



**FACULTAD DE POSTGRADO
TRABAJO FINAL DE GRADUACION**

**ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO
SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES DE
CONCRETO ARMADO.**

**SUSTENTADO POR:
CRISTHIAN MIGUEL MEJÍA OCAMPO
JONATHAN ALI GONZALES MARTINEZ**

**PREVIA INVESTIDURA AL TITULO DE MASTER EN
INGENIERIA EN ESTRUCTURAS**

**SAN PEDRO SULA, CORTÉS, HONDURAS, C.A.
OCTUBRE, 2021**

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA CENTROAMERICANA

UNITEC

FACUTAD DE POSTGRADO

AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

RECTOR

MARLON BREVE REYES

SECRETARIO GENERAL

ROGER MARTINEZ MIRALDA

VICERRECTORA CADEMICA

DESIREE TEJADA CALVO

DIRECTORA NACIONAL DE POSTGRADO

ANA DEL CARMEN RETTALLY

**ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO
SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES DE
CONCRETO ARMADO.**

**TRABAJO PRESENTADO EN CUMPLIMIENTO DE LOS
REQUISITOS EXIGIDOS PARA OPTAR AL TITULO DE
MASTER EN INGENIERIA EN ESTRUCTURAS**

ASESOR METODOLOGICO

FREDY ANTONIO VIDES ROMERO

ASESOR TEMATICO

ANGEL DAVID FUNEZ CASTRO

MIEMBROS DE LA TERNA

LUZ MARINA FUNES MATUTE

JUAN CARLOS LOPEZ ZERON

DERECHOS DE AUTOR

© Copyright 2021

Cristhian Miguel Mejía Ocampo

Jonathan Ali Gonzales Martínez

Todos los derechos son reservados.



FACULTAD DE POSTGRADO

ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO.

NOMBRES DE LOS MAESTRANTES:

CRISTHIAN MIGUEL MEJIA OCAMPO

JONATHAN ALI GONZALES MARTINEZ

RESUMEN

El proyecto de análisis comparativo del diseño sismorresistente de un hospital de 6 niveles, en estructura de hormigón armado con el CHOC-08 y el ACI-318-14 se presenta como un procedimiento comparativo de diseño y de costos referencial, para que estudiantes y profesionales, en función de sus necesidades, puedan utilizar, diseñar y calcular estructuras sismorresistente de varios niveles en referencia con las normas utilizadas en Honduras.

Este documento comprende detalladamente los procedimientos que se deben seguir para diseñar y calcular una estructura sismorresistente de 6 niveles. Se realiza una evaluación económica del diseño final, sobre que norma tiene un mayor impacto financiero en las construcciones del país.



GRADUATE FACULTY

COMPARATIVE ANALYSIS OF THE EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING

AUTHORS:

CRISTHIAN MIGUEL MEJIA OCAMPO

JONATHAN ALI GONZALES MARTINEZ

ABSTRACT

The comparative analysis project of the earthquake-resistant design of a 6-level hospital, in a reinforced concrete structure with the CHOC-08 and ACI-318-14 is presented as a comparative procedure of design and referential costs, so that students and professionals, in Depending on their needs, they can use, design and calculate multi-level earthquake resistant structures in reference to the standards used in Honduras.

This document includes in detail the procedures that must be followed to design and calculate a 6-level earthquake resistant structure. An economic evaluation of the final design is carried out, on which standard has a greater financial impact on the country's constructions.

DEDICATORIA

Dedico la culminación de mi carrera de post grado primeramente a Dios, quien me ha brindado la fortaleza, sabiduría, y virtud para obtener este logro en mi vida. A mi esposa e hija quienes me motivan en mí día a día para ser una mejor persona y profesional. A mis padres y hermanos por su apoyo moral e incondicional que me brindan en todo momento.

Jonathan Ali Gonzales Martínez.

Inicio dedicando primeramente a Dios, el poder haberme permitido culminar una etapa más en mi formación profesional, él fue mi sustento y proveedor, para poder completar este logro, agradezco a mis padres y hermanos por ser ejemplo y apoyo en cada una de las metas que me he propuesto en mi vida y por último, pero no menos importante a mi novia, por apoyarme y animarme durante este camino transcurrido que no ha sido fácil, pero puedo decir que lo hemos logrado, porque esto no es solo mío es nuestro.

Cristhian Miguel Mejía Ocampo.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, damos gracias a Dios por permitirnos perseverar en todo este tiempo, brindándonos salud, energía, sabiduría y paciencia para realizar con esmero nuestra tesis, y estar a un paso para llegar a nuestra meta establecida hace dos años.

A nuestros familiares por su apoyo emocional y entender el sacrificio que estamos realizando con nuestro tiempo que no le dedicamos a ellos, todo con el afán de cumplir con nuestra meta. Tanto familia como amistades cercanas con lazos fuertes que nos han apoyado en este proceso de ser agente de cambio para nuestra sociedad.

