- Ductilidad global asignada,  $R_w = 12$  para un sistema de marco rígido especial (MRE) según tabla del 1.3.4-6 del CHOC
- Tipo de Suelo = S1
- Factor de importancia sísmica  $I = 1$
- Factor de amplificación del suelo  $S = 1$



**Figura 24. Mapa de zonas sísmicas.**

Fuente: (CHOC-08: Comisión técnica Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras, 2008)

Tabla 34. Coeficientes  $R_w$  para sistemas estructurales.

**Tabla 1.3.4-6 Coeficiente  $R_w$  para sistemas estructurales**

Sistema básico estructural <sup>a</sup>	Descripción del sistema resistente a fuerzas laterales	$R_w$ <sup>b</sup>	Altura (metros) <sup>c</sup>
1 Sistema con muros de carga	1 Paredes livianas con marco y paneles de cortante		
	a) Paneles de paredes de madera para estructuras de 3 pisos o menos	8	20
	b) Todas las otras paredes livianas	6	20
	2 Muros cortante		
	a) Concreto	6	50
	b) Mampostería	6	50
	3 Muros de carga livianos de acero con riostras solo en tensión	4	20
	4 Marcos arriostrados donde las riostras soportan cargas gravitacionales		
	a) Acero	6	50
	b) Concreto <sup>d</sup>	6	-
c) Madera pesada	4	20	
2 Sistema de marco de edificio	1 Marco arriostrado excéntrico de acero (MAE)	10	75
	2 Paredes livianas con marco y paneles de cortante		
	a) Paneles de paredes de madera para estructuras de 3 pisos o menos	9	20
	b) Todas las otras paredes livianas	7	20
	3 Muros cortante		
	a) Concreto	8	75
	b) Mampostería	8	50
	4 Marcos arriostrados comunes		
	a) Acero	8	50
	b) Concreto <sup>d</sup>	8	-
c) Madera pesada	8	20	
5 Marcos arriostrados concéntricos especiales de acero	9	75	
3 Sistema de marco rígido	1 Marcos rígidos especiales (MRE)		
	a) Acero	12	S.L.
	b) Concreto	12	S.L.
	2 Marco-muro rígido de mampostería	9	50
	3 Marcos semirígidos de concreto (MSR) <sup>e</sup>	8	-
	4 Marcos rígidos comunes (MRC)		
a) Acero	6	50	
b) Concreto <sup>f</sup>	5	-	

Fuente: CHOC (2008)

- Espectro de respuesta

Tabla 35. Consideraciones de análisis con espectro Elástico.

Análisis con espectro de respuesta	
Numerales	Consideraciones
1.3.6.2	El espectro deberá desarrollarse para un amortiguamiento del 5%
1.3.6.4.1	Las contribuciones máximas modales se combinan una manera estadística para obtener una respuesta aproximada total de la estructura.
1.3.6.5.1	<i>Número de modos</i> ; El requisito en 1.3.6.4.1 de que todos los modos significativos deberán ser incluidos en el análisis, puede satisfacerse si se demuestra que para los modos considerados por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura está incluida en el cálculo de la respuesta para cada dirección horizontal considerada.

**Continuación Tabla 35. Consideraciones de análisis con espectro Elástico.**

**1.3.6.5.2** La respuesta total se podrá calcular como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las diferentes respuestas modales.

**1.3.6.5.3** Escalamiento de resultados; El cortante en la base V para una dirección dada, determinada utilizando estos procedimientos, cuando su valor sea menor que los valores indicados a continuación, se deberá aumentar hasta estos valores:(a2) 90% para edificios regulares excepto que el cortante en la base no deberá ser menor que el 80% de la determinada de la sección 1.3.5 utilizando un periodo T por el método A.

Fuente: CHOC (2008)

**Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1.**

DATOS					
S1	Ta	Tb	e	s	g
	0.155	0.364	2	1	9.81
Z	0.25				
t	0.01				
Rw	12				
T	a/z	Z(real)	a(m/sec2)		
0	1	0.204375	0.204375		
0.01	1.11290323	0.204375	0.2274496		
0.02	1.22580645	0.204375	0.25052419		
0.03	1.33870968	0.204375	0.27359879		
0.04	1.4516129	0.204375	0.29667339		
0.05	1.56451613	0.204375	0.31974798		
0.06	1.67741935	0.204375	0.34282258		
0.07	1.79032258	0.204375	0.36589718		
0.08	1.90322581	0.204375	0.38897177		
0.09	2.01612903	0.204375	0.41204637		
0.1	2.12903226	0.204375	0.43512097		
0.11	2.24193548	0.204375	0.45819556		
0.12	2.35483871	0.204375	0.48127016		
0.13	2.46774194	0.204375	0.50434476		
0.14	2.58064516	0.204375	0.52741935		
0.15	2.69354839	0.204375	0.55049395		
0.16	2.75	0.204375	0.56203125		
0.17	2.75	0.204375	0.56203125		
0.18	2.75	0.204375	0.56203125		
0.19	2.75	0.204375	0.56203125		

**Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1.**

0.2	2.75	0.204375	0.56203125
0.21	2.75	0.204375	0.56203125
0.22	2.75	0.204375	0.56203125
0.23	2.75	0.204375	0.56203125
0.24	2.75	0.204375	0.56203125
0.25	2.75	0.204375	0.56203125
0.26	2.75	0.204375	0.56203125
0.27	2.75	0.204375	0.56203125
0.28	2.75	0.204375	0.56203125
0.29	2.75	0.204375	0.56203125
0.3	2.75	0.204375	0.56203125
0.31	2.75	0.204375	0.56203125
0.32	2.75	0.204375	0.56203125
0.33	2.75	0.204375	0.56203125
0.34	2.75	0.204375	0.56203125
0.35	2.75	0.204375	0.56203125
0.36	2.75	0.204375	0.56203125
0.37	2.7027027	0.204375	0.55236486
0.38	2.63157895	0.204375	0.53782895
0.39	2.56410256	0.204375	0.52403846
0.4	2.5	0.204375	0.5109375
0.41	2.43902439	0.204375	0.49847561
0.42	2.38095238	0.204375	0.48660714
0.43	2.3255814	0.204375	0.4752907
0.44	2.27272727	0.204375	0.46448864
0.45	2.22222222	0.204375	0.45416667
0.46	2.17391304	0.204375	0.44429348
0.47	2.12765957	0.204375	0.43484043
0.48	2.08333333	0.204375	0.42578125
0.49	2.04081633	0.204375	0.41709184
0.5	2	0.204375	0.40875
0.51	1.96078431	0.204375	0.40073529
0.52	1.92307692	0.204375	0.39302885
0.53	1.88679245	0.204375	0.38561321
0.54	1.85185185	0.204375	0.37847222
0.55	1.81818182	0.204375	0.37159091
0.56	1.78571429	0.204375	0.36495536
0.57	1.75438596	0.204375	0.35855263
0.58	1.72413793	0.204375	0.35237069
0.59	1.69491525	0.204375	0.34639831
0.6	1.66666667	0.204375	0.340625
0.61	1.63934426	0.204375	0.33504098
0.62	1.61290323	0.204375	0.3296371

**Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1.**

0.63	1.58730159	0.204375	0.32440476
0.64	1.5625	0.204375	0.31933594
0.65	1.53846154	0.204375	0.31442308
0.66	1.51515152	0.204375	0.30965909
0.67	1.49253731	0.204375	0.30503731
0.68	1.47058824	0.204375	0.30055147
0.69	1.44927536	0.204375	0.29619565
0.7	1.42857143	0.204375	0.29196429
0.71	1.4084507	0.204375	0.28785211
0.72	1.38888889	0.204375	0.28385417
0.73	1.36986301	0.204375	0.27996575
0.74	1.35135135	0.204375	0.27618243
0.75	1.33333333	0.204375	0.2725
0.76	1.31578947	0.204375	0.26891447
0.77	1.2987013	0.204375	0.26542208
0.78	1.28205128	0.204375	0.26201923
0.79	1.26582278	0.204375	0.25870253
0.8	1.25	0.204375	0.25546875
0.81	1.2345679	0.204375	0.25231481
0.82	1.2195122	0.204375	0.2492378
0.83	1.20481928	0.204375	0.24623494
0.84	1.19047619	0.204375	0.24330357
0.85	1.17647059	0.204375	0.24044118
0.86	1.1627907	0.204375	0.23764535
0.87	1.14942529	0.204375	0.23491379
0.88	1.13636364	0.204375	0.23224432
0.89	1.12359551	0.204375	0.22963483
0.9	1.11111111	0.204375	0.22708333
0.91	1.0989011	0.204375	0.22458791
0.92	1.08695652	0.204375	0.22214674
0.93	1.07526882	0.204375	0.21975806
0.94	1.06382979	0.204375	0.21742021
0.95	1.05263158	0.204375	0.21513158
0.96	1.04166667	0.204375	0.21289063
0.97	1.03092784	0.204375	0.21069588
0.98	1.02040816	0.204375	0.20854592
0.99	1.01010101	0.204375	0.20643939
1	1	0.204375	0.204375
1.01	0.99009901	0.204375	0.20235149
1.02	0.98039216	0.204375	0.20036765
1.03	0.97087379	0.204375	0.19842233
1.04	0.96153846	0.204375	0.19651442
1.05	0.95238095	0.204375	0.19464286



**Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1.**

1.06	0.94339623	0.204375	0.1928066
1.07	0.93457944	0.204375	0.19100467
1.08	0.92592593	0.204375	0.18923611
1.09	0.91743119	0.204375	0.1875
1.1	0.90909091	0.204375	0.18579545
1.11	0.9009009	0.204375	0.18412162
1.12	0.89285714	0.204375	0.18247768
1.13	0.88495575	0.204375	0.18086283
1.14	0.87719298	0.204375	0.17927632
1.15	0.86956522	0.204375	0.17771739
1.16	0.86206897	0.204375	0.17618534
1.17	0.85470085	0.204375	0.17467949
1.18	0.84745763	0.204375	0.17319915
1.19	0.84033613	0.204375	0.1717437
1.2	0.83333333	0.204375	0.1703125
1.21	0.82644628	0.204375	0.16890496
1.22	0.81967213	0.204375	0.16752049
1.23	0.81300813	0.204375	0.16615854
1.24	0.80645161	0.204375	0.16481855
1.25	0.8	0.204375	0.1635
1.26	0.79365079	0.204375	0.16220238
1.27	0.78740157	0.204375	0.1609252
1.28	0.78125	0.204375	0.15966797
1.29	0.7751938	0.204375	0.15843023
1.3	0.76923077	0.204375	0.15721154
1.31	0.76335878	0.204375	0.15601145
1.32	0.75757576	0.204375	0.15482955
1.33	0.7518797	0.204375	0.15366541
1.34	0.74626866	0.204375	0.15251866
1.35	0.74074074	0.204375	0.15138889
1.36	0.73529412	0.204375	0.15027574
1.37	0.72992701	0.204375	0.14917883
1.38	0.72463768	0.204375	0.14809783
1.39	0.71942446	0.204375	0.14703237
1.4	0.71428571	0.204375	0.14598214
1.41	0.70921986	0.204375	0.14494681
1.42	0.70422535	0.204375	0.14392606
1.43	0.6993007	0.204375	0.14291958
1.44	0.69444444	0.204375	0.14192708
1.45	0.68965517	0.204375	0.14094828
1.46	0.68493151	0.204375	0.13998288
1.47	0.68027211	0.204375	0.13903061
1.48	0.67567568	0.204375	0.13809122

**Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1.**

1.49	0.67114094	0.204375	0.13716443
1.5	0.66666667	0.204375	0.13625
1.51	0.66225166	0.204375	0.13534768
1.52	0.65789474	0.204375	0.13445724
1.53	0.65359477	0.204375	0.13357843
1.54	0.64935065	0.204375	0.13271104
1.55	0.64516129	0.204375	0.13185484
1.56	0.64102564	0.204375	0.13100962
1.57	0.63694268	0.204375	0.13017516
1.58	0.63291139	0.204375	0.12935127
1.59	0.62893082	0.204375	0.12853774
1.6	0.625	0.204375	0.12773438
1.61	0.62111801	0.204375	0.12694099
1.62	0.61728395	0.204375	0.12615741
1.63	0.61349693	0.204375	0.12538344
1.64	0.6097561	0.204375	0.1246189
1.65	0.60606061	0.204375	0.12386364
1.66	0.60240964	0.204375	0.12311747
1.67	0.5988024	0.204375	0.12238024
1.68	0.5952381	0.204375	0.12165179
1.69	0.59171598	0.204375	0.12093195
1.7	0.58823529	0.204375	0.12022059
1.71	0.58479532	0.204375	0.11951754
1.72	0.58139535	0.204375	0.11882267
1.73	0.57803468	0.204375	0.11813584
1.74	0.57471264	0.204375	0.1174569
1.75	0.57142857	0.204375	0.11678571
1.76	0.56818182	0.204375	0.11612216
1.77	0.56497175	0.204375	0.1154661
1.78	0.56179775	0.204375	0.11481742
1.79	0.55865922	0.204375	0.11417598
1.8	0.55555556	0.204375	0.11354167
1.81	0.55248619	0.204375	0.11291436
1.82	0.54945055	0.204375	0.11229396
1.83	0.54644809	0.204375	0.11168033
1.84	0.54347826	0.204375	0.11107337
1.85	0.54054054	0.204375	0.11047297
1.86	0.53763441	0.204375	0.10987903
1.87	0.53475936	0.204375	0.10929144
1.88	0.53191489	0.204375	0.10871011
1.89	0.52910053	0.204375	0.10813492
1.9	0.52631579	0.204375	0.10756579
1.91	0.52356021	0.204375	0.10700262

**Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1.**

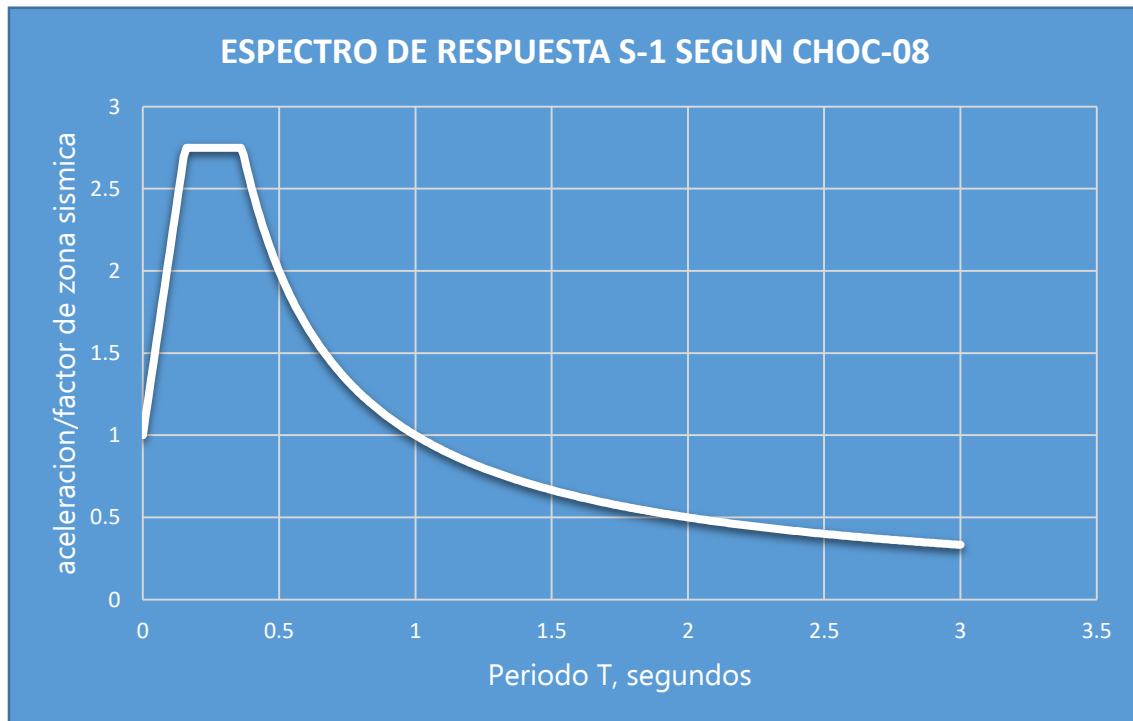
1.92	0.52083333	0.204375	0.10644531
1.93	0.51813472	0.204375	0.10589378
1.94	0.51546392	0.204375	0.10534794
1.95	0.51282051	0.204375	0.10480769
1.96	0.51020408	0.204375	0.10427296
1.97	0.50761421	0.204375	0.10374365
1.98	0.50505051	0.204375	0.1032197
1.99	0.50251256	0.204375	0.10270101
2	0.5	0.204375	0.1021875
2.01	0.49751244	0.204375	0.1016791
2.02	0.4950495	0.204375	0.10117574
2.03	0.49261084	0.204375	0.10067734
2.04	0.49019608	0.204375	0.10018382
2.05	0.48780488	0.204375	0.09969512
2.06	0.48543689	0.204375	0.09921117
2.07	0.48309179	0.204375	0.09873188
2.08	0.48076923	0.204375	0.09825721
2.09	0.4784689	0.204375	0.09778708
2.1	0.47619048	0.204375	0.09732143
2.11	0.47393365	0.204375	0.09686019
2.12	0.47169811	0.204375	0.0964033
2.13	0.46948357	0.204375	0.0959507
2.14	0.46728972	0.204375	0.09550234
2.15	0.46511628	0.204375	0.09505814
2.16	0.46296296	0.204375	0.09461806
2.17	0.46082949	0.204375	0.09418203
2.18	0.4587156	0.204375	0.09375
2.19	0.456621	0.204375	0.09332192
2.2	0.45454545	0.204375	0.09289773
2.21	0.45248869	0.204375	0.09247738
2.22	0.45045045	0.204375	0.09206081
2.23	0.44843049	0.204375	0.09164798
2.24	0.44642857	0.204375	0.09123884
2.25	0.44444444	0.204375	0.09083333
2.26	0.44247788	0.204375	0.09043142
2.27	0.44052863	0.204375	0.09003304
2.28	0.43859649	0.204375	0.08963816
2.29	0.43668122	0.204375	0.08924672
2.3	0.43478261	0.204375	0.0888587
2.31	0.43290043	0.204375	0.08847403
2.32	0.43103448	0.204375	0.08809267
2.33	0.42918455	0.204375	0.08771459
2.34	0.42735043	0.204375	0.08733974

**Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1.**

2.35	0.42553191	0.204375	0.08696809
2.36	0.42372881	0.204375	0.08659958
2.37	0.42194093	0.204375	0.08623418
2.38	0.42016807	0.204375	0.08587185
2.39	0.41841004	0.204375	0.08551255
2.4	0.41666667	0.204375	0.08515625
2.41	0.41493776	0.204375	0.0848029
2.42	0.41322314	0.204375	0.08445248
2.43	0.41152263	0.204375	0.08410494
2.44	0.40983607	0.204375	0.08376025
2.45	0.40816327	0.204375	0.08341837
2.46	0.40650407	0.204375	0.08307927
2.47	0.4048583	0.204375	0.08274291
2.48	0.40322581	0.204375	0.08240927
2.49	0.40160643	0.204375	0.08207831
2.5	0.4	0.204375	0.08175
2.51	0.39840637	0.204375	0.0814243
2.52	0.3968254	0.204375	0.08110119
2.53	0.39525692	0.204375	0.08078063
2.54	0.39370079	0.204375	0.0804626
2.55	0.39215686	0.204375	0.08014706
2.56	0.390625	0.204375	0.07983398
2.57	0.38910506	0.204375	0.07952335
2.58	0.3875969	0.204375	0.07921512
2.59	0.38610039	0.204375	0.07890927
2.6	0.38461538	0.204375	0.07860577
2.61	0.38314176	0.204375	0.0783046
2.62	0.38167939	0.204375	0.07800573
2.63	0.38022814	0.204375	0.07770913
2.64	0.37878788	0.204375	0.07741477
2.65	0.37735849	0.204375	0.07712264
2.66	0.37593985	0.204375	0.07683271
2.67	0.37453184	0.204375	0.07654494
2.68	0.37313433	0.204375	0.07625933
2.69	0.37174721	0.204375	0.07597584
2.7	0.37037037	0.204375	0.07569444
2.71	0.36900369	0.204375	0.07541513
2.72	0.36764706	0.204375	0.07513787
2.73	0.36630037	0.204375	0.07486264
2.74	0.3649635	0.204375	0.07458942
2.75	0.36363636	0.204375	0.07431818
2.76	0.36231884	0.204375	0.07404891
2.77	0.36101083	0.204375	0.07378159

**Continuación Tabla 36. Coeficientes y Cálculo del Espectro de respuesta elástico S-1.**

2.78	0.35971223	0.204375	0.07351619
2.79	0.35842294	0.204375	0.07325269
2.8	0.35714286	0.204375	0.07299107
2.81	0.35587189	0.204375	0.07273132
2.82	0.35460993	0.204375	0.0724734
2.83	0.35335689	0.204375	0.07221731
2.84	0.35211268	0.204375	0.07196303
2.85	0.35087719	0.204375	0.07171053
2.86	0.34965035	0.204375	0.07145979
2.87	0.34843206	0.204375	0.0712108
2.88	0.34722222	0.204375	0.07096354
2.89	0.34602076	0.204375	0.07071799
2.9	0.34482759	0.204375	0.07047414
2.91	0.34364261	0.204375	0.07023196
2.92	0.34246575	0.204375	0.06999144
2.93	0.34129693	0.204375	0.06975256
2.94	0.34013605	0.204375	0.06951531
2.95	0.33898305	0.204375	0.06927966
2.96	0.33783784	0.204375	0.06904561
2.97	0.33670034	0.204375	0.06881313
2.98	0.33557047	0.204375	0.06858221
2.99	0.33444816	0.204375	0.06835284
3	0.33333333	0.204375	0.068125



**Figura 25. Espectro Elástico Realizado.**

- **Determinación de combinaciones de Cargas**

**Tabla 37. Consideraciones de análisis con espectro Elástico.**

CARGA							
CARGA	RESISTENCIA	D	L	Ex+	Ex-	Ey+	Ey-
1	U=1.4D	1.4					
2	U = 1.4D + 1.7L	1.4	1.7				
3	U y = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)	1.05	1.275			1.403	
4		1.05	1.275				-1.403
5	Ux = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)	1.05	1.275	1.403			
6		1.05	1.275		-1.403		
7	U y = 0.9D + 1.43E	0.90				1.430	
8		0.90					-1.430
9	Ux+ = 0.9D + 1.43E	0.90		1.430			
10		0.90				-1.430	

Como se puede observar no se tomó en cuenta en las combinaciones los efectos ortogonales porque no se identificó ninguna irregularidad mencionada; en el CHOC-08 se define lo siguiente:

El CHOC (2008) define:

Se deberá considerar los efectos de las fuerzas sísmicas actuando en otra dirección distinta a los ejes principales en cada una de las siguientes circunstancias:

- La estructura tiene irregularidad en planta tipo 5 como se indica en la tabla 1.3.4.5
- La estructura tiene irregularidad de planta Tipo 1, como se indica en la tabla 1.3.4.5, para ambos ejes principales.

“El requisito de que los efectos ortogonales sean considerados puede satisfacerse diseñando esos elementos para el 100% de las fuerzas sísmicas prescritas en una dirección más el 30% de las fuerzas prescritas en la dirección perpendicular” (CHOC-2008).

Se consideró en las combinaciones las direcciones del sismo en los ejes principales, ya que al espectro elástico se le aplicó la excentricidad del 5% en el modelo como exige la norma:

Para el CHOC (2008):

Cuando los diafragmas no son flexibles, se deberá suponer que la masa de cada nivel esta desplazada del centro de masas calculado en cada dirección, una distancia igual al 5% de la dimensión del edificio en ese nivel perpendicular a la dirección de la fuerza bajo consideración. Deberá considerarse efecto de este desplazamiento de la fuerza en la distribución del cortante en el piso.

- **Estructuración general**

La determinación de definición geométrica de la estructura comienza con la ubicación de los elementos que soportaran las cargas realizando la cuadrícula de distribución de columnas.

- **Pre dimensionamiento**

Se tomará propuesto según la distribución de la cuadrícula un pre dimensionamiento según lo establecido en la sección 2.21.4 de miembros de marcos sujetos a flexión y carga axial.

El CHOC (2008) define:

**1.3.4. 8.2** La dimensión más corta de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no deberá ser menor que 30 cm.

**1.3.4. 8.2** La relación de la dimensión más corta de la sección transversal a la dimensión perpendicular, no deberá ser menor a 0.4.

Como se puede observar según disposiciones de la norma para el pre dimensionamiento de miembros sujetos a flexión y carga axial, el código no define parámetros establecidos exactamente, por lo que se determinó realizar el pre dimensionamiento según metodologías utilizada en el desarrollo de la maestría y se decidió estandarizar la sección de columnas para un mejor comportamiento de la estructura una sección de 80X80 cm.

**Tabla 38. Pre dimensionamiento.**

<b>COLUMNAS CENTRALES:</b>	0.10	Dimensión paralela a la dirección del apoyo.
<b>COLUMNAS DE BORDE:</b>	0.11	Dimensión perpendicular al borde
<b>COLUMNAS DE ESQUINA:</b>	0.13	Dimensión mínima de la sección.

**Columna PISO 1**

**COLUMNAS CENTRALES**

N° Columna	hn	Paralelo	Perpendicular
Columnas C1	3.50	0.35	0.35

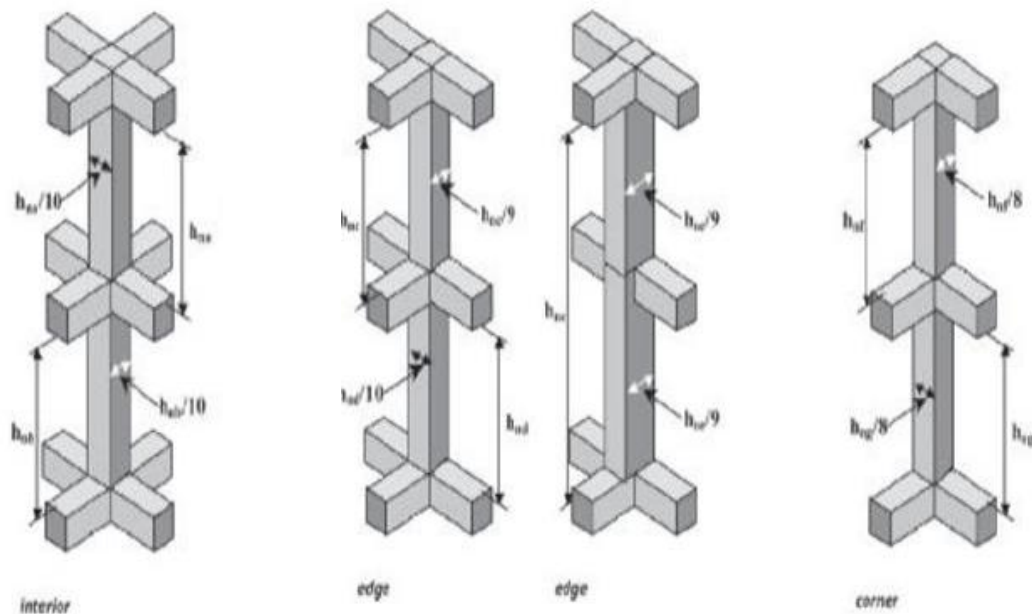
**COLUMNAS DE BORDE a)**

N° Columna	hn	Paralelo	Perpendicular
------------	----	----------	---------------

**COLUMNAS DE ESQUINA**

N° Columna	hn	Paralelo	Perpendicular
Columnas C1	3.50	0.44	0.44

SE ELIGIO UNA SECCION DE 0.80 \*0.80 m EN LA ESTRUCTURA.



**Figura 26. Relación de dimensiones para columnas.**

Fuente: (CHOC-08: Comisión técnica Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras, 2008)



Según el pre dimensionamiento obtenido las relaciones de la sección 50x50 puede ser utilizada, pero para efectos prácticos se utilizó una sección de 80x80.

- **Diseño por Cargas de sismo**

Las fuerzas sísmicas pueden determinarse mediante análisis dinámicos elásticos o inelásticos, teniendo en cuenta las aceleraciones esperadas del terreno, la masa, la rigidez y el amortiguamiento de la construcción.

Los elementos verticales como columnas se asumen empotrados en la cimentación. El análisis se realizó por medio del programa ETABS 16 en el cual se introdujo el modelo de cargas descritas seguidamente. En el caso de los sismos se modelaron así: el primer análisis modal se realizó aplicando el espectro correspondiente indicado en el CHOC-08 1.3.6-1 para un  $S=1.00$ . El programa realiza este análisis y devuelve resultados en valores absolutos pues maneja masas que por su condición escalar no tienen dirección ni sentido. Debido a esto no es posible utilizar los resultados en forma directa, pero si tomar las cortantes por nivel para evaluar las fuerzas inerciales que serán acopladas al modelo en un análisis pro siguiente debidamente escalado según sea el caso.

**Tabla 39. Coeficientes Sísmicos.**

<b>Coeficientes sísmico Cortante Basal</b>	
<b>Coeficiente</b>	<b>Valor</b>
Z	0.25
I	1
$R_w$	12
S	1

Magnitud del cortante basal

$$V = \frac{ZIC}{R_W} W$$

**Ecuación 7. Cortante de diseño en la base.**

Fuente: (CHOC-08: Comisión técnica Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras, 2008)

Donde:

**V** = Fuerza Cortante Sísmica.

**Z** = Factor de Zona Sísmica.

**I** = Factor de Importancia.

**R<sub>W</sub>** = Coeficiente para Sistemas Estructurales.

**W** = Peso sísmico de la estructura.

Coeficiente C;

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}}$$

**Ecuación 8. Coeficiente C.**

Fuente: (CHOC-08: Comisión técnica Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras, 2008)

Donde:

**S** = Coeficiente de Suelo.

**T** = Período fundamental de la estructura.

El CHOC (2008) define:

Selección del procedimiento para determinar las fuerzas sísmicas

1.3.4.8.1 Generalidades

Cualquier estructura puede ser, y ciertas estructuras definidas abajo deberán ser, diseñadas utilizando el procedimiento del análisis dinámico descrito en la Sección 1.3.7.

El CHOC (2008) define:

#### 1.3.4.8.2 Análisis estático

El procedimiento del análisis estático descrito en la Sección 1.3.6 puede ser utilizado para las siguientes estructuras:

- (a) Todas las estructuras, regulares o irregulares, en la zona sísmica 1 y con categoría de ocupación 4, ubicadas en las Zonas Sísmicas 2 y 3.
- (b) Estructuras regulares de una altura menor a 75 metros, con resistencia a cargas laterales proporcionada por los sistemas descritos en la Tabla 1. 3.4~6, excepto donde se aplique 1.3.4.8.3 (d).
- (e) Estructuras irregulares con no más de 5 pisos o con una altura que no exceda 20 metros.

Y para distribuir el cortante basal en cada piso se auxilia de la ecuación

$$F_x = \frac{(V - F_t) * W_x * h_x}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i}$$

#### **Ecuación 9. Distribución vertical de la fuerza cortante en la base**

Fuente: (CHOC-08: Comisión técnica Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras, 2008)

Donde:

$F_t = 0.07 * T * V$ ; T es el período de la estructura y V la fuerza cortante,  $F_t$  no debe exceder  $0.25V$  y si el T es menor o igual a 7 segundos se puede despreciar esta fuerza adicional.

$W_x$  = Peso Total del Piso en análisis

$h_x$  = Altura del piso desde el nivel de terreno

$\sum_{i=1}^n W_i * h_i$  = La suma de las cargas por altura de cada piso desde el nivel del terreno

**Tabla 40. Localización de masas y Momentos.**

Masas, Localización y Momentos								
Nivel	Mass X	Mass y	Peso X	Peso Y	Loca- X	Loca-y	Momento R-x	MomentoR-y
	kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf	kgf	m	m	kgf*m	kgf*m
10	26,738.26	26,738.26	262,302.33	262,302.33	12.3273	12.500	3,233,479.52	3,278,779.13
9	30,264.24	30,264.24	296,892.19	296,892.19	12.5178	12.500	3,716,437.11	3,711,152.43
8	30,264.24	30,264.24	296,892.19	296,892.19	12.5178	12.500	3,716,437.11	3,711,152.43
7	30,264.24	30,264.24	296,892.19	296,892.19	12.5178	12.500	3,716,437.11	3,711,152.43
6	30,264.24	30,264.24	296,892.19	296,892.19	12.5178	12.500	3,716,437.11	3,711,152.43
5	30,264.24	30,264.24	296,892.19	296,892.19	12.5178	12.500	3,716,437.11	3,711,152.43
4	30,264.24	30,264.24	296,892.19	296,892.19	12.5178	12.500	3,716,437.11	3,711,152.43
3	30,264.24	30,264.24	296,892.19	296,892.19	12.5178	12.500	3,716,437.11	3,711,152.43
2	30,264.24	30,264.24	296,892.19	296,892.19	12.5178	12.500	3,716,437.11	3,711,152.43
1	30,264.24	30,264.24	296,892.19	296,892.19	12.5178	12.500	3,716,437.11	3,711,152.43
			2,934,332.08					

Para el cálculo del período se tomará el período del programa en donde se comprobará que los modos nodales cumplan al hacer la sumatoria de participaciones de masas tanto en X como en Y se pueda obtener un aporte mínimo del 90%, luego se seleccionará el período del modo nodal que tenga mayor participación de masa.

Para la selección de los periodos de la estructura se procedió a la revisión de los resultados del análisis. Los diferentes análisis sísmicos, correspondientes a las posiciones de las masas según las excentricidades accidentales, se realizaron para una masa participante mayor o igual al 90%. Los resultados del análisis se muestran a continuación en donde se puede observar la participación mayor a 90% en UX modo N.7 y en UY modo N.8 respectivamente reflejando un  $T_x=1.074$  y  $T_y=1.073$ . A continuación, se representan los resultados del análisis estructural:

**Tabla 41. Participación Modal de masas.**

Participación Modal de Masas						
Caso	Modo	Período	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		seg				
Modal	1	1.074	0.7870	0.0000	0.7870	0.0000
Modal	2	1.073	0.0000	0.7868	0.7870	0.7868

**Continuación Tabla 41. Participación Modal de Masas.**

Modal	3	0.927	0.0000	0.0001	0.7870	0.7868
Modal	4	0.338	0.1053	0.0000	0.8923	0.7868
Modal	5	0.337	0.0000	0.1055	0.8923	0.8924
Modal	6	0.295	0.0000	0.0000	0.8923	0.8924
Modal	<b>7</b>	0.183	0.0415	0.0000	<b>0.9338</b>	0.8924
Modal	<b>8</b>	0.183	0.0000	0.0415	0.9338	<b>0.9339</b>
Modal	9	0.163	0.0000	0.0000	0.9338	0.9339
Modal	10	0.118	0.0240	0.0000	0.9578	0.9339
Modal	11	0.117	0.0000	0.0239	0.9578	0.9578
Modal	12	0.106	0.0000	0.0000	0.9578	0.9578
Modal	13	0.091	0.0000	0.0000	0.9578	0.9578
Modal	14	0.083	0.0000	0.0042	0.9578	0.9620
Modal	15	0.082	0.0142	0.0000	0.9720	0.9620
Modal	16	0.081	0.0000	0.0115	0.9720	0.9734
Modal	17	0.079	0.0015	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	18	0.074	0.0000	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	19	0.074	0.0000	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	20	0.071	0.0000	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	21	0.068	0.0000	0.0000	0.9734	0.9734
Modal	22	0.065	0.0000	0.0000	0.9734	0.9735
Modal	23	0.063	0.0002	0.0000	0.9736	0.9735
Modal	24	0.062	0.0016	0.0000	0.9753	0.9735
Modal	25	0.062	0.0000	0.0021	0.9753	0.9756
Modal	26	0.061	0.0089	0.0000	0.9842	0.9756
Modal	27	0.06	0.0000	0.0087	0.9842	0.9842
Modal	28	0.059	0.0000	0.0000	0.9842	0.9842
Modal	29	0.057	0.0000	0.0000	0.9842	0.9842
Modal	30	0.057	0.0000	0.0000	0.9842	0.9842

- **Escalamiento del cortante**

Luego los resultados obtenidos con el análisis dinámico y el cálculo del cortante estático con las disposiciones del CHOC-08 se procedió al escalamiento del cortante; comparando el dinámico con el estático.