INDICE DE CONTENIDO

CAPITULO 1. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION	18
1.1. Introducción	18
1.2. Antecedentes del problema	20
1.3. Definición del tema de investigación	22
1.4. Objetivos de la investigación	24
1.4.1. Objetivo general.....	24
1.4.2. Objetivos específicos	24
1.5. Justificación.....	25
1.6. Hipótesis nula.....	26
1.7. Hipótesis alterna.....	26
CAPITULO 2. MARCO TEORICO.....	27
2.1. Introducción de sismología y registro sísmico actual en Honduras	27
2.2. Conceptos básicos del diseño sismo resistente	29
2.3. Configuración estructural.....	32
2.4. Diseño por el método estático equivalente.....	34
2.5. Estudio de la normativa para diseño sismo resistente.....	35
2.6. Estudio de mecánica de suelos en San Pedro Sula, 2019.....	36
CAPITULO 3. METODOLOGIA	38
3.1. Diseño de la investigación.....	38
3.2. Descripción general del modelo estructural	39
3.3. Procedimientos según el Código Hondureño de la Construcción.....	45
3.4. Procedimientos según el American Concrete Institute (ACI).....	47
3.5. Generalidades comparativas entre el diseño con el CHOC-08 y el ACI318	48

3.6.	Técnicas e instrumentos aplicados	48
3.7.	Operacionalización de las variables	49
3.8.	Estrategias estadísticas aplicadas para la validación/negación de hipótesis	49
3.9.	Métodos de análisis de datos.....	50
3.10.	Aspectos éticos	50
CAPITULO 4. RESULTADOS Y ANALISIS.....		51
4.1.	Resultados Generales	51
4.2.	Análisis Estático.....	52
4.3.	Análisis Dinámico Inicial.....	53
4.4.	Análisis Estático.....	57
4.5.	Análisis Dinámico Inicial.....	58
4.6.	Irregularidades.....	62
4.6.1.	Masa.....	62
4.6.2.	Irregularidad Geométrica Vertical	62
4.6.3.	Discontinuidad en el plano de un elemento vertical del sistema resistente. .	62
4.6.4.	Discontinuidad de capacidad, piso débil.....	62
4.7.	Irregularidades Estructurales en planta.	62
4.7.1.	Irregularidad torsional.....	62
4.7.2.	Entrantes o salientes.....	63
4.7.3.	Discontinuidad de diafragma	63
4.7.4.	Desalineamiento fuera del plano.....	63
4.7.5.	Sistemas no paralelos	63
4.8.	Análisis financiero.....	63
CAPITULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		67
5.1.	Conclusiones	67

5.2. Recomendaciones.....	68
CAPITULO 6. APLICABILIDAD.....	69
6.1 Proyecto de investigación.....	69
REFERENCIAS	72
ANEXOS	73

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Registro de sismos en Honduras, 2021.....	28
Tabla 2 Valores típicos de carga muerta.....	41
Tabla 3 Valores típicos de carga muerta en azotea.....	41
Tabla 4 Valores de combinaciones de cargas según CHOC-08.	43
Tabla 5 Valores de combinación de cargas según ACI 318-14.....	43
Tabla 6 Tabla de Escalamiento Sísmico.	54
Tabla 7 Tabla de revisión de PDelta.....	55
Tabla 8 Cuadro comparativo desplazamientos en X (mm).....	60
Tabla 9 Cuadro comparativo desplazamientos en Y (mm).....	61
Tabla 10. Tabla de costos según el diseño con el CHOC-08, 2021.....	64
Tabla 11. Tabla de costos según el diseño con el ACI 318-14, 2021.....	65
Tabla 12. Tabla comparativa de costos según el modelo diseñado, 2021.	66
Tabla 13. Tabla comparativa de costos según el código de construcción, 2021.	70

INDICE DE FIGURAS

Ilustración 1. Espectro elástico de respuesta, en términos de aceleración, correspondiente al terremoto de Turquía, 17/8/1999, registro YPT.....	31
Ilustración 2 Modelo tridimensional de la edificación.	44
Ilustración 3 Modelo estructural.	44
Ilustración 4 Desplazamiento máximo por nivel en X (mm) con el CHOC-08.....	51
Ilustración 5 Desplazamiento máximo por nivel en Y (mm) con el CHOC-08.....	52
Ilustración 6 Desplazamiento máximo de nodo en Y (mm) con el ACI 318-14.	56
Ilustración 7 Desplazamiento máximo por nivel en X (mm) con el ACI 318-14.....	56
Ilustración 8 Grafico comparativo desplazamiento en X (mm).	60
Ilustración 9 Grafico comparativo desplazamiento en Y (mm).	61

GLOSARIO

Sismo resistencia se dice que una edificación es sismo resistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficiente para soportar la acción de fuerzas causadas por sismos frecuentes.

Resiliencia se llama a la energía de deformación que puede ser recuperada de un cuerpo deformado cuando cesa el esfuerzo que causa la deformación. La resiliencia es igual al trabajo externo realizado hasta deformar un material hasta su límite elástico.

American concrete Institute (ACI) Instituto Americano del Concreto es una organización sin ánimo de lucro de los Estados Unidos de América que desarrolla estándares, normas y recomendaciones técnicas con referencia al hormigón reforzado. Se fundó en 1904 y su sede central se halla en Farmington Hills, Michigan, USA.

Hormigón armado consiste en la combinación de dos materiales el hormigón y el acero de refuerzo. Estos materiales se combinan con el fin de conformar elementos estructurales como vigas, columnas, muros, fundaciones, losas entre otros.