Según el CHOC-08:

El cortante en la base  $V$  para una dirección dada, determinada utilizando estos procedimientos, cuando su valor sea menor que los valores indicados a continuación, se deberá aumentar hasta estos valores.

(a) El cortante en la base deberá incrementarse hasta los siguientes porcentajes de los valores determinados por los procedimientos de la Sección 1.3.5.

(a.1) 100% para edificios irregulares.

(a.2) 90% para edificios regulares, excepto que el cortante en la base no deberá ser menor que el 80% de la determinada de la Sección 1.3.5 utilizando un periodo T calculado por el Método.

En el modelo se comparó el análisis dinámico versus el método estático comparando resultados que demuestran que regía el Estático por lo que se prosiguió al escalamiento.

Previo al cálculo del factor de escalamiento, se procedió a calcular el valor del cortante basal en la estructura, primero se realizó un cálculo estático y luego un análisis dinámico con la utilización de un espectro de respuesta para un suelo S1 en una zona de riesgo sísmico moderado; en este caso una estructura ubicada en la ciudad de Tegucigalpa.

Importante mencionar que el para el caso particular de este trabajo solo se consideró el análisis sísmico porque se pretende conocer los requerimientos para el análisis y diseño con la norma CHOC-08 y la norma ASCE-16.

**Tabla 42. Escalamiento de Cortante.**

### ESCALAMIENTO DE CORTANTE CON ESPECTRO DE RESPUESTA

Nota: Modelo en Etabs cargado, incluido el espectro de respuesta y sin combinaciones de carga.

1. Periodo de la estructura método A

DATOS:

CT:	0.0731
hn:	35.00 m
S:	1.00
Z:	0.25
I:	1.00
Rw:	12.00

donde:

$C_t = 0.0853$  para marcos rígidos de acero.

$C_t = 0.0731$  para marcos rígidos de concreto reforzado y marcos arriostrados excéntricamente.

$C_t = 0.0488$  para todos los otros edificios.

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

CHOCH - 08 Art. 1.3.5-3

T= 1.05

2. El valor de C no necesita Exceder 2.75, y este valor puede utilizarse para cualquier estructura sin consideraciones de tipo de suelo o periodo de la estructura.

$$C = \frac{1.25 S}{T^{2/3}}$$

CHOCH - 08 Art. 1.3.5-2

C= 1.21

3. Cortante total de diseño en la base:

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W$$

CHOCH - 08 Art. 1.3.5-1

V= 0.025 2.52%

**PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA**

DATO ETABS

2,934.33 Ton

Porcentaje del peso total

73.88

%Choc mínimo

0.80 %

Cortante

59.10

Cortante Basal Dinámico

49.09 Ton

espectro

**FACTOR DE ESCALA**

1.20

Utilizar en el factor scale espectro

A medida que la masa total de la estructura aumenta el factor disminuye

En el modelo se comparó el análisis dinámico versus el método estático comparando resultados que demuestran que regía el Estático por lo que se prosiguió al escalamiento del factor 1.20.

**Tabla 43. Análisis estático por el método A.**

<b>Método A</b>			
<b>PESOS SISMICOS (kg)</b>			<b>Mass X</b>
<b>Nivel</b>	<b>W<sub>x</sub>(kg)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>kgf-s<sup>2</sup>/m</b>
10	262,302.3	3.50	26,738.3
9	296,892.2	3.50	30,264.2
8	296,892.2	3.50	30,264.2
7	296,892.2	3.50	30,264.2
6	296,892.2	3.50	30,264.2
5	296,892.2	3.50	30,264.2
4	296,892.2	3.50	30,264.2
3	296,892.2	3.50	30,264.2
2	296,892.2	3.50	30,264.2
1	296,892.2	3.50	30,264.2
<b>Total</b>	<b>2,934,332.08</b>	<b>35.00</b>	

**CAMBIAR**

<b>Z</b>	0.25	<i>Z4a</i>	<b>C<sub>t</sub></b>	0.0731
<b>Isismico</b>	1	<i>Aptos</i>	<b>h<sub>n</sub></b>	35.00
<b>S</b>	1.00	<i>S1</i>	<b>T<sub>x</sub></b>	1.05
<b>C<sub>x</sub></b>	1.2085		<b>T<sub>y</sub></b>	1.05
<b>C<sub>y</sub></b>	1.2085			
<b>W</b>	2,934,332.08	<i>kg</i>	<b>TECHO</b>	
<b>R<sub>w</sub></b>	12.00		<b>F<sub>Tx</sub></b>	5,440.00 kg
<b>V<sub>x</sub></b>	<b>73,880.94</b>	<i>kg</i>	<b>F<sub>Ty</sub></b>	5,440.00 kg
<b>V<sub>y</sub></b>	<b>73,880.94</b>	<i>kg</i>		



**Tabla 44. Comparación Estático versus Dinámico.**

DISTRIBUCION DE CORTANTES					
	Wx (Kg)	hx (m)	Wx*hx(kg/m)		
Masa Etabs 10	262,302.33	3.50 mts	918,058.16		
Masa Etabs 9	296,892.19	3.50 mts	1,039,122.68		
Masa Etabs 8	296,892.19	3.50 mts	1,039,122.68		
Masa Etabs 7	296,892.19	3.50 mts	1,039,122.68		
Masa Etabs 6	296,892.19	3.50 mts	1,039,122.68		
Masa Etabs 5	296,892.19	3.50 mts	1,039,122.68		
Masa Etabs 4	296,892.19	3.50 mts	1,039,122.68		
Masa Etabs 3	296,892.19	3.50 mts	1,039,122.68		
Masa Etabs 2	296,892.19	3.50 mts	1,039,122.68		
Masa Etabs 1	296,892.19	3.50 mts	1,039,122.68		
	2,934,332.08		10,270,162.28		
<b>X:</b>			Estático(kg)	Dinámico(kg)	
		678270			
Nivel10	73,880.94	02445	6,604.2776	11,055.2900	11,055.29
		767713			
Nivel9	73,880.94	63599	7,475.1851	19,959.3200	8,904.03
		767713			
Nivel8	73,880.94	63599	7,475.1851	26,197.9300	6,238.61
		767713			
Nivel7	73,880.94	63599	7,475.1851	30,674.6000	4,476.67
		767713			
Nivel6	73,880.94	63599	7,475.1851	34,235.3600	3,560.76
		767713			
Nivel5	73,880.94	63599	7,475.1851	37,546.2600	3,310.90
		767713			
Nivel4	73,880.94	63599	7,475.1851	40,986.1900	3,439.93
		767713			
Nivel3	73,880.94	63599	7,475.1851	44,535.1400	3,548.95
		767713			
Nivel2	73,880.94	63599	7,475.1851	47,583.3000	3,048.16
		767713			
Nivel1	73,880.94	63599	7,475.1851	49,092.4200	1,509.12
			73,880.94	341,865.81	49,092.42

Las estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico moderado como las ciudades de Tegucigalpa y San Pedro Sula, en la mayoría de los casos se diseñan a través del análisis y diseño dinámico, por lo que se presentan los procedimientos que se utilizan según la norma CHOC-08.

- **Irregularidades**

El CHOC-08 define dos tipos principales de irregularidades para las diferentes estructuras, se definen dos tipos: las verticales, y las de planta.

**Tabla 45. Irregularidades verticales.**

**Tabla 1.3.4-4 Irregularidades estructurales verticales**

Tipo y definición de irregularidad	Sección de referencia
<b>1 Irregularidad de rigidez, piso suave</b> Un piso suave es uno en el cual la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez del piso superior o menor que el 90% del promedio para los tres pisos superiores.	1.3.4.8.3(b)
<b>2 Irregularidad de masa (peso)</b> Se deberá considerar que existe irregularidad de masa cuando la masa efectiva de cualquier piso es más del 150% de la masa efectiva de un piso adyacente. No es necesario considerar un techo que sea más liviano que el piso inferior.	1.3.4.8.3(b)
<b>3 Irregularidad geométrica vertical</b> Se deberá considerar que existe irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a fuerzas laterales en cualquier piso es más del 130% de la de un piso adyacente. No es necesario considerar apartamentos miradores de un piso.	1.3.4.8.3(b)
<b>4 Discontinuidad en el plano de un elemento vertical del sistema resistente</b> Una desalineación en el plano de los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales, mayor que la longitud de esos elementos.	1.3.5.7
<b>5 Discontinuidad de capacidad, piso débil</b> Un piso débil es uno en el cual la resistencia del piso es menor que el 80% de la resistencia del piso superior. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes al sismo que comparten el cortante de piso en la dirección en consideración.	1.3.4.9.1

**Tabla 46. Irregularidades en planta.**

**Tabla 1.3.4-5 Irregularidades estructurales en planta**

Tipo y definición de irregularidad	Sección de referencia
<b>1 Irregularidad torsional, a considerarse cuando los diafragmas no son flexibles</b> Deberá considerarse que existe irregularidad torsional cuando el desplazamiento lateral máximo relativo calculado incluyendo torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más que 1.2 veces el promedio de los desplazamientos laterales relativos de piso de los dos extremos de la estructura.	1.3.8.2.9(f)
<b>2 Entrantes o salientes</b> La configuración en planta de la estructura y su sistema resistente a fuerzas laterales se considera que contiene entrantes o salientes, cuando las dos proyecciones de la estructura más allá de un entrante o saliente son mayores que el 15% de la dimensión en planta de la estructura en esa dirección.	1.3.8.2.9(f) y (g)
<b>3 Discontinuidad de diafragma</b> Diafragmas con discontinuidades abruptas o variaciones en la rigidez, incluyendo los que tienen recortes o aberturas mayores que el 50% de toda el área encerrada por el diafragma, o cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50% entre dos pisos adyacentes.	1.3.8.2.9(f)
<b>4 Desalineamiento fuera del plano</b> Discontinuidades en la trayectoria de una fuerza lateral, tales como el desalineamiento fuera del plano de los elementos verticales.	1.3.5.7 y 1.3.8.2.9(b)
<b>5 Sistemas no paralelos</b> Los elementos verticales resistentes a cargas laterales no son paralelos o simétricos a los ejes ortogonales principales del sistema resistente a sismos.	1.3.8.1

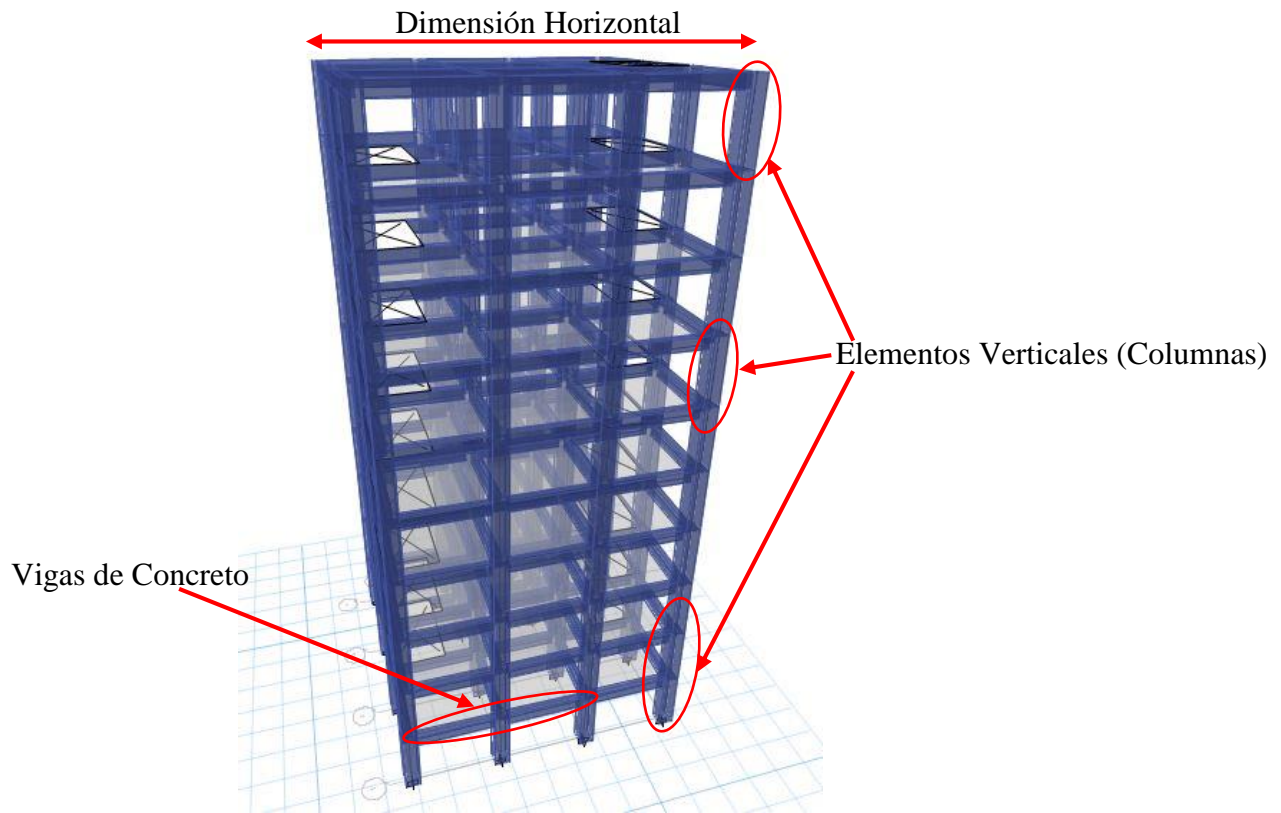
En el caso de la verificación de las irregularidades, se procedió solo a la revisión de las verticales por el hecho que la estructura que se está analizando es redundante en su arquitectura en ambos sentidos, vertical y en planta.

**Tabla 47. Irregularidad de piso suave.**

Piso	Load Case	Cortante X	DerivasX	Stiffness X	70% rigidez	CONCLUSIÓN
		kgf	mm	kgf/m	Kg/m	
Story10	Sismo x	7893.6	0.364	21673037.13	15171126	No Hay Irregularidad
Story9	Sismo x	16828.13	0.542	31055951.33	21739165.9	No Hay Irregularidad
Story8	Sismo x	25762.66	0.75	34332852.62	24032996.8	No Hay Irregularidad
Story7	Sismo x	34697.19	0.967	35884601.51	25119221.1	No Hay Irregularidad
Story6	Sismo x	43631.72	1.183	36896450.7	25827515.5	No Hay Irregularidad
Story5	Sismo x	52566.25	1.39	37824374.33	26477062	No Hay Irregularidad
Story4	Sismo x	61500.78	1.573	39103758.71	27372631.1	No Hay Irregularidad
Story3	Sismo x	70435.31	1.686	41769402.62	29238581.8	No Hay Irregularidad
Story2	Sismo x	79369.84	1.593	49817295.88	34872107.1	No Hay Irregularidad
Story1	Sismo x	88304.37	0.873	101174717		

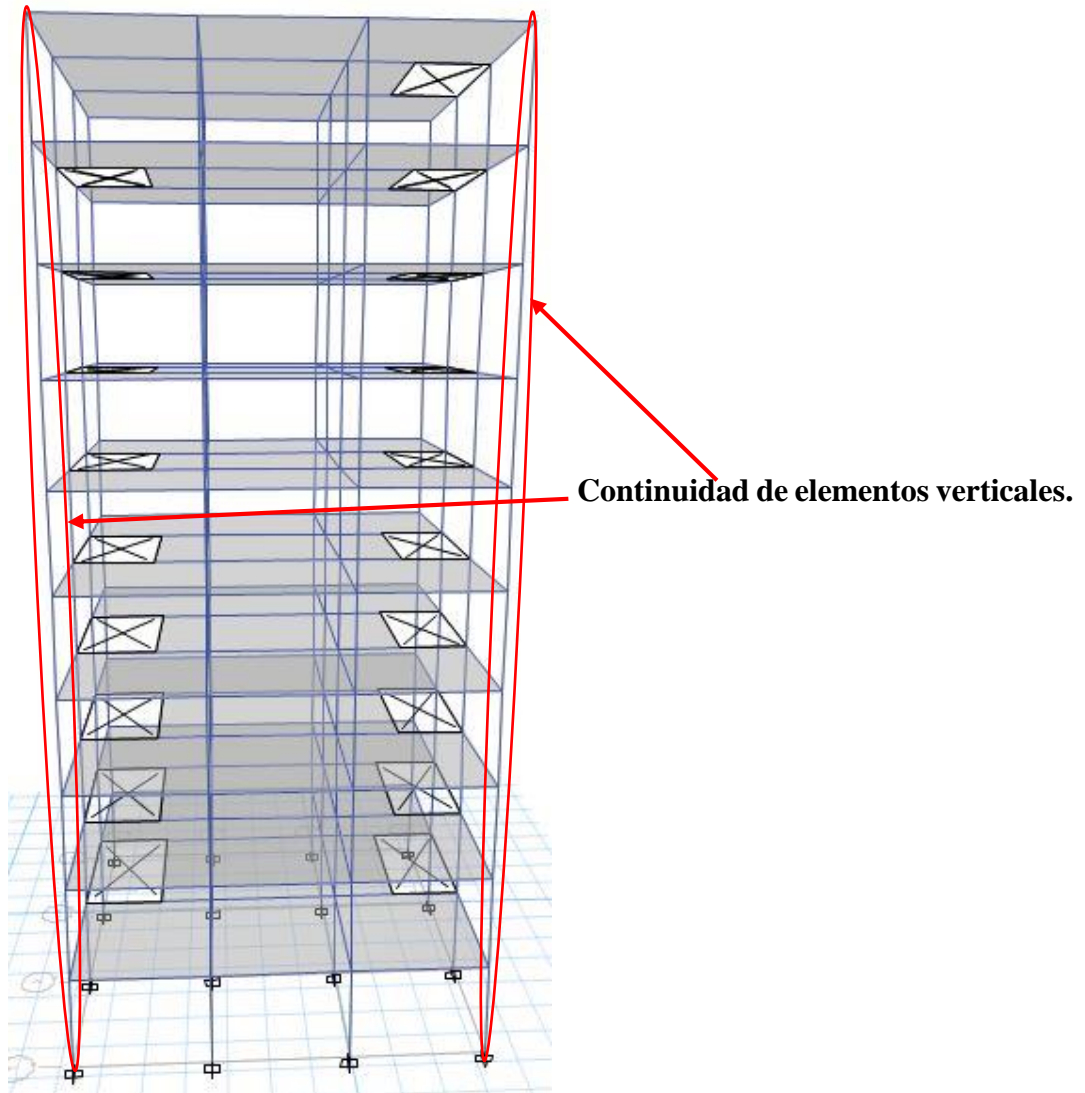
**Tabla 48. Irregularidad de masa.**

Piso	Diafragma	Masa X	Masa Y	XCM	YCM	CONCLUSIÓN
		kgf-s <sup>2</sup> /m	kgf-s <sup>2</sup> /m	m	m	
Story10	D1	26738.26	26738.26	12.3273	12.5	1.131870211
Story9	D1	30264.24	30264.24	12.5178	12.5	
Story8	D1	30264.24	30264.24	12.5178	12.5	NO HAY IRREGULARIDAD
Story7	D1	30264.24	30264.24	12.5178	12.5	
Story6	D1	30264.24	30264.24	12.5178	12.5	
Story5	D1	30264.24	30264.24	12.5178	12.5	
Story4	D1	30264.24	30264.24	12.5178	12.5	
Story3	D1	30264.24	30264.24	12.5178	12.5	
Story2	D1	30264.24	30264.24	12.5178	12.5	
Story1	D1	30264.24	30264.24	12.5178	12.5	



**Figura 27. Modelo 3D de geometría vertical de la estructura en análisis con la Norma CHOC-08 y la Norma ASCE-16.**

**Conclusión:** No existe irregularidad geométrica vertical debido a la geometría de la estructura, las dimensiones horizontales del sistema resistente a fuerzas laterales de cada piso son constantes a lo largo de la altura de la estructura.



**Figura 28. Vista 3D de estructura para revisión de Discontinuidad en el plano de un elemento vertical.**

**Conclusión:** No existe irregularidad, como se aprecia, no existe desalineación en los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales.

- **Diseño de columna**

Para el diseño de la columna se tomará el auxilio del diagrama de iteraciones para establecer una sección y acero de refuerzo,

Los pasos a seguir para crear un diagrama de iteraciones manualmente son;

Punto 1; Carga axial pura, momento igual a cero.

$$\phi P_n = 0.80\phi [0.85f'_c(A_g - A_s) + f_y A_{st}]$$

### **Ecuación 10. Resistencia de diseño.**

Fuente: CHOC-08: Comisión técnica Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras, 2008

Donde:

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto.

$A_g$  = Área gruesa de la sección.

$f_y$  = Fluencia del acero.

$A_{st}$  = Área de refuerzo transversal.

Para miembros con refuerzos de anillos

$$\phi P_n = 0.85\phi [0.85f'_c(A_g - A_s) + f_y A_{st}]$$

### **Ecuación 11. Resistencia ultima de columnas de concreto.**

Fuente: CHOC-08: Comisión técnica Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras, 2008

Donde:

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto.

$A_g$  = Área gruesa de la sección.

$f_y$  = Fluencia del acero.

$A_{st}$  = Área de refuerzo transversal

Con refuerzo en espiral de acuerdo.

Punto 2; Deformación igual a Cero en el lado de Tensión,

$$c = h$$

Punto 3; Deformación igual a Cero en el acero de Tensión,

$$c = d$$

Puntos 4, 5 y 7 y 11 seleccionar valores de  $c$  arbitrariamente decreciendo de  $c = h$  hasta la cara de compresión

Punto 6; condición balanceada

$$\varepsilon_y = \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_y = 0.003$$

Punto 12; caso momento puro, carga Axial igual a Cero.

Pero con ayuda del software se crea un diagrama donde se evalúa todos los puntos necesarios en una columna.

Para el cortante se toma lo establecido en **CHOC-2.10.16.8.6;**

$$S \leq \begin{cases} 16d_{\text{Refuerzo}} \\ 48d_{\text{Estribo}} \\ \frac{B}{2} \end{cases}$$

Al determinarlo se revisará la esbeltez de la columna crítica del piso mediante lo siguiente;

- **Resultados del diseño de columna C1, Piso 10**

**Tabla 49. Carga Concéntrica.**

<b>Po (Tn)</b>	1863.9
<b><math>\Phi</math>Po (Tn)</b>	1304.73
<b>Pn max (Tn.m)</b>	1491.12
<b><math>\Phi</math>Pn max (Tn.m)</b>	1043.78

**Tabla 50. Falla Balanceada.**

<b>Cb (cm)</b>	43.4
<b>Pb (Tn)</b>	716.68
<b>Mb (Tn.m)</b>	231.33
<b><math>\Phi</math>Pb (Tn)</b>	501.68
<b><math>\Phi</math>Mb (Tn.m)</b>	161.93



**Tabla 51. Flexión Pura.**

<b>C (cm)</b>	10.6
<b>P (Tn)</b>	0
<b>M (Tn.m)</b>	118.04
<b><math>\Phi P</math> (Tn)</b>	0
<b><math>\Phi M</math> (Tn.m)</b>	106.23

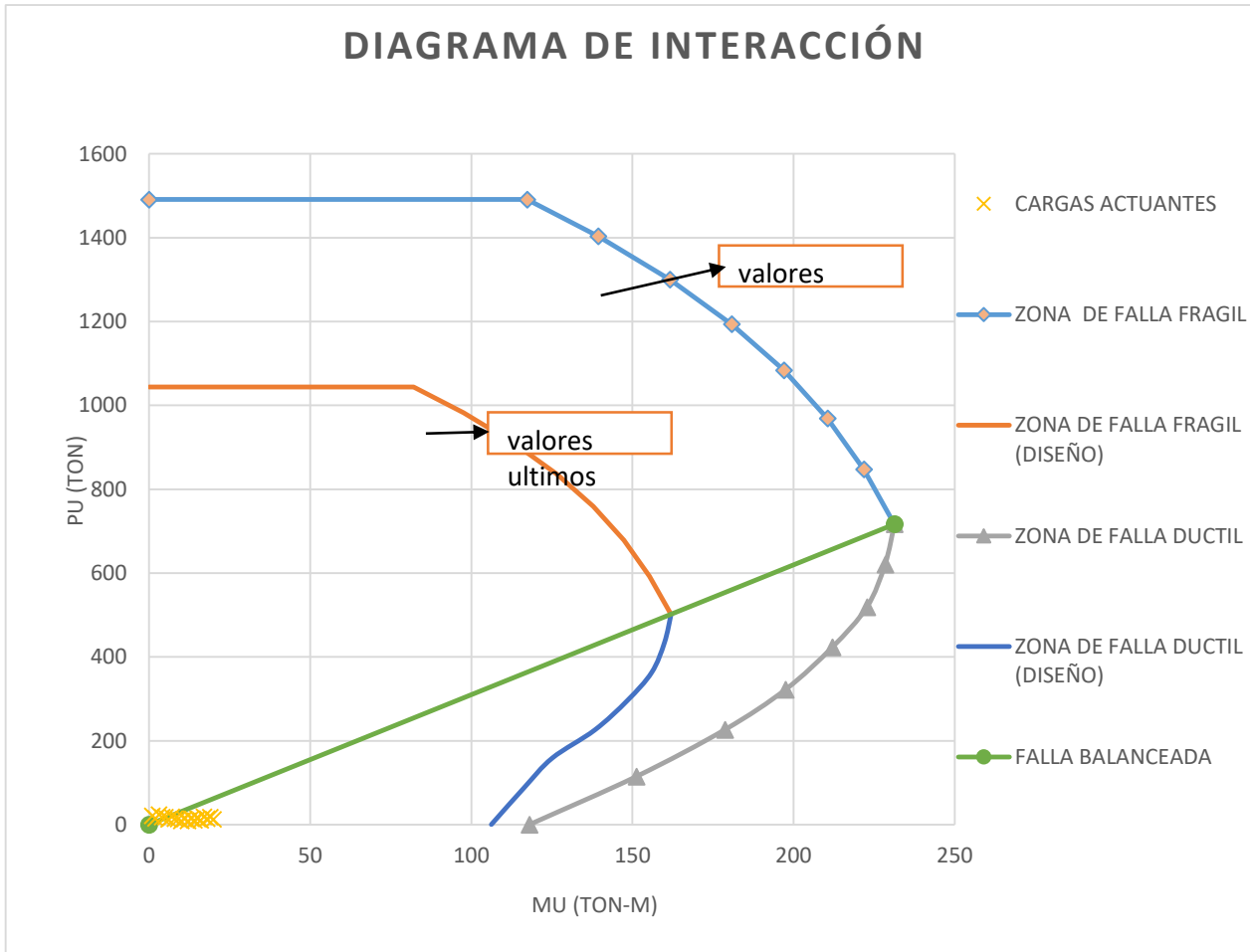
**Tabla 52. Zona de falla Frágil.**

<b>Punto</b>	<b>c</b>	<b>a</b>	<b>Pn</b>	<b>Mn</b>	<b><math>\Phi</math></b>	<b><math>\Phi Pn</math></b>	<b><math>\Phi Mn</math></b>
<b>#</b>	<b>(cm)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(Tn)</b>	<b>(Tn.m)</b>		<b>(Tn)</b>	<b>(Tn.m)</b>
1	48.63	41.34	847.23	221.83	0.7	593.06	155.28
2	53.86	45.78	968.85	210.55	0.7	678.2	147.39
3	59.09	50.23	1083.94	196.98	0.7	758.76	137.88
4	64.31	54.66	1193.86	180.78	0.7	835.7	126.55
5	69.54	59.11	1300.16	161.65	0.7	910.12	113.15
6	74.77	63.55	1403.44	139.43	0.7	982.41	97.6

**Tabla 53. Zona de falla Dúctil.**

<b>Punto</b>	<b>c</b>	<b>a</b>	<b>Pn</b>	<b>Mn</b>	<b><math>\Phi</math></b>	<b><math>\Phi Pn</math></b>	<b><math>\Phi Mn</math></b>
<b>#</b>	<b>(cm)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(Tn)</b>	<b>(Tn.m)</b>		<b>(Tn)</b>	<b>(Tn.m)</b>
1	15.28	12.99	114.65	151.21	0.77	88.28	116.44
2	19.96	16.97	226.49	178.72	0.7	158.54	125.1
3	24.65	20.95	322.26	197.55	0.7	225.58	138.28
4	29.34	24.94	423.06	212.03	0.7	296.15	148.42
5	34.03	28.93	518.72	222.78	0.7	363.1	155.94
6	38.71	32.9	620.4	228.42	0.7	434.28	159.9

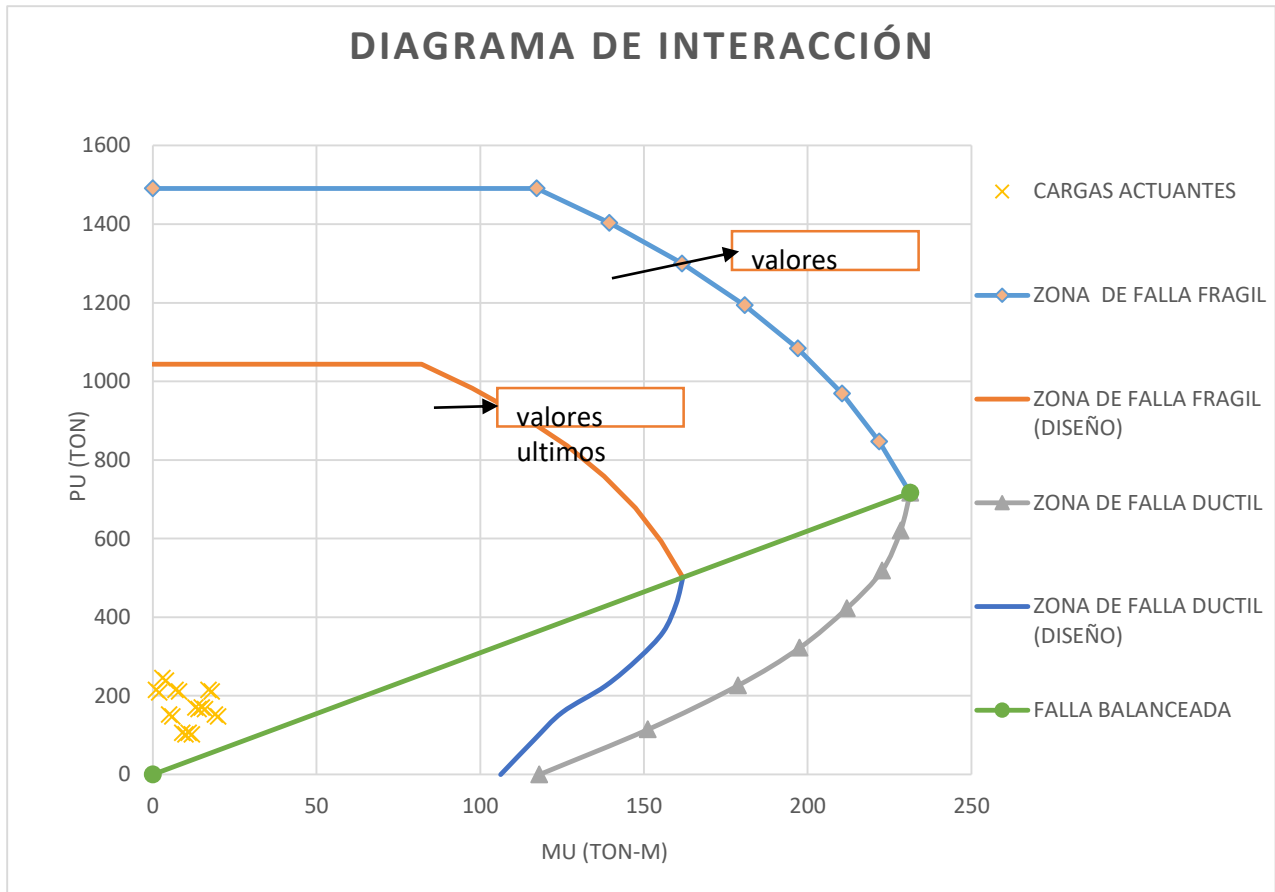




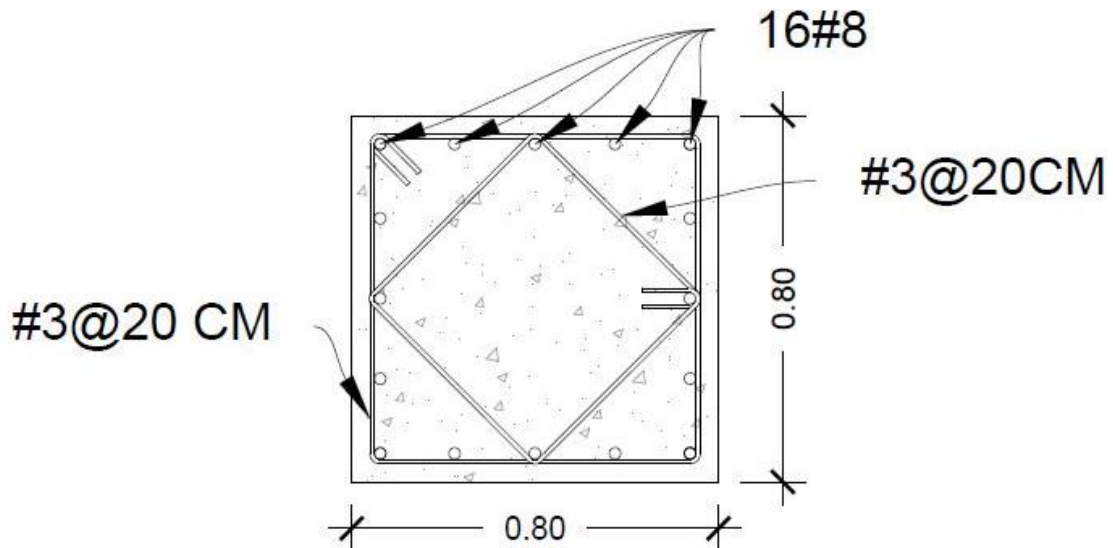
**Figura 29. Diagrama de interacción de columna C1, Piso 10.**

- **Resultados del diseño de columna C1, Piso 1**

Para el diseño de la columna C1 del primer nivel, se realizó el mismo procedimiento y se utilizaron las mismas características tanto de materiales como de sección transversal; por lo que la capacidad de esta columna es la misma y el diagrama de interacción igual; lo que cambia son los requerimientos de trabajo; resultados que se presentan a continuación:



**Figura 30. Diagrama de interacción para columna C1 del piso 1.**



**Figura 31. Sección de columna.**

#### **4.5.3.2. Análisis y Diseño con Disposiciones ASCE-16**

Las estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico moderado como las ciudades de Tegucigalpa y San Pedro Sula, en la mayoría de los casos se diseñan a través del análisis y diseño dinámico, por lo que se presentan los requerimientos que utiliza la norma ASCE-16.

##### **Sistemas estructurales**

En el caso de la norma ASCE-16 se utilizó el mismo sistema estructural que se utilizó en el diseño con las disposiciones del CHOC-08.