Etabs es un software innovador y revolucionario para análisis estructural y dimensionamiento de edificios. Resultado de 40 años de investigación y desarrollo continuo, esta última versión de ETABS ofrece herramientas inigualables de modelado y visualización de objetos 3D, alta capacidad de poder analítico lineal y no lineal, opciones de dimensionamiento sofisticadas y que abarcan una amplia gama de materiales, esclarecedores gráficos, informes y diseños esquemáticos que facilitan la comprensión del análisis y de los respectivos resultados.

Flexible o sistema flexible es el que presenta deformaciones bajo cargas laterales significativamente más grandes que las de partes adyacentes del sistema.

Estructura es el acoplamiento de miembros y marcos diseñado para soportar cargas gravitacionales y resistir fuerzas laterales.

Marco arriostrado es esencialmente un sistema de armadura vertical del tipo concéntrico o excéntrico que se proporciona para resistir fuerzas laterales.

Marco arriostrado concéntrico es un marco arriostrado en el que los miembros están sometidos principalmente a fuerzas axiales. Marco arriostrado excéntrico (MAE) es un marco arriostrado en el que los miembros están sometidos a fuerzas axiales, flexión y cortante.

Marco espacial es un sistema estructural tridimensional, sin muros de carga, compuesto de miembros interconectados de manera que todo el sistema funciona como una unidad completa resistente a cargas laterales, con o sin la ayuda de diafragmas horizontales o sistemas de piso arriostrados.

Marco rígido es un marco en el que los miembros y juntas son capaces de resistir fuerzas principalmente por flexión.

CAPITULO 1. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION

1.1. Introducción

En la actualidad los Ingenieros Civiles diseñan edificios con mayor cuidado y seguridad de acuerdo a normas nacionales e internacionales. Sin embargo, las pérdidas económicas y de vidas humanas que se producen como consecuencia de los terremotos están relacionadas, en la mayoría de los casos, con un comportamiento deficiente de las estructuras (Bertero 1992; Comartin et al. 1995). Numerosas estructuras realizadas de acuerdo con normativas de diseño y construcción actualmente en vigor sufrieron daños importantes durante terremotos ocurridos en los últimos veinte años. En particular, podemos considerar los terremotos de Chile y México (1985), de Armenia (1988), de California (1989 y 1994), de Japón (1995), de Turquía e India (1999), de Irán (2003), Japón (2004), Honduras (2009). Es indudable el gran avance de la investigación en los métodos de cálculo y diseño sismorresistente en los últimos años, pero quizá no es tan evidente el avance de la práctica, con particular referencia a las normativas de diseño.

La contribución de esta investigación consiste en realizar una comparación entre la normativa determinada por el Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08), la cual no ha sido actualizada en muchos años, y la normativa correspondiente al American Concrete Institute (ACI), a través de simulaciones numéricas mediante el software Estructural Etabs y validación de resultados mediante el índice de confiabilidad y distancia de correlación.

La presente investigación entrega una guía de todos los aspectos, criterios y procedimientos para el diseño sismorresistente de un edificio de seis niveles, dentro del marco de los conceptos de cálculo de estructuras que se deben aplicar en cada caso. Para centrar el tema en un marco más amplio, en este documento examina la posibilidad de reducir el riesgo sísmico en una zona

aplicando las normativas de diseño sismorresistente existentes. Se parte del problema de la relación entre la peligrosidad sísmica y el potencial destructivo de los terremotos.

El segundo capítulo detalla los conceptos básicos de diseño sísmico, configuración estructural, simbología, acciones sísmicas y referencias sobre el análisis sismorresistente.

El tercer capítulo se presenta la metodología aplicada, procedimiento para el diseño de la estructura sismo resistente describiendo las consideraciones del modelo estructural desarrollado, cargas aplicadas (gravitacional, viento y sismo), y criterios según la norma aplicada.

El cuarto capítulo presenta los resultados obtenidos del modelo estructural analizado en ETABS-16 por medio de gráficos, tablas y comprobaciones por modelos estadísticos.

El quinto capítulo se presenta las conclusiones y recomendaciones generales y específicas del proyecto.

Finalizando con el capítulo seis definiendo la aplicabilidad que tendrá esta investigación a la comunidad de la ingeniería civil hondureña.

1.2. Antecedentes del problema

En los últimos años se ha intentado definir el riesgo sísmico para poder realizar su gestión con el objetivo de evitar o mitigar los desastres económicos, sociales y ambientales que puedan producirse. La reducción del riesgo es el mecanismo preventivo que mejor permite cumplir con este objetivo y cualquier acción orientada hacia su reducción debe partir de su correcta evaluación. En dicha evaluación es necesario tener en cuenta, desde un punto de vista multidisciplinar, no solamente el daño físico esperado, el número de víctimas o las pérdidas económicas, sino también factores sociales, organizacionales e institucionales, relacionados con el desarrollo de las comunidades. A escala urbana, por ejemplo, la vulnerabilidad como factor interno de riesgo debe relacionarse no solamente con la exposición del contexto material o su susceptibilidad física de ser afectado, sino también con las fragilidades sociales y la falta de resiliencia de la comunidad propensa. La falta de organización institucional y comunitaria, las debilidades en los preparativos para la atención de emergencias, la inestabilidad política y la falta de salud económica de un área geográfica contribuyen a tener un mayor riesgo. Por lo tanto, las consecuencias potenciales no sólo están relacionadas con el impacto del suceso, sino también con la capacidad para soportar el impacto y las implicaciones del impacto en el área geográfica afectada.