##### **Pre-dimensionamiento**

El pre dimensionamiento de los elementos estructurales depende exclusivamente de las características de geometría de los elementos estructurales, por lo que de igual manera se consideró el pre dimensionamiento inicial con los métodos que se expusieron en la parte del CHOC-08.

##### **Cálculo y Análisis de cargas**

Para el análisis de carga se basará en los parámetros establecidos por la norma ASCE-16, y datos manejados en el medio para materiales en específico. El programa o software encargado de realizar el análisis es ETABS versión 2016, En el cual se modeló toda la estructura y se ingresaron las cargas para obtener todos los resultados de los esfuerzos y así poder diseñar.

- **Carga muerta**

Para determinar la carga muerta de la estructura se tomará dos cargas, carga muerta del edificio (peso de los elementos o miembros estructurales) y la sobrecarga muerta producto del sistema de entepiso. La carga muerta producto del peso propio del edificio se tomó en cuenta la

calculada automáticamente por el programa (ETABS) y por último la carga muerta producto de acabados se definió de igual manera que el análisis con el CHOC-08 ya que se considera el mismo edificio.

### Carga viva

En el caso de las cargas vivas de piso que se utilizaron, se consideraron los valores que establece la norma ASCE-16; la cual se presenta a continuación:

**Tabla 54. Cargas vivas según norma ASCE-7-16.**

Table 4.3-1 Minimum Uniformly Distributed Live Loads, $L_o$ , and Minimum Concentrated Live Loads					
Occupancy or Use	Uniform, $L_o$ , psf (kN/m <sup>2</sup> )	Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Multiple-Story Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Concentrated lb (kN)	Also See Section
<b>Apartments (See Residential)</b>					
<b>Access floor systems</b>					
Office use	50 (2.40)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
Computer use	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
<b>Armories and drill rooms</b>	150 (7.18)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
<b>Assembly areas</b>					
Fixed seats (fastened to floors)	60 (2.87)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Lobbies	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Movable seats	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Platforms (assembly)	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Stage floors	150 (7.18)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Reviewing stands, grandstands, and bleachers	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		4.14
Stadiums and arenas with fixed seats (fastened to the floor)	60 (2.87)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		4.14
Other assembly areas	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
<b>Balconies and decks</b>	1.5 times the live load for the area served. Not required to exceed 100 psf (4.79 kN/m <sup>2</sup> )	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
<b>Catwalks for maintenance access</b>	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	300 (1.33)	
<b>Corridors</b>					
First floor	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Other floors	Same as occupancy served except as indicated				
<b>Dining rooms and restaurants</b>	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
<b>Dwellings (See Residential)</b>					
<b>Elevator machine room grating</b> (on area of 2 in. by 2 in. (50 mm by 50 mm))		—	—	300 (1.33)	
<b>Finish light floor plate construction</b> (on area of 1 in. by 1 in. (25 mm by 25 mm))		—	—	200 (0.89)	
<b>Fire escapes</b>	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
On single-family dwellings only	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
<b>Fixed ladders</b>		—	—		
<b>Garages</b> (See Section 4.10)					See Sec. 4.5.4

Fuente: ASCE-16

**Continuación Tabla 54. Cargas vivas según norma ASCE-7-16.**

Passenger vehicles only	40 (1.92)	No (4.7.4)	Yes (4.7.4)	See Sec. 4.10.1	
Trucks and buses	See Sec. 4.10.2	—	—	See Sec. 4.10.2	
<b>Handrails and Guardrails</b>	See Sec. 4.5.1	—	—	See Sec. 4.5.1	
Grab bars		—	—	See Sec. 4.5.2	
<b>Helipads</b> (See Section 4.11)					
Helicopter takeoff weight 3,000 lb (13.35 kN) or less	40 (1.92)	No (4.11.1)	—	See Sec. 4.11.2	
Helicopter takeoff weight more than 3,000 lb (13.35 kN)	60 (2.87)	No (4.11.1)	—	See Sec. 4.11.2	
<b>Hospitals</b>					
Operating rooms, laboratories	60 (2.87)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
Patient rooms	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
Corridors above first floor	80 (3.83)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
<b>Hotels (See Residential)</b>					
<b>Libraries</b>					
Reading rooms	60 (2.87)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
Stack rooms	150 (7.18)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)	1,000 (4.45)	4.13
Corridors above first floor	80 (3.83)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
<b>Manufacturing</b>					
Light	125 (6.00)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)	2,000 (8.90)	
Heavy	250 (11.97)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)	3,000 (13.35)	
<b>Office buildings</b>					
File and computer rooms shall be designed for heavier loads based on anticipated occupancy					
Lobbies and first-floor corridors	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
Offices	50 (2.40)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
Corridors above first floor	80 (3.83)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	

Fuente: ASCE-16

Continuación Tabla 54. Cargas vivas según norma ASCE-7-16.

Occupancy or Use	Uniform, $L_o$ , psf (kN/m <sup>2</sup> )	Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Multiple-Story Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Concentrated $I_b$ (kN)	Also See Section
<b>Penal institutions</b>					
Cell blocks	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Corridors	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
<b>Recreational uses</b>					
Bowling alleys, poolrooms, and similar uses	75 (3.59)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Dance halls and ballrooms	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Gymnasiums	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
<b>Residential</b>					
One- and two-family dwellings					
Uninhabitable attics without storage	10 (0.48)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		4.12.1
Uninhabitable attics with storage	20 (0.96)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		4.12.2
Habitable attics and sleeping areas	30 (1.44)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
All other areas except stairs	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
All other residential occupancies					
Private rooms and corridors serving them	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Public rooms	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Corridors serving public rooms	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
<b>Roofs</b>					
Ordinary flat, pitched, and curved roofs	20 (0.96)	Yes (4.8.2)	—		4.8.1
Roof areas used for occupants	Same as occupancy served	Yes (4.8.3)	—		
Roof areas used for assembly purposes	100 (4.70)	Yes (4.8.3)	—		
Vegetative and landscaped roofs					
Roof areas not intended for occupancy	20 (0.96)	Yes (4.8.2)	—		
Roof areas used for assembly purposes	100 (4.70)	Yes (4.8.3)	—		
Roof areas used for other occupancies	Same as occupancy served	Yes (4.8.3)	—		
Awnings and canopies					
Fabric construction supported by a skeleton structure	5 (0.24)	No (4.8.2)	—		
Screen enclosure support frame	5 (0.24) based on the tributary area of the roof supported by the frame member	No (4.8.2)	—	200 (0.89)	

Fuente: ASCE-16



**Continuación Tabla 54. Cargas vivas según norma ASCE-7-16.**

All other construction	20 (0.96)	Yes (4.8.2)	—		4.8.1
Primary roof members, exposed to a work floor					
Single panel point of lower chord of roof trusses or any point along primary structural members supporting roofs over manufacturing, storage warehouses, and repair garages				2,000 (8.90)	
All other primary roof members		—	—	300 (1.33)	
All roof surfaces subject to maintenance workers		—	—	300 (1.33)	
<b>Schools</b>					
Classrooms	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
Corridors above first floor	80 (3.83)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
First-floor corridors	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
<b>Scuttles, skylight ribs, and accessible ceilings</b>				200 (0.89)	
<b>Sidewalks, vehicular driveways, and yards subject to trucking</b>	250 (11.97)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)	8,000 (35.60)	4.15
<b>Stairs and exit ways</b>	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	300 (1.33)	4.16
One- and two-family dwellings only	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	300 (1.33)	4.16
<b>Storage areas above ceilings</b>	20 (0.96)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
<b>Storage warehouses</b> (shall be designed for heavier loads if required for anticipated storage)					
Light	125 (6.00)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)		
Heavy	250 (11.97)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)		

Fuente: ASCE-16

**Continuación Tabla 54. Cargas vivas según norma ASCE-7-16.**

Occupancy or Use	Uniform, $L_o$ psf (kN/m <sup>2</sup> )	Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Multiple-Story Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Concentrated lb (kN)	Also See Section
<b>Stores</b>					
Retail					
First floor	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
Upper floors	75 (3.59)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
Wholesale, all floors	125 (6.00)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)	1,000 (4.45)	
<b>Vehicle barriers</b>				See Sec. 4.5.3	
<b>Walkways and elevated platforms (other than exit ways)</b>	60 (2.87)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
<b>Yards and terraces, pedestrian</b>	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		

Fuente: ASCE-16

- **Carga de Sismo**

Para el cálculos de las cargas por sismo, el método de cálculo que utiliza la norma ASCE-16 es relativamente parecido al que utiliza el CHOC-08, se realizó una revisión y se determinó que los periodos fundamentales serán los mismo, pero los aspectos que se tomaron como base para el cálculo de las cargas de sismo fueron los que establece la norma ASCE-16; se calculó el espectro de respuesta para la estructura con las características similares a las del CHOC-08 con la diferencia de la utilización de la clasificación de riesgos sísmico que dice la norma ASCE-16 y de igual manera los factores de importancia y ductilidad de las estructuras.



**Tabla 55. Clasificación de riesgo sísmico según estructura.**

**Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads**

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released <sup>a</sup>	
Buildings and other structures designated as essential facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released <sup>a</sup>	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	

<sup>a</sup>Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the Authority Having Jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.3 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Fuente: ASCE-16

**Tabla 56. Factores de Importancia.**

**Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads**

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, $I_s$	Ice Importance Factor—Thickness, $I_i$	Ice Importance Factor—Wind, $I_w$	Seismic Importance Factor, $I_o$
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Note: The component importance factor,  $I_p$ , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it depends on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

Fuente: ASCE-16

El factor de ductilidad R que se utiliza para determinar el cortante basal de las estructuras, depende del tipo de sistema estructural que se esté utilizando y de la categoría de diseño sísmico; la norma ASCE-16 establece los criterios para la selección de los factores:

**Tabla 57. Coeficientes de Ductilidad.**

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$	Overstrength Factor, $\Omega_o^b$	Deflection Amplification Factor, $C_d^c$	Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
<b>A. BEARING WALL SYSTEMS</b>									
1. Special reinforced concrete shear walls <sup>g,h</sup>	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls <sup>g</sup>	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 <sup>f</sup>	40 <sup>f</sup>	40 <sup>f</sup>
6. Ordinary precast shear walls <sup>g</sup>	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
<b>B. BUILDING FRAME SYSTEMS</b>									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼	2	3¼	NL	NL	35 <sup>f</sup>	35 <sup>f</sup>	NP <sup>f</sup>
4. Special reinforced concrete shear walls <sup>g,h</sup>	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls <sup>g</sup>	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40 <sup>f</sup>	40 <sup>f</sup>	40 <sup>f</sup>
9. Ordinary precast shear walls <sup>g</sup>	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP

Fuente: ASCE-16

**Continuación Tabla 57. Coeficientes de Ductilidad.**

18. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	160	NP	NP	NP	
19. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP	
20. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP	
21. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP	
22. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65	
23. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65	
24. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	NP	
25. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	160	160	100	
26. Steel special plate shear walls	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100	
<b>C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS</b>										
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP	
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 <sup>k</sup>	NP <sup>k</sup>	NP <sup>k</sup>	
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP <sup>j</sup>	NP <sup>j</sup>	NP <sup>j</sup>	
5. Special reinforced concrete moment frames <sup>m</sup>	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP	
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP	
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP	
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP	
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP	
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame <sup>n</sup>	14.1	3½	3 <sup>n</sup>	3½	35	35	35	35	35	
<b>D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>										
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL	
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
3. Special reinforced concrete shear walls <sup>a,b</sup>	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
4. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>b</sup>	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP	
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL	
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL	
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL	
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL	
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP	
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL	
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP	
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL	
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL	
<b>E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>										
1. Steel special concentrically braced frames <sup>p</sup>	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP	
2. Special reinforced concrete shear walls <sup>a,b</sup>	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100	
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP	
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP	

Fuente: ASCE-16



Continuación Tabla 57. Coeficientes de Ductilidad.

Table 12.2-1 (Continued) Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$	Overstrength Factor, $\Omega_0^b$	Deflection Amplification Factor, $C_d^c$	Structural System Limitations Including Structural Height, $h_s$ (ft) Limits <sup>d</sup>				
					Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>e</sup>
5. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5½	2½	4½	NL	NL	160	100	NP
6. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3½	2½	3	NL	NL	NP	NP	NP
7. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
8. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>f</sup>	14.2	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
<b>F. SHEAR WALL-FRAME INTERACTIVE SYSTEM WITH ORDINARY REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES AND ORDINARY REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS<sup>g</sup></b>	12.2.5.8 and 14.2	4½	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
<b>G. CANTILEVERED COLUMN SYSTEMS DETAILED TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR:</b>	12.2.5.2								
1. Steel special cantilever column systems	14.1	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
2. Steel ordinary cantilever column systems	14.1	1¼	1¼	1¼	35	35	NP <sup>h</sup>	NP <sup>h</sup>	NP <sup>h</sup>
3. Special reinforced concrete moment frames <sup>m</sup>	12.2.5.5 and 14.2	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
4. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	1½	1¼	1½	35	35	NP	NP	NP
5. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	1	1¼	1	35	NP	NP	NP	NP
6. Timber frames	14.5	1½	1½	1½	35	35	35	NP	NP
<b>H. STEEL SYSTEMS NOT SPECIFICALLY DETAILED FOR SEISMIC RESISTANCE, EXCLUDING CANTILEVER COLUMN SYSTEMS</b>	14.1	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

<sup>a</sup>Response modification coefficient,  $R$ , for use throughout the standard. Note that  $R$  reduces forces to a strength level, not an allowable stress level.  
<sup>b</sup>Where the tabulated value of the overstrength factor,  $\Omega_0$ , is greater than or equal to 2½,  $\Omega_0$  is permitted to be reduced by subtracting the value of 1/2 for structures with flexible diaphragms.  
<sup>c</sup>Deflection amplification factor,  $C_d$ , for use in Sections 12.8.6, 12.8.7, and 12.9.1.2.  
<sup>d</sup>NL = Not Limited, and NP = Not Permitted. For metric units, use 30.5 m for 100 ft and use 48.8 m for 160 ft.  
<sup>e</sup>See Section 12.2.5.4 for a description of seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height,  $h_s$ , of 240 ft (73.2 m) or less.  
<sup>f</sup>See Section 12.2.5.4 for seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height,  $h_s$ , of 160 ft (48.8 m) or less.  
<sup>g</sup>In Section 2.3 of ACI 318. A shear wall is defined as a structural wall.  
<sup>h</sup>In Section 2.3 of ACI 318. The definition of "special structural wall" includes precast and cast-in-place construction.  
<sup>i</sup>An increase in structural height,  $h_s$ , to 45 ft (13.7 m) is permitted for single-story storage warehouse facilities.  
<sup>j</sup>Steel ordinary concentrically braced frames are permitted in single-story buildings up to a structural height,  $h_s$ , of 60 ft (18.3 m) where the dead load of the roof does not exceed 20 lb/ft<sup>2</sup> (0.96 kN/m<sup>2</sup>) and in penthouse structures.  
<sup>k</sup>See Section 12.2.5.7 for limitations in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F.  
<sup>l</sup>See Section 12.2.5.6 for limitations in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F.  
<sup>m</sup>In Section 2.3 of ACI 318. The definition of "special moment frame" includes precast and cast-in-place construction.  
<sup>n</sup>Cold-formed steel—special bolted moment frames shall be limited to one story in height in accordance with ANSI/AISI S400.  
<sup>o</sup>Alternately, the seismic load effect including overstrength,  $E_{ov}$ , is permitted to be based on the expected strength determined in accordance with ANSI/AISI S400.  
<sup>p</sup>Ordinary moment frame is permitted to be used in lieu of intermediate moment frame for Seismic Design Categories B or C.

Fuente: ASCE-16

**Tabla 58. Clasificación de suelo según Norma ASCE-16**

Site Class	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ or $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
A. Hard rock	> 5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50 blows/ft	>2,000 lb/ft <sup>2</sup>
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50 blows/ft	1,000 to 2,000 lb/ft <sup>2</sup>
E. Soft clay soil	< 600 ft/s	<15 blows/ft	<1,000 lb/ft <sup>2</sup>
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	Any profile with more than 10 ft of soil that has the following characteristics: — Plasticity index $PI > 20$ , — Moisture content $w \geq 40\%$ , — Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ lb/ft <sup>2</sup> See Section 20.3.1		

Note: For SI: 1 ft = 0.3048 m; 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft<sup>2</sup> = 0.0479 kN/m<sup>2</sup>.

Fuente: ASCE-16

Para poder estructurar el espectro de respuesta para el análisis dinámico, se debe clasificar el tipo de suelo sobre el cual se apoya la estructura, por lo que se procedió a buscar la clasificación de suelo que más se pareciera a las características del suelo S1 que se utilizó con la norma CHOC-08.

- **Espectro de respuesta**

Como primer punto, previo al cálculo del espectro de respuesta, se procedió a la determinación de cada uno de los factores mencionados con anterioridad, y luego fueron necesarios los siguientes cálculos:

La norma ASCE-16 menciona:

Según el capítulo 21: Site-specific ground motion procedures for seismic design.

- Para suelos clase A, B, o C:  $F_a$  y  $F_v$  se debe determinar usando las tablas 11.4-1 y 11.4-2, con los valores para  $S_s$  tomado de 1.5 y el valor de  $S_1$  tomado como 0.6.
- Para sitios clase D:  $F_a$  se debe tomar como 1.0, y  $f_v$  como 2.5.
- Para suelos clase E y F:  $F_a$  se debe tomar como 1.0 y  $F_v$  como 4.0.

Por lo que, al estar ubicado en un suelo clase B, los valores de  $S_s$  y  $S_1$  son 1.5 y 0.6 respectivamente.

**Tabla 59. Tabla para el cálculo de Fa**

**Table 11.4-1 Short-Period Site Coefficient,  $F_a$**

---

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Spectral  
Response Acceleration Parameter at Short Period

---

Site Class	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_S$ .

Fuente: ASCE-16

**Tabla 60. Tabla para el cálculo de Fv**

**Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient,  $F_v$**

---

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Spectral  
Response Acceleration Parameter at 1-s Period

---

Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 <sup>a</sup>	2.0 <sup>a</sup>	1.9 <sup>a</sup>	1.8 <sup>a</sup>	1.7 <sup>a</sup>
E	4.2	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_1$ .  
<sup>a</sup>Also, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

Fuente: ASCE-16

Como procedimiento se debe continuar con el cálculo de los coeficientes de sitio y el máximo riesgo de sismo considerado para las aceleraciones del espectro de respuesta, los cuales se calcularon de la siguiente manera:

$$SMS = FaSs$$

**Ecuación 12. Parámetro de aceleración para tiempos s.**

Fuente: ASCE-16

Donde:

Fa = Factor de sitio obtenido de tabla anterior.

Ss = Factor obtenido de capítulo 21 de ASCE-16.

$$SM1 = FvS1$$

**Ecuación 13. Parámetro de aceleración para 1 s.**

Fuente: ASCE-16

Donde:

Fv = Factor de sitio obtenido de tabla anterior.

S1 = Factor obtenido de capítulo 21 de ASCE-16.

Posterior al cálculo de los coeficientes de sitio se procedió al diseño de los parámetros de aceleración espectral:

$$SDS = 2/3(SMS)$$

**Ecuación 14. Aceleración espectral pico.**

Fuente: ASCE-16

Donde:

SMS = Coeficiente de sitio.

$$SD1 = 2/3(SM1)$$

**Ecuación 15. Aceleración espectral para tiempo inicial.**

Fuente: ASCE-16

Donde:

SM1 = Parámetro de aceleración para tiempos cortos

Importante mencionar que, para el cálculo del espectro de respuesta, se puede definir el tiempo de duración del mismo, en este caso se realizó para un tiempo de 3 segundos, mismo tiempo que utiliza el CHOC-08; con la finalidad de tener las mismas condiciones.

Para el cálculo de los tiempos se utilizó las ecuaciones que establece la norma ASCE-16 para los diferentes lapsos de tiempo:

$$T_o = 0.2SD1/SDS$$

**Ecuación 16. Tiempo para pico de aceleración.**

Fuente: ASCE-16

Donde:

SD1 = Aceleración espectral para tiempo inicial.

SDS = Aceleración espectral pico.

$$T_s = SD1/SDS$$

**Ecuación 17. Tiempo final de aceleración pico.**

Fuente: ASCE-16

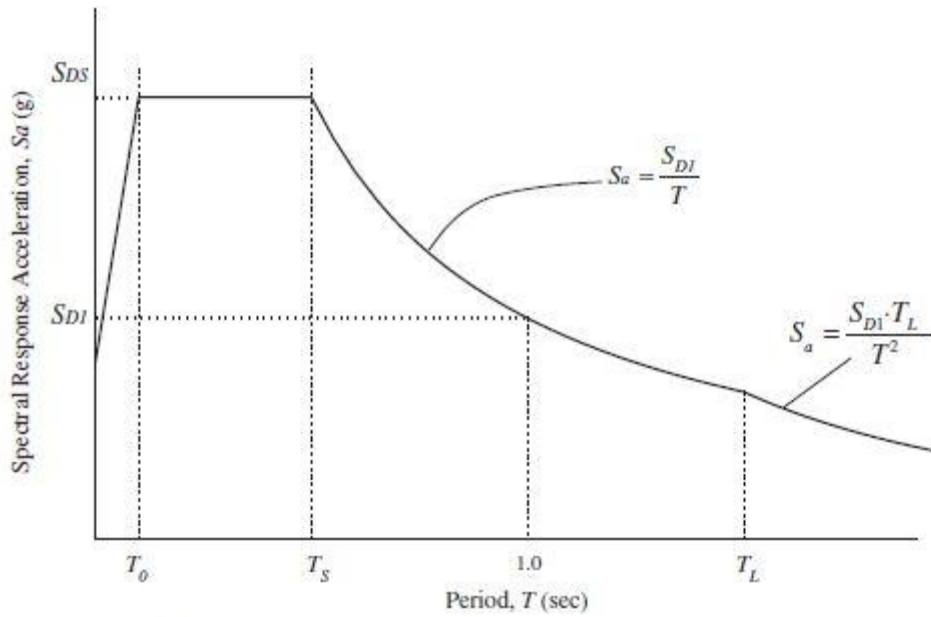
Donde:

SD1 = Aceleración espectral para tiempo inicial.

SDS = Aceleración espectral pico.



Una vez establecidos todos los parámetros para la elaboración del espectro de respuesta se procedió a la construcción de la gráfica del mismo para obtener las aceleraciones a cada tiempo requerido; con la finalidad de introducir el espectro al modelo y obtener el análisis y el diseño.



**FIGURE 11.4-1 Design Response Spectrum**

**Figura 32. Espectro de respuesta Norma ASCE-16.**

Fuente: ASCE-16

A continuación, se presenta el cálculo y los resultados del espectro de respuesta con la norma ASCE-16.

**Tabla 61. Datos de entrada para cálculo de espectro.**

SITE B	Ss	S1	Fv	Fa	g
	1.5	0.6	0.8	0.9	9.81

**Tabla 62. Cálculos de coeficientes de sitio.**

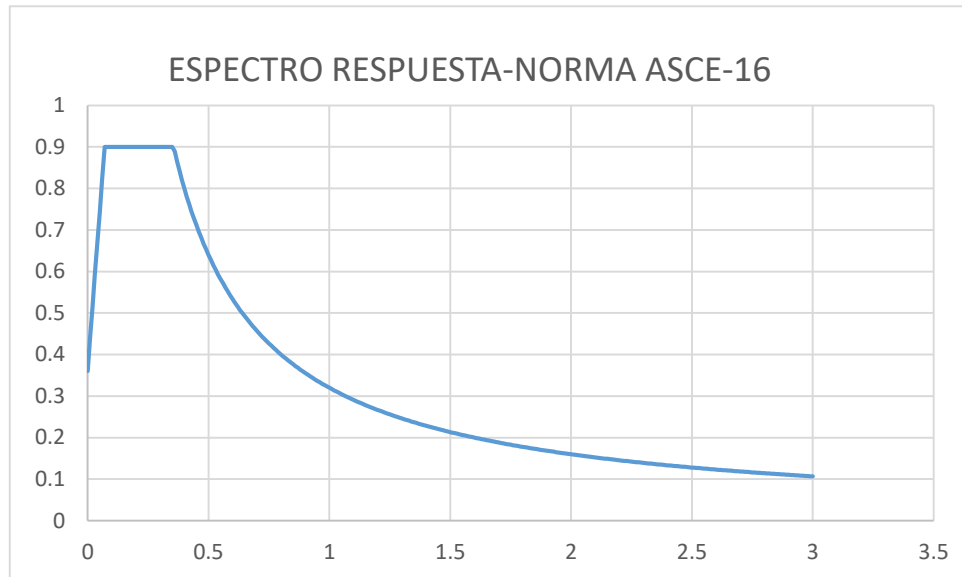
SMS	1.35
SM1	0.48
SDS	0.9
SD1	0.32
To	0.07111111
Ts	0.35555556
t=0	0.36
t	0.01
Rw	8

**Tabla 63. Aceleraciones de espectro de respuesta con norma ASCE-16.**

T	a(m/sec <sup>2</sup> )
0	0.36
0.01	0.43714286
0.02	0.51428571
0.03	0.59142857
0.04	0.66857143
0.05	0.74571429
0.06	0.82285714
0.07	0.9
0.08	0.9
0.09	0.9
0.1	0.9
0.11	0.9
0.12	0.9
0.13	0.9
0.14	0.9
0.15	0.9
0.16	0.9
0.17	0.9
0.18	0.9
0.19	0.9
0.2	0.9
0.21	0.9
0.22	0.9
0.23	0.9
0.24	0.9
0.25	0.9
0.26	0.9

**Continuación de tabla 63. Aceleraciones de espectro de respuesta con norma ASCE-16**

0.27	0.9
0.28	0.9
0.29	0.9
0.3	0.9
0.31	0.9
0.32	0.9
0.33	0.9
0.34	0.9
0.35	0.9
0.36	0.88888889
0.37	0.86486486
0.38	0.84210526
0.39	0.82051282
0.4	0.8
0.41	0.7804878
0.42	0.76190476
0.43	0.74418605
0.44	0.72727273
0.45	0.71111111
0.46	0.69565217
0.47	0.68085106
0.48	0.66666667
0.49	0.65306122
0.5	0.64
0.51	0.62745098
0.52	0.61538462
0.53	0.60377358
0.54	0.59259259
0.55	0.58181818
0.56	0.57142857
0.57	0.56140351
0.58	0.55172414
0.59	0.54237288
0.6	0.53333333
0.61	0.52459016
0.62	0.51612903
0.63	0.50793651
0.64	0.5
0.65	0.49230769



**Figura 33. Espectro de respuesta norma ASCE-16.**

- **Combinaciones de Diseño**

Para el caso de las combinaciones de diseño, la norma ASCE-16 establece para el diseño sísmico las siguientes combinaciones mínimas, que son las mismas que se utilizaron para el análisis.

1.  $1.4 D$
2.  $1.3 D + 1.6 L$
3.  $1.2 D + E + L$  (Positivo y negativo)
4.  $0.9 D + E$  (Positivo y negativo)

Importante mencionar que estas no son las únicas combinaciones que establece la norma, existen combinaciones para viento, lluvia, nieve, etc.; pero se enfocó en la carga de sismo que es la que va de acorde al tema de estudio, por otra parte, se consideró el sismo solo en los ejes principales por el hecho de solo estar principalmente en las columnas y, no en toda la estructura.

- **Parámetros de diseño**

Para el diseño estructural, utilizando la norma ASCE-16 se definieron los parámetros de diseño que establece esta norma, por lo que a continuación se presentan los parámetros utilizados.

**Tabla 64. Parámetros de diseño para norma ASCE-16.**

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-14
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Seismic Design Category	B
07	Design System Omega0	3
08	Design System Rho	1.3
09	Design System Sds	0.9
10	Consider ICC_ESR 2017	No
11	Phi (Tension Controlled)	0.9
12	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
13	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
14	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
15	Phi (Shear Seismic)	0.6
16	Phi (Joint Shear)	0.85
17	Pattern Live Load Factor	0.75
18	Utilization Factor Limit	1

**01 Design Code:** En ETABS16 se puede utilizar la configuración del modelo con valores establecidos por el programa; para el caso del código de diseño de concreto se pueden seleccionar una serie de códigos detallados en una lista que se incluye en las opciones de inicialización. Para este caso se utilizó el código ACI 318-14 que es el más actual a la norma ASCE 7-16.

**02 Multi-Response Case Design:** “Step by step” o paso a paso considera los valores paso a paso para el historial de tiempo y los valores de paso múltiple y estático para estadística no lineal.

**03 Number of interaction Curves:** En el programa se definen 6 curvas por cuadrante habiendo 4 cuadrantes haciendo un total de 24 curvas. Según referencia del ACI 318-14 en los comentarios Capítulo 12.17.1 se encuentran los factores que definen la zona ideal determinada se tomó igual que el programa.

**04 Number of Interaction points:** En el cálculo numérico, lo que realiza el programa es obtener los esfuerzos en las barras y en el bloque de compresión del concreto (demanda actuante), por lo que se puede obtener un gráfico con el punto de inflexión que indica el eje neutro. El ETABS16 por default propone 11 puntos, el número de puntos utilizados para definir una curva de interacción bidimensional. Este número debe ser mayor o igual a 5 e impar; se tomó 11.

**05 Consider Minimun Eccentricity:** Se refiere a lo que según la norma ASCE-16 se ha hecho una mejora a todos los códigos de diseño de estructuras de concreto para hacer la opción "Considerar Excentricidad mínima " disponible como sobrescrita de diseño para columnas individuales anteriormente en ETABS esta opción sólo estaba disponible en las preferencias de diseño y se aplicaba a todas las columnas. Se consideró.

**06 Seismic Design Category:** Los parámetros de aceleración de la respuesta espectral de diseño, Sds y SD1. De acuerdo al factor de importancia I se define la categoría de ocupación I,II, III O IV respectivamente y de acuerdo a estas se define la categoría de diseño sísmico. Tomamos categoría B que es para estructuras propensas a daños estructurales.

**07 Design System Rho ( $\rho$ )** Un factor de redundancia  $\rho$  deberá ser asignado a los miembros y será adecuado para transmitir las fuerzas al sistema de resistencia sísmica en cada uno de dos elementos ortogonales discontinuos; que se requiere para ser diseñado. El valor de  $\rho$  se define según el sistema Estructural y según referencia de sección C12.3.4 del ASCE-07 este valor puede ser tomado como 1.3 en cualquier categoría de diseño que no sea la D.

**08 Design System Sds:** El factor Sds hace referencia al cálculo de cargas mínimas de Diseño (ASCE) en el Capítulo 11 para criterios de diseño en parámetros de aceleración en períodos cortos; en diseño de aceleración espectral 0 a 3 segundos, pero como este valor ya se calculó anteriormente, se utilizó el valor encontrado de 0.9

**09 Phi Tension Controlled:** Factor de reducción de la fuerza para secciones controladas por tensión hace referencia al código ACI en capítulo 21. El límite de 0.005 provee suficiente ductilidad en la mayoría de los casos y para lo cual el código dispone la clasificación controlada por tracción un  $\phi = 0.90$  según la tabla 21.2.2 del ACI., se tomó igual.

**10 (Phi Compresión controlled Tied):** Factor de reducción de la fuerza para secciones controladas por compresión, se puede esperar una condición de falla frágil, sin advertencia clara de una falla inminente. En el código se establece el límite de la  $\epsilon_t = 0.002$  para refuerzo grado 60. Para lo que el código dispone un refuerzo transversal con un  $\phi = 0.65$  que es lo que se refleja por default en el ETABS16. Se tomó igual.

**11 (Phi Compresión Controlled Spiral):** Es el factor de reducción de resistencia para secciones controladas por compresión con refuerzo espiral, las columnas con refuerzo en espiral se le asignan un factor  $\Phi$  mayor que a las columnas con otro tipo de refuerzo transversal porque las

columnas con espirales tienen mayor ductilidad o tenacidad. Por lo que en el código define un  $\phi=0.75$  que es lo que refleja el ETABS16. Se tomó igual.

**12 Phi (shear &/ or torsión):** Factor de reducción de resistencia para el corte y la torsión según referencia del ACI-2014 Tabla 21.2.1  $\Phi=0.75$  sin embargo en el CHOC-08 numeral 2.9.3.2.3  $\Phi=0.85$  se consideró el valor más actualizado.

**13 Phi (Shear Seismic):** Es el factor de reducción de resistencia para la deformación lateral en estructuras que dependen de marcos especiales resistentes a momentos o paredes estructurales especiales de hormigón armado para resistir efectos de terremotos; está dado por el Cap. 21 del ACI tabla n. 21.2-1 se consideró igual al programa.

**14 Phi (Joint Shear):** Es el factor de reducción de resistencia para el corte de las articulaciones en estructuras que se basan en marcos especiales resistentes a momentos o paredes estructurales especiales de hormigón armado para resistir los efectos de los terremotos. Los resultados experimentales sobre zonas de anclaje reflejan una amplia dispersión de los resultados. Estos resultados se consideran usando un factor  $\Phi$  igual a 0.85 y limitando la resistencia nominal a compresión del concreto no confinado en la zona general. Choc-08 numeral 2.9.3.4.1 se considero igual.

**15 Pattern live load factor:** Este factor hace relación a las disposiciones de la carga viva del ACI Capitulo 6 numeral 6.4. En el diseño para cargas gravitacionales de pisos o cubiertas, se permite suponer que la carga viva se aplica únicamente al nivel bajo consideración. El uso de solo el 75 % de la carga viva mayorada total para la disposición de carga que produce el momento máximo, se fundamenta en el hecho de que los momentos máximos positivo y negativo debido a la carga viva no pueden ocurrir simultáneamente y que es posible que ocurra una redistribución de



los momentos máximos antes que se presente la falla. Este procedimiento permite, en efecto, algunos sobreesfuerzos locales bajo carga viva mayorada total, si ésta se distribuye en la forma prescrita; pero, aun así, asegura que la resistencia de diseño del sistema de losa después de la redistribución de momentos no es menor que la requerida para resistir las cargas muertas y vivas mayoradas totales en todos los paneles. El factor de carga viva para la generación automática de combinaciones de carga que implican patrones de cargas vivas y cargas muertas puede variar debido a las normas LRFD O ASD respectivamente.

**17 Utilization Factor Limit:** El límite de la relación de tensiones se utilizará para la aceptabilidad. Las relaciones de esfuerzos que son menores o iguales a este valor se consideran aceptables, cuando al software no se le proporciona un detalle de refuerzo de acero, este proporciona uno por default en el que se cumpla la relación al 100% o al 1 que es el valor establecido dentro del programa, el cual representa la resistencia total de elemento que se diseña

- **Resultado del diseño con norma ASCE-16**

Luego que se definiera todos los parámetros necesarios para el análisis estructural, se procedió a la realización del diseño de las columnas; la C1 del piso 10 y la del Piso 1; dicho diseño se realizó directamente del programa, por el hecho de tener la posibilidad de precargar la norma ASCE y efectuar el análisis y diseño.

- **Diseño De columna C1, Piso 10**

Para efectuar el diseño de las dos columnas en estudio, en el caso de la utilización de la norma ASCE-16 se utilizó el programa ETABS, lo que se hizo fue utilizar las cargas y en su mayoría los requerimientos de la norma ASCE-16; para el diseño se seleccionó una normativa, en

este caso se tuvo que optar por el ACI-08, pero, se cambiaron todas las disposiciones en las preferencias de diseño a las que establece la Norma ASCE-16, con la finalidad de utilizar los criterios de la norma en estudio. A continuación, se presentan los resultados del diseño de la columna C1-Piso 10.