Frente a estas deficiencias por parte de la población, y de las autoridades, se debe crear una nueva cultura en la construcción de edificaciones, empleando las nuevas normativas y concepción en el diseño estructural sismorresistente.

Según Piqué del Pozo, (2012) “Para efectuar un diseño sismorresistente eficiente se necesita predecir, de manera confiable, el comportamiento dinámico del sistema completo sustituido por: suelo, cimentación, superestructura y componentes y contenido no estructural” (p.96)

Según E. Harmsen, (2005). Existen dos métodos de diseño en hormigón armado:

Diseño elástico o por cargas de servicio y diseño a la rotura o por resistencia última. El primero fue utilizado con mucha fuerza hasta mediados del siglo y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años.

El diseño elástico parte de la hipótesis que es posible predecir la distribución de esfuerzos en el refuerzo y el hormigón, al ser sometidos a cargas de servicio. Asume un comportamiento elástico de ambos materiales. El diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son una fracción de la resistencia del hormigón y del esfuerzo de fluencia del acero. En la actualidad, pruebas de laboratorio han permitido comprobar que el complejo comportamiento del hormigón con el paso del tiempo con lleva a una constante redistribución de esfuerzos entre éste y el acero. En el diseño elástico sólo se considera una de éstas distribuciones. Con el tiempo, las condiciones no consideradas pueden ocasionar la falla. Por otro lado, en el diseño de estructuras, es importante considerar el tipo de falla, dúctil o frágil, que presenta un elemento bajo determinadas solicitaciones y, en la medida de lo posible, orientar la falla según sea conveniente. El método elástico no considera este punto. El método elástico tampoco determina la carga que ocasiona la rotura de la pieza y por ello, su factor de seguridad no es conocido.

El diseño por rotura se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza el modo de colapso del mismo. En pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que es posible predecir estas cargas con precisión suficiente. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el hormigón y por

lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza. Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

1. El diseño por rotura permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.
2. Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
3. Este método no utiliza el módulo de elasticidad del hormigón, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.
4. El método de diseño a la rotura permite evaluar la ductilidad de la estructura.
5. Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga. (p.4)

1.3. Definición del tema de investigación

Este trabajo entrega una guía con criterios y procedimientos para el diseño estructural sismorresistente de un hospital de 6 niveles de hormigón armado en la ciudad de San Pedro Sula, con el fin de comparar y evaluar los aspectos metodológicos del análisis estructural, financiero, y la eficiencia sismorresistente en base a la norma hondureña CHOC-08 y al ACI 318-14, realizando el modelo computacional en el programa ETABS-16, para obtener los datos sintéticos necesarios para el análisis.

Para el uso de la edificación se decidió utilizar esta estructura por la recomendación del Phd. Torrè en el cual nos comentaba que debería ser la visión a futuro del país de poder elaborar este tipo de edificaciones altas en especial para el área de la salud, basándonos en lo que se observa en países más desarrollados de la región, como se ha visto en esta pandemia es una necesidad muy

real en nuestro país, por eso nos inspiramos en la elaboración de esta tesis y usamos las características de este edificio, morfología y composición estructural.

Se hizo un predimensionamiento ya que de los planos iniciales observados solo se sacó la morfología y fue criterio y elección del grupo ejecutor de esta tesis, el predimensionamiento de las estructuras se hizo en base al libro del Phd. Ricardo Oviedo Sarmiento, Diseño Sismorresistente de edificaciones de hormigón armado.

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS										
# elemento	Vigas Principales					Vigas Secundarias				
	Longitud (m)	h= L/10	b= 0.50*h	h (cm)	b (cm)	Longitud (m)	h= L/12	b= 0.30*h	h (cm)	b (cm)
1	6	0.60	0.30	60	30	4	0.33	0.10	35	20
2	4	0.40	0.20	40	20					

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS					P= (Niveles sobre columna) x (Area losa de aporte) x (Carga por piso) x (α)									
# elemento	Columna	A x B			F'c (kg/cm2)	Niveles sobre columna	Area losa de aporte	Servicio: CM + CV			α	P (kg)	Area calculada	Revision Area grueso > Ac
		A (cm)	B (cm)	Area gruesa (cm2)				Carga Viva	Carga Muerta	Carga por piso (kg/m2)				
1	Centro	50.00	50.00	2500.00	240.00	5.00	24.00	200.00	250.00	450.00	3.30	178200.00	2450.25	CUMPLE
2	Esquina	50.00	50.00	2500.00	240.00	4.00	6.00	200.00	250.00	450.00	6.00	64800.00	1620.00	CUMPLE

Situación del pilar		
Pilar interior en primeras plantas	α	3.30
Pilar interior en ultimas plantas si hay	α	4.00
Pilar extremo	α	4.60
Pilar de esquina	α	6.00

Las condiciones del suelo fueron tomadas del estudio de suelo realizado por la empresa geotecnia y pavimentos, y nos brinda una estimación de la capacidad de soportante del terreno de 1 kg/cm² con las características del terreno, se solicitó por la empresa que realizo el estudio de suelos para este tipo de estructuras, se recomienda usar geo sintéticos y sobre excavar dos metros debajo del nivel de la cimentación y sustituir ese material con material del banco de préstamos de buena calidad.

1.3.1. Problemas específicos

Para un diseño sismorresistente de un edificio de 6 niveles ubicado en San Pedro Sula, Cortes se procede a plantear las siguientes variables:

- ¿Qué criterios, procedimientos y metodología aplicada se debe realizar?
- ¿Cuál es la respuesta dinámica de la estructura?
- ¿Qué norma de construcción planteada tiene mayor eficiencia y economía en su proceso constructivo?

1.4. Objetivos de la investigación

1.4.1. Objetivo general

La presente investigación tiene como objetivo principal hacer la comparación del diseño estructural sismorresistente de un hospital de seis niveles ubicado en San Pedro Sula, adicionalmente se propone realizar la comparación con los códigos de construcción el CHOC-08 y el ACI 318-14, analizando la aplicación de parámetros de diseño y técnicas de las normas, con la esperanza que estos sean parecidos y si hay diferencias en los costos de construcción de la estructura propuesta.

1.4.2. Objetivos específicos

- Realizar un diseño estructural sismo resistente en hormigón armado de un edificio de seis niveles ubicado en San Pedro Sula, Cortes.
- Realizar un análisis comparativo técnico, económico y de eficiencia del modelo estructural sismorresistente con las normas CHOC-18 y el ACI 318-14.

1.5. Justificación

Investigar la construcción sostenible para edificios realizando un análisis sismorresistente de las diferentes alternativas que existen de esta y adaptar su sostenibilidad al comportamiento sísmico en el país, el cual para los últimos años ha sido muy variado. Esta investigación se realiza con el fin de brindar diferentes alternativas de infraestructura sostenible sismo resistente que sean beneficiosas para la población, el medio ambiente y a largo plazo en lo económico. Los edificios deben estar diseñados para resistir cualquier clase de sismos, por eso cabe implementar nuevas tecnologías y normas que faciliten el proceso constructivo sismorresistente en estos.

Al encontrarse nuestro país en una zona altamente sísmica, debemos dejar de lado la errónea idea de diseñar edificaciones para soportar solamente cargas gravitacionales, y emplear los nuevos diseños sismorresistente, los cuales consideran las fuerzas inducidas por sismos.

Un diseño estructural sismorresistente con lleva a un análisis no lineal de la estructura, donde se trata de predecir el complejo comportamiento de la estructura frente a un sismo, simplificando el análisis con el uso de parámetros establecidos, como los factores de Zonificación, de Uso, de Amplificación Sísmica, de Suelo y de Reducción Sísmica, haciendo uso de softwares, facilitando los cálculos, los cuales eran casi imposibles de llevar hace unas décadas, para diseñar una edificación, que sea capaz de soportar las exigencias de un sismo severo, pues la probabilidad de ocurrencia de uno de gran magnitud, aumenta con cada día transcurrido, desde los últimos registrados en el país.

1.6. Hipótesis nula

La elección de la técnica de análisis basada en el CHOC-08 no tiene incidencia ni en los desplazamientos ni en las fuerzas internas de la estructura.

1.7. Hipótesis alterna

La elección de la técnica de análisis basada en el CHOC-08 tiene incidencia en los desplazamientos o en las fuerzas internas de la estructura.

CAPITULO 2. MARCO TEORICO

2.1. Introducción de sismología y registro sísmico actual en Honduras

2.1.1. Sismología

Honduras existe mucha actividad sísmica, no obstante, los fenómenos telúricos inusualmente rebasan los 5 grados en la escala de Richter. Hasta el momento de la elaboración de este documento, el sismo más reciente que se registró en el país, aconteció el miércoles 25 de Agosto 2021 y se originó en la zona noreste, en la localidad de Comayagua, departamento de Comayagua; cuya magnitud fue de 5.2 en la escala sismológica de Richter.

La placa oceánica de Los Cocos está introduciéndose por debajo de la placa del Caribe, generando una liberación de esfuerzos, los cuales al ser liberados violentamente este puede generar movimientos sísmicos de gran magnitud.

2.1.2. Origen de los sismos

Los sismos son movimientos de la corteza terrestre y que pueden producirse por diferentes causas como las que se citaran a continuación. Los sismos con mayor intensidad son aquellos que se originan por las deformaciones de la corteza terrestre ya que este no es un elemento elástico, sino que se mantiene en constante movimiento.

2.1.3. Sismología histórica en Honduras

La sismicidad histórica nos ayuda al análisis de las fuentes sismo energéticas activas las cuales han generado la mayor cantidad de sismos importantes. La información que se tiene es en base a relatos y registros históricos que han permitido evaluar los parámetros de estos sismos, que han contribuido a evaluar las condiciones de sismicidad de la región.

Tabla 1 Registro de sismos en Honduras, 2021.