**ETABS 2016 Concrete Frame Design**  
**ACI 318-14 Column Section Design**

**Tabla 65. Detalles de columna**

Column Element Details (Envelope)						
Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story10	C1	1	COLUMNA DE CONCRETO	350	1	Sway Special

**Tabla 66. Propiedades de Sección.**

Section Properties			
b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
80	80	8.2	2.7

**Tabla 67. Propiedades de materiales.**

Material Properties				
$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Lt.Wt Factor (Unitless)	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_{ys}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
252671.33	280	1	4218.42	4218.42

**Tabla 68. Parámetros de Diseño.**

Design Code Parameters					
$\Phi_T$	$\Phi_{CTied}$	$\Phi_{CSpiral}$	$\Phi_{Vns}$	$\Phi_{Vs}$	$\Phi_{Vjoint}$
0.9	0.65	0.75	0.85	0.6	0.85

**Tabla 69. Refuerzo Longitudinal de columna.**

Longitudinal Reinforcement Design for  $P_u - M_{u2} - M_{u3}$  Interaction

Column End	Rebar Area cm <sup>2</sup>	Rebar %
Top	64	1
Bottom	64	1

**Tabla 70. Esfuerzo de Diseño para columna.**

Design Axial Force & Biaxial Moment for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction					
Column End	Design $P_u$ kgf	Design $M_{u2}$ kgf-cm	Design $M_{u3}$ kgf-cm	Station Loc cm	Controlling Combo
	kgf	kgf-cm	kgf-cm	cm	
Top	15621.3855	733757.2962	687273.0671	290	1.2D+ L+ EY-
Bottom	20966.6655	-477322.582	-607332.4341	0	1.2D+ L+ EY-

**Tabla 71. Esfuerzos de diseño Por cortante.**

Shear Reinforcement for Major Shear, $V_{u2}$				
Column End	Rebar $A_v$ /s cm <sup>2</sup> /m	Design $V_{u2}$ kgf	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0	4867.6127	290	1.2D+1.6L
Bottom	0	4867.6127	0	1.2D+1.6L

**Tabla 72. Refuerzo por cortante.**

Shear Reinforcement for Minor Shear, $V_{u3}$				
Column End	Rebar $A_v$ /s cm <sup>2</sup> /m	Design $V_{u3}$ kgf	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0	4176.1375	290	1.2D+ L+ EY-
Bottom	0	4176.1375	0	1.2D+ L+ EY-

- **Diseño De columna C1, Piso 1**

Para efectuar el diseño de las dos columnas en estudio, en el caso de la utilización de la norma ASCE-16 se utilizó el programa ETABS, lo que se hizo fue utilizar las cargas y en su mayoría los requerimientos de la norma ASCE-16; para el diseño se seleccionó una normativa, en este caso se tuvo que optar por el ACI-08, pero, se cambiaron todas las disposiciones en las preferencias de diseño a las que establece la Norma ASCE-16, con la finalidad de utilizar los criterios de la norma en estudio. A continuación, se presentan los resultados del diseño de la columna C1, piso 1.

## ETABS 2016 Concrete Frame Design

### ACI 318-14 Column Section Design

**Tabla 73. Detalles de columna**

Column Element Details (Envelope)						
Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	C1	2	COLUMNA DE CONCRETO	350	0.522	Sway Special

**Tabla 74. Propiedades de Sección.**

Section Properties			
b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
80	80	8.2	2.7

**Tabla 75. Propiedades de materiales.**

Material Properties				
$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Lt.Wt Factor (Unitless)	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_{ys}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
252671.33	280	1	4218.42	4218.42

**Tabla 76. Parámetros de Diseño.**

Design Code Parameters					
$\Phi_T$	$\Phi_{CTied}$	$\Phi_{CSpiral}$	$\Phi_{Vns}$	$\Phi_{Vs}$	$\Phi_{Vjoint}$
0.9	0.65	0.75	0.85	0.6	0.85

**Tabla 77. Refuerzo Longitudinal de columna.**

Longitudinal Reinforcement Design for  $P_u - M_{u2} - M_{u3}$  Interaction

Column End	Rebar Area cm <sup>2</sup>	Rebar %
Top	64	1
Bottom	64	1

**Tabla 78. Esfuerzo de Diseño para columna.**

Design Axial Force & Biaxial Moment for  $P_u - M_{u2} - M_{u3}$  Interaction

Column End	Design $P_u$ kgf	Design $M_{u2}$ kgf-cm	Design $M_{u3}$ kgf-cm	Station Loc cm	Controlling Combo
	kgf	kgf-cm	kgf-cm	cm	
Top	222813.3629	-88799.7608	874319.6359	290	1.2D+ L+ EY-

Column End	Design $P_u$ kgf	Design $M_{u2}$ kgf-cm	Design $M_{u3}$ kgf-cm	Station Loc cm	Controlling Combo
Bottom	228158.6429	-1594883	-895294.5146	0	1.2D+ L+ EY-

Tabla 79. Esfuerzos de diseño Por cortante.

**Shear Reinforcement for Major Shear,  $V_{u2}$**

Column End	Rebar $A_v$ /s cm <sup>2</sup> /m	Design $V_{u2}$ kgf	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0	5197.7544	290	1.2D+ L+ EX-
Bottom	0	5197.7544	0	1.2D+ L+ EX-

Tabla 80. Refuerzo por cortante.

**Shear Reinforcement for Minor Shear,  $V_{u3}$**

Column End	Rebar $A_v$ /s cm <sup>2</sup> /m	Design $V_{u3}$ kgf	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0	5193.3902	290	1.2D+ L+ EY-
Bottom	0	5193.3902	0	1.2D+ L+ EY-

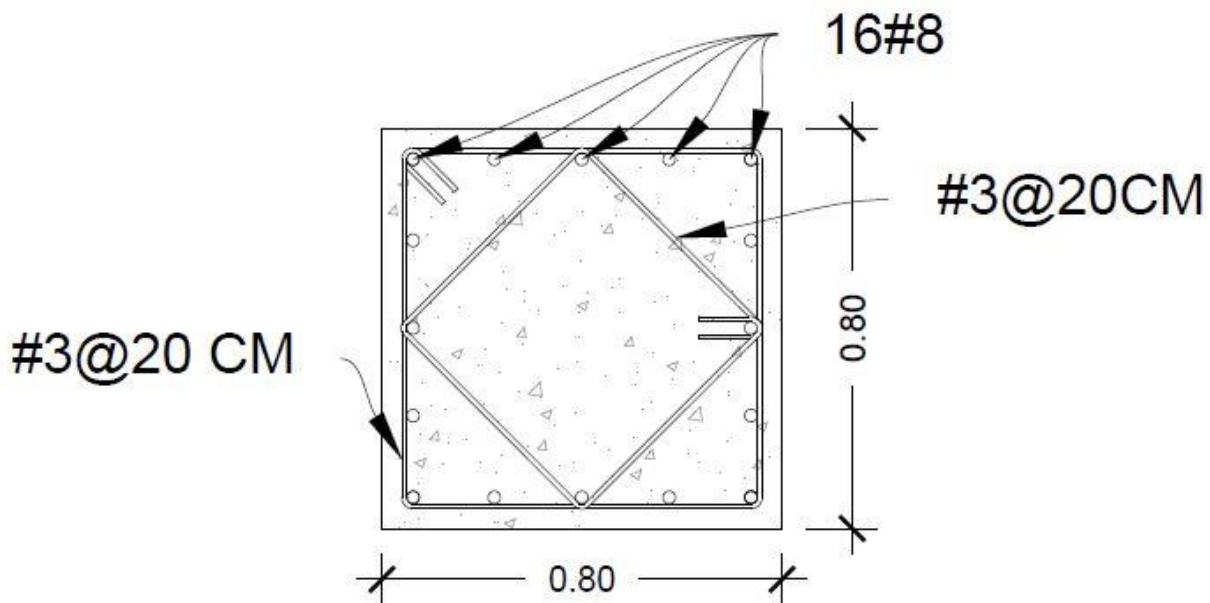


Figura 34. Diseño de columna con análisis según Norma ASCE-16.

#### 4.5.3.3. Actualizaciones propuestas al CHOC-08

Luego de la revisión de los resultados del análisis estructural con la norma ASCE-16 y la norma CHOC-08, se puede concluir en primera instancia que los requerimientos para el cálculo de las cargas de sísmicas es relativamente similar entre una norma y la otra; aunque cada norma calcula de maneras diferentes las cargas y realiza los análisis de manera diferente, es importante mencionar que los esfuerzos internos que se producen en los elementos estructurales en este caso como las columnas, son relativamente similares como se pudo observar en los resultados de los análisis, aunque los requerimientos del CHOC-08 producen esfuerzos internos relativamente mayores en este caso en particular el diseño de los elementos, en este caso las columnas arrojaron diseños estructurales iguales con ambas normativas, principalmente se debe al hecho que los análisis que se efectuaron tanto con el CHOC-08 como con la norma ASCE-16 se realizaron buscando a modo que los criterios de análisis y diseño fueran relativamente iguales, por el simple hecho que las condiciones de la estructura debían ser iguales para poder determinar si existe algún tipo de diferencia en el análisis estructural de estructuras de este tipo. Importante mencionar que no se encontraron diferencias muy marcadas entre las normas, pero consideramos que si es necesario que se tomen en cuenta algunos cambios para que nuestra normativa este de acorde a las actualizaciones que han sufrido normas como la ASCE que se han tomado como base para la adecuación de nuestra normativa de diseño. A Continuación, se presentan los posibles cambios que se podrían considerar para el CHOC-08.

- COMBINACIONES DE DISEÑO
  1.  $1.4 D$
  2.  $1.2 D + 1.6 L$
  3.  $1.2 D + E + L$
  4.  $0.9D + E$

- **ANÁLISIS DINÁMICO**

1. Para el caso del espectro de respuesta, el cálculo con la norma ASCE-16 es diferente al que utiliza el CHOC-08 aunque los resultados de las aceleraciones son casi iguales para los suelos tipo S1 o clase B como establece la norma ASCE, por lo que consideramos que el método de cálculo que utiliza el CHOC- 08 es aún válido.
2. Se propone que se actualicen las cargas vivas del CHOC-08 a las que establece la Norma ASCE-16 en la tabla 4.3-1.
3. Se propone que se implemente un método de clasificación de riesgo sísmico como establece la norma ASCE-16 en la tabla 1.5-1.
4. Se propone considerar los factores de importancia para los riesgos sísmicos como lo establece la norma ASCE en la tabla 1.5-2.
5. Se propone considerar los coeficientes de ductilidad según la tabla 12.2-1.
6. Considerar clasificar los suelos como lo realiza la Norma ASCE, en el caso del CHOC-08 solo se utiliza S1, S2, S3, S4; mientras que la norma ASCE-16 clasifica el suelo de manera más detallada según la tabla 20.3-1.

- **PARAMETROS DE DISEÑO**

1. Se Propone considerar en el CHOC-08 la clasificación de las categorías de diseño sísmico que establece la norma ASCE-16 en el apartado C11.6; consideramos que implementar este tipo de clasificación en nuestro país, puede ser beneficioso para la seguridad de los diseños estructurales.

#### 4.5.4. Presupuesto

A continuación, se presenta el detalle del presupuesto aproximado para la socialización de las posibles actualizaciones.

**Tabla 81. Presupuesto General.**

<b>PRESUPUESTO ECONÓMICO (Pérdidas y ganancias)</b>								
<b>INGRESOS</b>	<b>Total</b>	<b>%</b>	<b>Enero</b>	<b>Febrero</b>	<b>Marzo</b>	<b>Abril</b>	<b>Mayo</b>	<b>Junio</b>
<b>Ventas</b>								
(-) menos venta								
<b>Venta neta</b>								
<b>Otros ingresos</b>	<b>240,000</b>	<b>100.0 %</b>	200,000	40,000				
<b>Total ingresos</b>	<b>240,000</b>		<b>200,000</b>	<b>40,000</b>				
<b>GASTOS</b>	<b>Total</b>	<b>%</b>	<b>Enero</b>	<b>Febrero</b>	<b>Marzo</b>	<b>Abril</b>	<b>Mayo</b>	<b>Junio</b>
<b>Consumo</b>								
<b>Gastos de Personal</b>	<b>19,630</b>	<b>8.2%</b>	<b>16,900</b>	<b>2,730</b>				
Kilometraje y gasolina	<b>6,000</b>	2.5%	4,800	1,200				



**Continuación Tabla 81. Presupuesto General.**

mantenimiento	<b>1,700</b>	0.7%	1,500	200				
Compra de comida y merienda	<b>5,300</b>	2.2%	4,800	500				
logística	<b>6,630</b>	2.8%	5,800	830				
<b>Gastos generales</b>	<b>176,634</b>	<b>73.6%</b>	<b>143,279</b>	<b>33,355</b>				
Alquiler de salón usos múltiples	<b>18,400</b>	7.7%	16,200	2,200				
Boletines de notificación	<b>6,300</b>	2.6%	4,500	1,800				
Socialización de reformas	<b>6,400</b>	2.7%	5,400	1,000				
Alquiler equipo audiovisual	<b>4,829</b>	2.0%	4,329	500				
Servicios de profesionales ind.	<b>7,343</b>	3.1%	5,000	2,343				
Boquitas y almuerzos	<b>4,000</b>	1.7%	3,500	500				
Impresión de documento base	<b>3,250</b>	1.4%	3,000	250				
Publicación en páginas web	<b>9,050</b>	3.8%	5,850	3,200				
Gastos representación	<b>15,000</b>	6.3%	10,000	5,000				
Publicación en periódicos	<b>20,350</b>	8.5%	15,000	5,350				
Otros servicios	<b>42,000</b>	17.5%	40,000	2,000				
Material oficina	<b>32,200</b>	13.4%	25,000	7,200				
Suministros	<b>7,512</b>	3.1%	5,500	2,012				

<b>Total gastos</b>	<b>196,264</b>	<b>81.8%</b>	<b>160,179</b>	<b>36085</b>				
<b>Resultado explotación</b>	<b>43,736</b>		<b>39,821</b>	<b>3,915</b>				
<b>FINANCIEROS</b>								
<b>ingresos</b>								

Continuación Tabla 81. Presupuesto General.

<b>RESULTADO</b>	<b>Total</b>	<b>%</b>	<b>Enero</b>	<b>Febrero</b>	<b>Marzo</b>	<b>Abril</b>	<b>Mayo</b>	<b>Junio</b>
<b>antes de impuestos</b>	<b>43,736</b>		<b>39,821</b>	<b>3,915</b>				
<b>impuestos</b>								
<b>Resultado neto</b>	<b>43,736</b>		<b>39,821</b>	<b>3,915</b>				



**Figura 35.**  
**Gráfico de**  
**presupuesto.**

#### 4.5.5. Cronograma de Ejecución

Tabla 82. Cronograma.

<b>CRONOGRAMA DE IMPLEMENTACIÓN ACTUALIZACIONES NORMA CHOC-08</b>															
FASE	ACTIVIDADES / ESTRATEGIAS	FECHA		% Cumpl.	ENERO				FEBRERO				SUPUESTO		
		Inicio	Fin.		1	2	3	4	5	6	7	8	Realizadas	X	
PLANEACIÓN	Recolección de información	1	3	100.0	OK	OK	OK							Información Recolectada	x
	Identificación de logística	2	3	100.0		OK	OK							Logística Identificada	x
	Identificación de Insumos	2	3	100.0		OK	OK							Insumos Identificados	x
	Contacto de especialista	3	3	100.0			OK							Especialista Contactado	x
DIAGNÓSTICO	Boletines de notificación	4	5	100.0				OK	OK					Boletines notificados	x
	Impresión de documentos base	4	5	100.0				OK	OK					Documentos impresos	x
	Realización de entrevistas	3	3	100.0			OK							Entrevistas realizadas	x
EJECUCION	Ponencias magistrales	6	8	0.0							P	P	P	Ponencias realizadas	x
	Socialización de reformas	5	6	0.0							P	P		Reformas realizadas	x
	Publicaciones en diarios nacionales	7	8	0.0								P	P	Publicaciones realizadas	x

	Publicaciones en medios web	8	8		0.0						P	Publicaciones realizadas	x
--	-----------------------------	---	---	--	-----	--	--	--	--	--	---	--------------------------	---

## CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presentan las conclusiones y las recomendaciones obtenidas luego de la finalización de la investigación.

### 5.1. Conclusiones

- Un código de construcción actualizado permite contar con procedimientos de análisis y diseño de acorde a las necesidades actuales del país, por lo que una alternativa viable sería tomar en consideración las actualizaciones que se han realizado en la Norma ASCE desde el año 1986 hasta la última versión del 2016.
- Se puede concluir luego de la revisión de los resultados obtenidos entre la Norma CHOC-08 y la norma ASCE 7-16, que a medida que las normas internacionales se actualizan, los requerimientos de análisis y diseño se vuelven más conservadores, como se observó los requerimientos de cargas sísmicas de la norma ASCE son mayores a los que actualmente establece la norma CHOC, por lo que es importante que se trabaje en la revisión del código de construcción local; para poder tomar en consideración las actualizaciones que ha sufrido la norma ASCE, misma que se utilizó para la estructuración de la norma CHOC-08.
- Se concluye que existen más diferencias en la parte del análisis estructural que establecen las normas en estudio, que, en la parte del Diseño estructural, por lo que en este caso las columnas en estudio arrojaron los mismos requerimientos para el diseño; y se podría decir que la capacidad sísmica de las columnas en estudio será la misma.

- Los factores que más han incidido para que el CHOC-08 no se actualice son principalmente la falta de investigación y la falta de interés de los entes que potencian la actualización.
- Existen muchas ventajas de contar con un código de construcción actualizado y dentro de las más importantes destacan la optimización de los diseños estructurales, de igual manera diseños más seguros.

## **5.2. Recomendaciones**

- Se recomienda analizar las columnas y realizar diseños respectivos con cada una de las normas de manera que se pueda determinar la sección mínima óptima requerida, bajo los requerimientos de la norma CHOC-08, de igual manera para la norma ASCE-16; esto se debe principalmente a que se determinó que los requerimientos de carga de la norma ASCE-16 son aproximadamente 30% mayores a los de la norma CHOC-08, por ende se tendrán esfuerzos internos mayores; en este caso en particular la sección transversal utilizada para el análisis y diseño de los elementos en estudio es bastante rígida y cuenta con una gran capacidad, por lo que los diseños realizados para cada norma fueron iguales, es decir que la sección cumple para ambas solicitaciones sin importar que los esfuerzos sean mayores de una norma a la otra.
- Realizar más trabajos de investigación enfocados a la implementación de actualizaciones para el código de construcción de Honduras.
- Se recomienda al CICH tomar medidas enfocadas a la actualización del CHOC-08.