REGISTRO DE SISMOS EN HONDURAS			
FECHA Y HORA	MAGNITUD	COORDENADA	UBICACIÓN
2021-01-24 07:23:13 hora local	Mag 2.8 / 10 km (6 mi) depth	Lat. / Long: 13.224 / - 87.182	Al Sur de Marcovia, Honduras
2021-02-11 00:34:24 hora local	Mag 3.6 / 10 km (6 mi) depth	Lat. / Long: 13.584 / - 86.505	Al Norte de Yuscaran, Honduras
2021-02-25 09:21:34 hora local	Mag 2.9 / 5 km (3 mi) depth	Lat. / Long: 13.104 / - 87.080	Al Sur de Namasigue, Honduras
2021-02-28 22:34:44 hora local	Mag 2.9 / 33 km (20.5 mi) depth	Lat. / Long: 13.344 / - 86.551	Al Sur de Morolica, Honduras
2021-03-18 21:01:48 hora local	Mag 4.1 / 10 km (6 mi) depth	Lat. / Long: 17.111 / - 84.173	Al Noroeste de Guanaja, Honduras
2021-03-31 14:40:03 hora local	Mag 3.6 / 13 km (8 mi) depth	Lat. / Long: 13.366 / - 87.314	Al Sur De San Francisco de Coray, Honduras.
2021-04-10 03:49:04 hora local	Mag 3.5 / 294 km (183 mi) depth	Lat. / Long: 13.26 / - 87.323	Al Oeste De San Lorenzo, Honduras.
2021-04-14 07:47:00 hora local	Mag 3.5 / 1 km (0.6 mi) depth	Lat. / Long: 14.10 / - 86.215	Al Este de Olancho, Honduras
2021-04-18 21:12:20 hora local	Mag 3.8 / 10 km (6 mi) depth	Lat. / Long: 13.55 / - 88.482	Al Este de Yuscaran, Honduras
2021-04-23 02:09:02 hora local	Mag 3.0 / 1 km (0.6 mi) depth	Lat. / Long: 14.251 / - 87.319	Al Noreste De Comayagua, Honduras
2021-04-24 03:44:07 hora local	Mag 4.4 / 10 km (6.2 mi) depth	Lat. / Long: 14.6 / - 83.945	Al Sur De Puerto Lempira, Honduras,
2021-04-28 15:12:45 hora local	Mag 2.9 / 1 km (0.6 mi) depth	Lat. / Long: 14.47 / - 86.714	Al Norte De Yuscaran, Honduras
2021-05-10 23:03:37 hora local	Mag 5.0 / 280 km (174 mi) depth	Lat. / Long: 15.916 / - 85.177	Al Oeste De Tusi, Honduras.
2021-05-18 08:13:15 hora local	Mag 3.5 / 3 km (1.9 mi) Depth	Lat. / Long: 14.962 / - 86.865	Sureste De Yoro, Honduras
2021-05-28 15:37:36 hora local	Mag 4.3 / 10 km (6 mi) depth	Lat. / Long: 16.352 / - 85.323	Al Este de Guanaja, Honduras
2021-08-06 11:30:02 hora local	Mag 4.8 / 200 km (124 mi) depth	Lat. / Long: 13.292 / - 87.654	Al Sur del Amapala, Honduras
2021-08-24 02:04:59 hora local	Mag 4.8 / 10 km (6 mi) depth	Lat. / Long: 16.668 / - 85.921	Al Norte de Guanaja, Honduras

2021-08-25 15:04:02 hora local	Mag 5.2 / 10 km (6 mi) Depth	Lat. / Long: 14.962 / - 86.865	Al Oeste De San Pedro Sula, Honduras
2021-09-03 04:06:21 hora local	Mag 3.5 / 10 km (6 mi) depth	Lat. / Long: 13.883 / - 86.555	Al Sur del Paraiso, Honduras

Fuente: (Volcano -Discovery, 2021)

2.2. Conceptos básicos del diseño sismo resistente

2.2.1. El sismo como acción de diseño

Los sismos son eventos con baja probabilidad de ocurrencia y sus consecuencias pueden ser tremendas en términos de destrucción y del sufrimiento que provocan. Por estas razones el diseño de estructuras sismorresistente presenta particularidades que lo distinguen del diseño para otro tipo de acciones como cargas gravitatorias o viento. El fenómeno sísmico es un problema netamente dinámico, si bien los primeros métodos para su consideración se basaron en conceptos estáticos. Es así que surgió el método de las fuerzas estáticas equivalentes, que aún hoy se aplica para estructuras relativamente simples (la mayoría de los códigos permiten su aplicación para construcciones de baja y mediana altura y de configuración aproximadamente regular). En este método, el efecto vibratorio del sismo se reemplaza por fuerzas laterales que, en general, siguen una distribución creciente con la altura. El corte basal sísmico se determina a partir de un coeficiente sísmico (igual a la aceleración horizontal dividida la aceleración de la gravedad, g) multiplicado por el peso total de la construcción, incluyendo las sobrecargas de uso. El desarrollo y la difusión de las computadoras personales y de los programas de análisis estructural han permitido una generalizada aplicación de métodos dinámicos para considerar la acción sísmica (McGuire, 2004). En estos métodos, y dependiendo del tipo de análisis a realizar, el sismo se cuantifica a través de un espectro de aceleraciones o mediante una serie de registros de aceleración

(acelerogramas). Los registros de aceleración se obtienen de mediciones de sismos reales o bien se generan artificialmente mediante programas computacionales para cumplir ciertos requisitos. Cualquiera sea el método aplicado, se consideran en general cuatro aspectos fundamentales para cuantificar la acción sísmica: (i) sismicidad propia del lugar, (ii) características del suelo de fundación, (iii) destino o importancia de la construcción y (iv) características principales de la respuesta estructural, vinculadas principalmente a su ductilidad y sobre resistencia.