- Se recomienda utilizar este trabajo como un punto de partida para poder tomar la iniciativa de actualizar la normativa hondureña.
- Se recomienda que se pueda tomar en cuenta la propuesta de este trabajo, con la finalidad de poder conocer algunas de las actualizaciones que se pueden implementar en el CHOC-08.

## CONCORDANCIA DE LOS SEGMENTOS DE LA TESIS CON LA PROPUESTA

**Tabla 83. Concordancia de los segmentos de la tesis con la propuesta.**

TITULO	PROBLEMA	OBJETIVOS		CONCLUSIONES	RECOMENDACIONES	PROPUESTA
		GENERAL	ESPECIFICOS			
<b>ANALISIS Y DISEÑO SISMICO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO EN MARCOS RÍGIDOS SUJETOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL, CON LA NORMA CHOC-2008 Y LA NORMA ASCE-2016</b>	Limitada actualización del código hondureño de la construcción para el diseño sísmico de columnas de concreto reforzado en regiones de riesgo sísmico moderado.	Facilitar la actualización del CHOC-08 utilizando las consideraciones que establece la norma ASCE/SEI 7-16, comparándolas con nuestra norma; mediante un plan de actualización para las disposiciones de análisis y diseño sísmico de columnas de concreto, que permita definir las modificaciones óptimas a tomar en cuenta	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Identificar las posibles alternativas para la actualización del Código Hondureño de la Construcción en cuanto a las disposiciones de diseño sísmico de columnas de concreto reforzado.</li> <li>2. Analizar los factores que han limitado las posibles actualizaciones y analizar lo entes que potencian la actualización del CHOC-08.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Un código de construcción actualizado permite contar con procedimientos de análisis y diseño de acorde a las necesidades actuales de nuestro país.</li> <li>2. Los factores que más han incidido para que el CHOC-08 no se actualice son principalmente la falta de investigación y la falta de interés de los entes que potencian la actualización.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Realizar más trabajos de investigación enfocados a la implementación de actualizaciones para el código de construcción de Honduras.</li> <li>2. Se recomienda al CICH tomar medidas enfocadas a la actualización del CHOC-08.</li> </ol>	Plan de actualización para las disposiciones de análisis y diseño sísmico de columnas de concreto



**Continuación Tabla 83. Concordancia de los segmentos de la tesis con la propuesta.**

			<p>3. Sugerir las consideraciones a tomar en cuenta para las disposiciones especiales del análisis y diseño sísmico de columnas de concreto reforzado con la finalidad de contar las ventajas de un Código hondureño de la construcción actualizado.</p> <p>4. Proponer un plan de actualización para el CHOSC-08 en cuanto a las disposiciones para el análisis y diseño de columnas de concreto reforzado en marcos rígidos sujetos a flexión y carga</p>	<p>3. Existen muchas ventajas de contar con un código de construcción actualizado y dentro de las más importantes destacan la optimización de los diseños estructurales, y diseños más seguros.</p> <p>4. Se puede concluir luego de la revisión de los resultados obtenidos entre la Norma CHOC-08 y la norma ASCE 7-16, que a medida que las normas internacionales se actualizan, los requerimientos de análisis y</p>		
--	--	--	---	---	--	--

**Continuación Tabla 83. Concordancia de los segmentos de la tesis con la propuesta.**

			axial en regiones de riesgo sísmico moderado.	diseño se vuelven más conservadores, como se observó los requerimientos de cargas sísmicas de la norma ASCE son mayores a los que actualmente establece la norma CHOC, por lo que es importante que se trabaje en la revisión del código de construcción local		
--	--	--	---	--	--	--

## BIBLIOGRAFÍA

- Alba, H. R., & Ramirez, A. M. (2002). Estudio del Comportamiento no lineal de columnas de concreto reforzado como Dispositivo de aislamiento sismico. Puebla, Mexico.
- American Society Of Civil Engineers. (1996). *ASCE* .
- American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for buildings*. Virginia.
- Barranco, A. B. (2015). Calculo Plastico, Origen, desarrollo y comparativa con el calculo elastico. Alcala de Henares, España.
- CHICO. (2018). Recomendaciones para la construccion de edificios con medidas sismicas.
- CHOC-08: Comisión técnica Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras. (2008). *Código Hondureño de la Construcción CHOC-08*. Tegucigalpa.
- Chopra, A. (2012). *Dynamics Of Structures. Theory an Application to Earthquake Engineering(4 ed.)*. Englewood Cliffss.
- Contreras, S. (2015). Los Beneficios de la Actualizacion. (O. T. CONSTRUCCION, Entrevistador)
- Diaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sismico de Edificios. Aplicacion a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Catalunya.
- El financiero. (14 de Noviembre de 2017). *Publicaran actualizacion de normas para construcciones de CDMX*. Obtenido de <http://www.elfinanciero.com.mx/nacional/publicaran-actualizacion-de-normas-para-construcciones-de-cdmx>
- Equipo de colaboradores y profesionales de la revista ARQHYS. (Enero de 2012). *ARQHYS*. Obtenido de <http://www.arqhys.com/casas/grc.html>

- Figuroa, J. (2015). Un desafío por la Calidad y la Innovación. (O. T. CONSTRUCCION, Entrevistador)
- Gerardo, D. P. (2007). *Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para diseño sísmico de edificios con disipadores de energía*.
- Gerencia de mercadeo y ventas . (2007). El acero de refuerzo en las vigas de concreto. *SIDETUR*.
- Gonzalez, M. L. (30 de Diciembre de 2012). *Monografias*. Obtenido de <http://www.monografias.com/trabajos6/dies/dies.shtml>
- Grupo de Profesionales AutoFEM. (2012). *AutoFEM*.
- IHCIT. (2010). *Mapa de amenazas sísmicas*. Tegucigalpa.
- Jimenez, C. J. (2014). *Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de Hormigón armado mediante análisis estático no lineal (PUSH-OVER)*. Catalunya.
- La Gaceta. (22 de Diciembre de 2010). Reglamentación de Construcción y Normas Técnicas Complementarias.
- La Prensa. (24 de Octubre de 2017). Vivienda vertical toma fuerza toma fuerza en Honduras. *La Prensa*.
- Lario, S. (Enero de 2018). Tegucigalpa la ciudad de construcciones verticales. *El Heraldo*.
- Lopez, J. F. (1995). *Un modelo del Comportamiento Histerético de elementos de concreto armado basado en la teoría del daño concentrado*. Catalunya.
- Lopez, O. A. (2014). *Guía para la evaluación de modificaciones existentes con fines de Adecuación Sísmica*. Caracas.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de Concreto reforzado*. New Jersey: Alfaomega.
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogotá: McGraw-Hill Interamericana.
- Olleros, I. R. (2016). *Mecánica de sólidos*. Madrid.

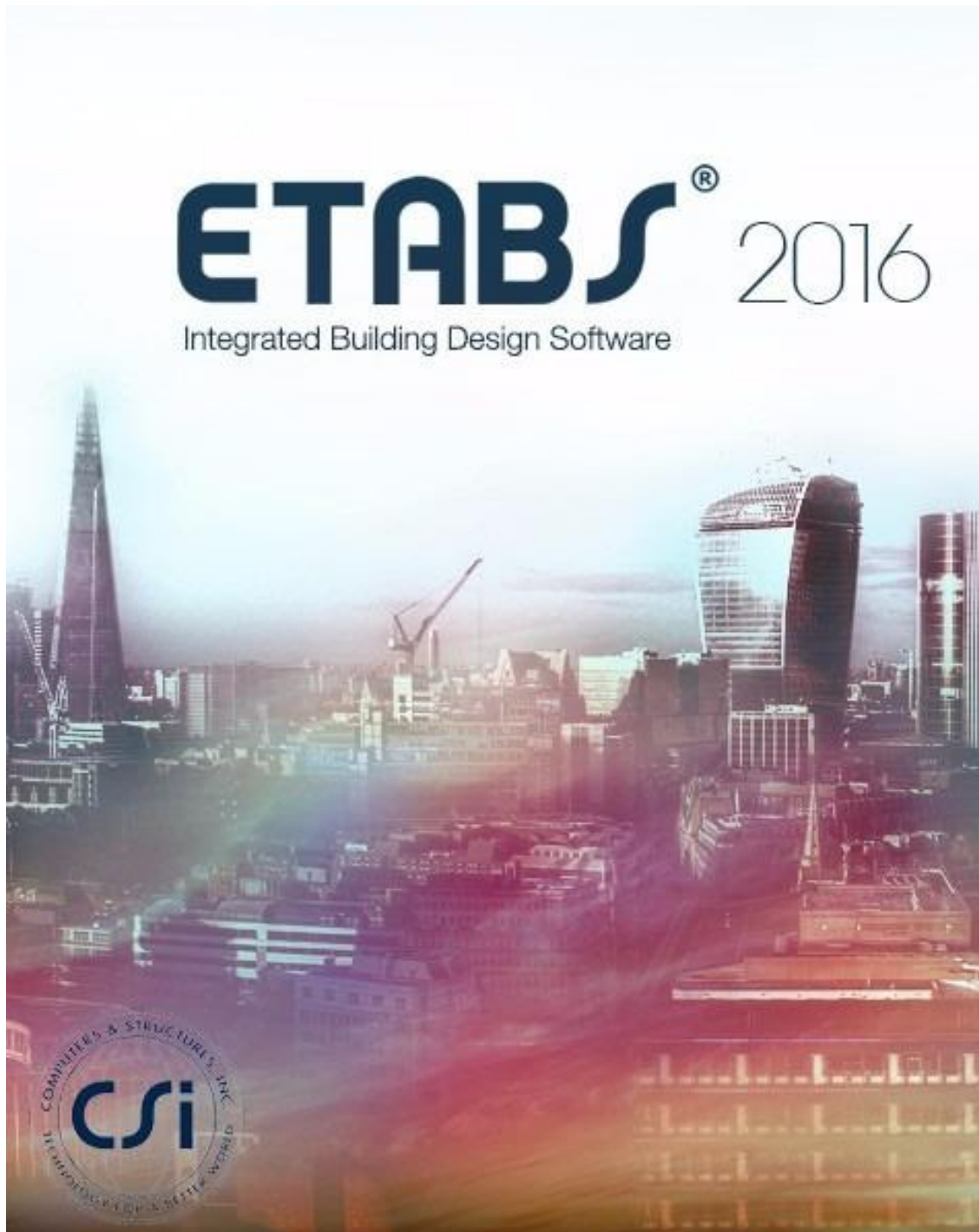
- ONE TOUCH EMB CONSTRUCCION. (2015). *EMB CONSTRUCCION*. Obtenido de <http://www.emb.cl/construccion/articulo.mvc?xid=3146&tip=3&xit=actualizacion-de-normas-del-sector-construccion-un-desafio-por-la-calidad-y-la-innovacion>
- Osorio, J. D. (Junio de 2013). *Blog.360gradosenconcreto*. Obtenido de <http://blog.360gradosenconcreto.com/resistencia-mecanica-del-concreto-y-resistencia-a-la-compresion/>
- Ospina, Urrego, & Botero. (2013). *Aplicacion de un Metodo Basado en el Desempeño Para el Analisis y Diseño Sismo Resistente De puentes de concreto reforzado*. Medellin.
- Pérez Damasco, D., & Págola, F. (5 de Octubre de 2017). *Distintas Latitudes*. Obtenido de <https://distintaslatitudes.net/como-son-los-codigos-de-construccion-en-los-paises-mas-sismicos-de-america-latina>
- Perez, A. C. (2008). *Concreto Presforzado. Tesis Profesional*. Distrito Federal, Mexico.
- Perez, J. C. (2008). *Caracterizacion del comportamiento Sismico de Edificios de Hormigon Armado Mediante la Respuesta No Lineal. Tesis Doctoral*. Barcelona, Espana.
- Reneau, J. (Enero de 2018). Tegucigalpa es la ciudad de las construcciones verticales.
- Rivera, D., & Meli Piralla, R. (2008). *Procedimiento de diseño sismico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado*. Distrito Federal , Mexico.
- Rivera, M. (5 de Octubre de 2017). ¿Un buen codigo Sismico? (D. Perez Damasco, & F. Pagola, Entrevistadores)
- Silverio, M. (27 de Septiembre de 2011). *Civilgeeks*. Obtenido de <https://civilgeeks.com/2011/09/27/ciencia-geek-i-elasticidad-y-plasticidad/>
- Silverio, M. (04 de Octubre de 2011). *Civilgeeks*. Obtenido de <https://civilgeeks.com/2011/10/04/teoria-elastica-vs-teoria-plastica/>
- Torre, J. (2016). *Modulo Dinamica estructural*. Tegucigalpa.

Trejos, J. A. (18 de Febrero de 2017). *Revista Construir*. Obtenido de <http://revistaconstruir.com/esta-preparada-la-infraestructura-la-region-ante-los-movimientos-sismicos/>

Universidad Nacional Autónoma de Honduras. (2012). *Atlas Climático y Gestión de Riesgo de Honduras*. Tegucigalpa.

Verastegui, L. V. (23 de Diciembre de 2013). *Scribd*. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/76377310/Diagramas-de-Interaccion-en-Columnas>

## Anexo 1. Software de Análisis y Diseño



## **Anexo 2. Formato de Entrevista**

### **ENTREVISTA:**


Somos estudiantes de postgrado de la Maestría en Ingeniería en Estructuras de la universidad de UNITEC. El objetivo de esta entrevista es conocer las opiniones de las personas involucradas en la Temática sobre la actualización del Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08). Agradecemos de antemano por su tiempo.

1. ¿Considera usted que es necesario implementar actualizaciones en nuestro código de construcción? Explique Brevemente
2. ¿Qué tan factible cree usted que sea actualizar nuestra normativa?
3. ¿Qué ventajas considera usted que se tendrían con un código actualizado?  
Mencione 3
4. ¿Qué factores considera usted han incidido para que nuestro código de construcción no se halla actualizado desde el 2008?
5. ¿Considera usted que pueda existir diferencia en la capacidad sísmica de las columnas de concreto, sí se hace un análisis y diseño con el CHOC-08 y con la norma ASCE-16? Mencione y Explique Brevemente las diferencias que cree podrán existir.



### Anexo 3. Visto Bueno de Asesor Temático

Yo Luis Fernando Soto, hondureño mayor de edad, de profesión Ingeniero Civil con maestría en estructuras, con correo electrónico soto\_luisfer@yahoo.com y numero de celular 3317-3415 en mi calidad de asesor temático de los maestrantes Gabriel Armando Echeverria y Nancy Mellissa Bustillo según tema capacidad sísmica de columnas de concreto reforzado en marcos rígidos sujetos a flexión y carga axial concedo el VISTO BUENO correspondiente a su proyecto de tesis a los 29 días del mes de junio del 2018.

Luis F. Soto 

Nombre y firma

#### Anexo 4. Constancia de Lectura de Tesis

### **CONSTANCIA DE LECTURA**

Yo, **Olga Marilú Echeverría Wood**, mayor de edad, hondureña por nacimiento, con numero de identidad: **0901-1984-00720**, Licenciada en educación Básica, desempeñándome actualmente como maestra en la escuela Juan Brooks ubicada en la Ciudad de Roatán, Honduras, con domicilio en el barrio la punta, contiguo al hotel la Cumbre y con número de teléfono: **97-00-93-27**, por este medio **HAGO CONSTAR**: que he leído la tesis de proyecto de graduación denominada: **CAPACIDAD SÍSMICA DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO EN MARCOS RÍGIDOS SUJETOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL**, tesis previa investidura al título de máster en ingeniería de estructuras, sustentada por los ingenieros **GABRIEL ARMANDO ECHEVERRÍA RAMÍREZ Y NANCY MELLISSA BUSTILLO CASTILLO**.

Y para los fines que el (la) interesado (a) estime conveniente, se extiende la presente en la ciudad de Tegucigalpa, a los dos días del mes de Julio del año dos mil dieciocho.

*Olga Marilú Echeverría Wood.*

**OLGA MARILÚ ECHEVERRÍA WOOD**

**0901-1984-00720**

## Anexo 5. Visto Bueno de Asesor Metodológico

10/7/2018

Correo - gabrielecheverria@unitec.edu

### Vo Bo Tesis

ZELAYA OVIEDO CARLOS AUGUSTO

mar 10/07/2018 17:23

Para: GABRIEL ARMANDO ECHEVERRIA RAMIREZ <gabrielecheverria@unitec.edu>; NANCY MELISSA BUSTILLO CASTILLO <melibu@unitec.edu>;

Cc: PG Postgrado <pgpostgrado@unitec.edu>;

2 archivos adjuntos (5 MB)

Gabriel -Nancy M.Tesis Final.docx; Gabrie -Nancy M. Síntesis.docx;

Estimados Maestranes Echeverría Ramirez y Bustillo Castillo.

Después de haber finalizado su tesis de postgrado "CAPACIDAD SÍSMICA DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO EN MARCOS RÍGIDOS SUJETOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL", cumplir con los requerimientos y haber realizado la pre defensa, les doy el **Vo Bo** correspondiente que los autoriza para continuar con los trámites en la facultad de postgrado. Deben proceder a imprimir el documento revisado y que de nuevo les adjunto, a doble cara incluyendo (después de los anexos) el VoBo del asesor temático, constancia de lectura y este VoBo del asesor metodológico. Deben entregar en postgrado los tres ejemplares entre el 2 y el 11 de julio. Recomiendo que la síntesis la entreguen al momento de la defensa a cada miembro de la terna.

Saludos y les deseo muchos éxitos en su defensa.

Carlos A. Zelaya Oviedo  
Asesor metodológico PG