Los dos primeros aspectos se definen a través de un espectro de diseño, normalmente en términos de aceleraciones horizontales. La importancia de la construcción se cuantifica a través de un factor que mayor la demanda sísmica para obras de infraestructura pública, edificios con alta ocupación, etc. El comportamiento estructural se representa mediante un factor de modificación de respuesta, R , el que se ha calibrado a partir de resultados experimentales y analíticos obtenidos para distintos tipos de estructuras.

2.2.2. Espectros de respuesta

Se han definido diversos parámetros e indicadores para cuantificar los terremotos y sus efectos. Desde el punto de vista estructural, la aceleración es uno de los parámetros más importante para el diseño sismorresistente, más precisamente a través de los espectros de aceleración (ver Figura 1). A través de ellos, se define la amenaza sísmica de una zona o región a los efectos de los 27 diseños sismoresistente. En forma general, puede definirse espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento ξ . El espectro de respuesta elástica representa el máximo de un parámetro de

respuesta (aceleración, desplazamiento, etc.) para osciladores simples de un grado de libertad con un periodo de vibración T y un amortiguamiento relativo ξ para un terremoto dado. En la Figura 8 se presenta el gráfico correspondiente a un espectro de aceleración.

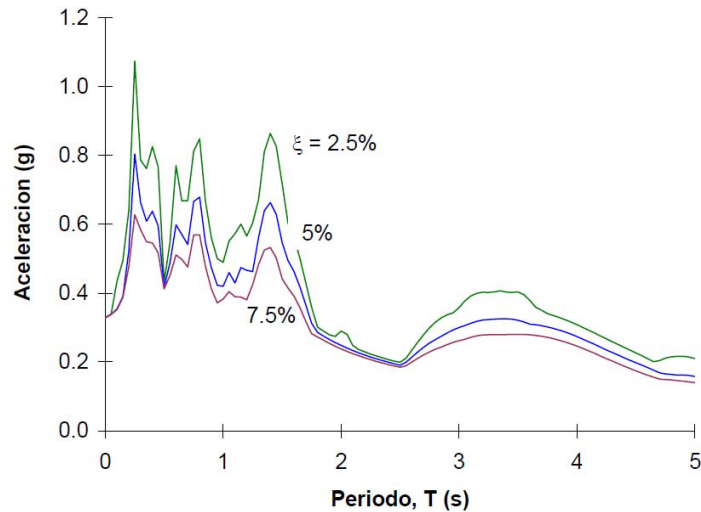
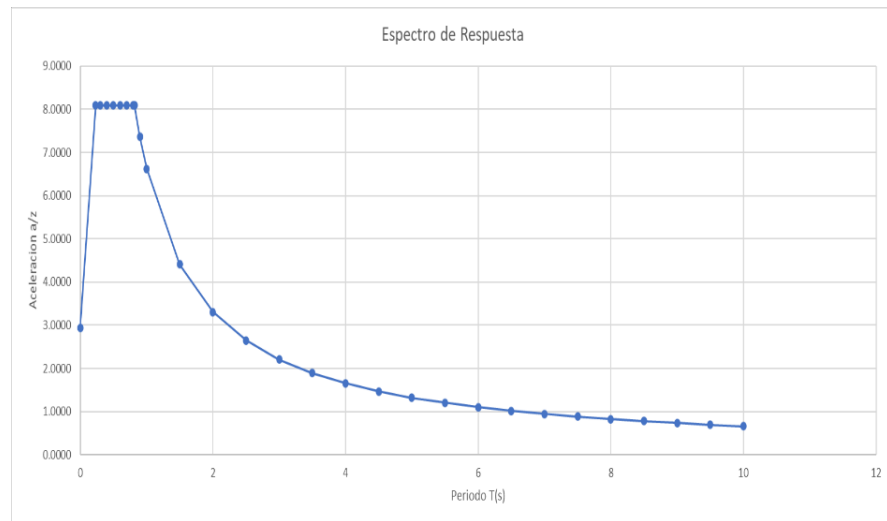


Ilustración 1. Espectro elástico de respuesta, en términos de aceleración, correspondiente al terremoto de Turquía, 17/8/1999, registro YPT.

Fuente: Diseño Sismorresistente de Construcciones. Crisafulli, 2014.

ESPECTRO DE RESPUESTA						
Ubicación:	San Pedro Sula					
Información del análisis						
Z	0.3	Tipo de suelo	S	Ta (s)	Tb (s)	e
g=	9.807	S-1	1	0.155	0.364	2
Ta=	0.233	S-2	1.2	0.186	0.524	2
Tb=	0.818	S-3	1.5	0.233	0.818	2
S=	1.5	S-4	2	0.31	1.455	2
Rw=	12					
		Formulas del espectro				
T(s)	a	T < Ta	$a = 2.5 * z * g * (0.40 + 0.70 * (T/Ta))$			
0	2.9421	Ta < T < Tb	$a = 2.75 * z * g$			
0.233	8.0908	T > Tb	$a = z * g * ((S^e)/T)$			
0.3	8.0908					
0.4	8.0908					
0.5	8.0908					
0.6	8.0908					
0.7	8.0908					
0.8	8.0908					
0.818	8.0908					

0.9	7.3553
1	6.6197
1.5	4.4132
2	3.3099
2.5	2.6479
3	2.2066
3.5	1.8914
4	1.6549
4.5	1.4711
5	1.3239
5.5	1.2036
6	1.1033
6.5	1.0184
7	0.9457
7.5	0.8826
8	0.8275
8.5	0.7788
9	0.7355
9.5	0.6968
10	0.6620



Espectro de diseño usado según recomendaciones del CHOC-08.

2.3. Configuración estructural

No existe una forma estructural ideal, pero sí existen ciertos principios básicos que pueden guiar un buen desempeño, en cuanto a su configuración:

- El edificio y su estructura debe ser lo más liviano posible. Las Fuerzas de inercia, que originan las solicitaciones sísmicas son más elevadas mientras más masa tiene el edificio.
- Edificaciones Suficientemente Rígidas y con Suficiente Ductilidad.

2.3.1. Desplazamientos horizontales

La naturaleza del movimiento del suelo que afecta a las edificaciones es predominantemente horizontal. Las fuerzas horizontales generadas hacen mover cada una de las partes de la edificación de un lado hacia otro, desplazándolas horizontalmente de su posición original unos con relación a los otros.

2.3.2. Desplazamientos verticales

Los edificios están básicamente diseñados para resistir los efectos verticales de la fuerza de la gravedad. Sin embargo, la componente vertical del movimiento sísmico aumenta y disminuye los efectos de la fuerza de la gravedad, produciéndose tensiones que no estaban previstas y hasta el desplazamiento vertical del edificio de sus bases.

2.3.3. Hiperestaticidad y monolitismo

Según Blanco Blasco, (1994):

Como concepto general de diseño sismo-resistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una disposición hiperestática.

Ello logra una mayor capacidad resistente, al permitir que, por producción de rotulas plásticas, se disipe en mejor forma la energía sísmica y, por otra parte, al aumentar la capacidad resistente se otorga a la estructura un mayor grado de seguridad. (p.8)

2.3.4. Efectos torsionales

La torsión es una de las principales causantes de daños por los sismos en las edificaciones y se deben, generalmente, al desequilibrio en la distribución de rigideces en la edificación.

- Centro de rigidez: Es el centro geométrico de las rigideces relativas de todos los componentes que resisten fuerzas horizontales.
- Centro de masa: Punto hipotético de un nivel, en donde se supone que actúa la resultante de las fuerzas horizontales. Es el centro geométrico de todas las masas reactivas.
- Excentricidad: Es la distancia entre el centro de rigidez y el centro de masa.

2.3.5. Simetría

Cuando el centro de masa y el centro de rigidez coinciden en la planta. A medida que más simétrico es el edificio, disminuyen el riesgo de concentración de esfuerzos, el momento torsor en planta y el comportamiento de la estructura es más predecible.

2.3.6. Diafragmas rígidos (Losas)

Según Blanco Blasco, (1994):

En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, que permite la idealización de la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y muros (placas) de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo toda una misma deformación lateral para un determinado nivel. (p.11)

Este es otro punto que señala la norma, y restringe edificaciones que presenten una relación entre su mayor y menor longitud en planta, que excedan a 4.

2.4. Diseño por el método estático equivalente.

El Método Estático Equivalente brinda una manera sencilla de incorporar los efectos de la respuesta dinámica inelástica a un análisis estático lineal. En esta metodología, la respuesta dominante ante un movimiento del suelo es en la dirección horizontal.

En este método las fuerzas inerciales que varían en el tiempo son remplazadas por fuerzas estáticas aplicadas al nivel de cada piso. La magnitud de estas fuerzas está basada en una simplificación de las formas modales y su participación. Para este procedimiento se asume que la relación de los desplazamientos de entrepisos y las masas son razonablemente uniformes en la

altura del edificio. El Método Estático Equivalente ha sido el más utilizado en el país en los últimos años para el diseño sismorresistente de estructuras, y a continuación se brinda una descripción detallada de este.

2.5. Estudio de la normativa para diseño sismo resistente

Normativa de construcción es el conjunto de normativas de un estado, país o ente supranacional que regulan los mínimos de seguridad y calidad para la construcción de edificios en general o cualquier estructura artificial, inclusive especialmente las viviendas. Los códigos de edificación se dividen en función de su objetivo: regular la seguridad estructural, regular el confort y bienestar de los usuarios y regular los requisitos mínimos de seguridad que debe disponer una construcción (seguridad ante incendio o terremotos).

2.6.1. Código hondureño de la construcción.

El Código Hondureño de Construcción ha sido elaborado con el objetivo fundamental de mejorar el diseño y construcción de las edificaciones en general, mediante la uniformidad de normas y el cumplimiento de las mismas. Además, se espera que sea un instrumento de gran utilidad para estudiantes, ingenieros, arquitectos, constructores, etc. La elaboración del Código Hondureño de Construcción, en la primera edición, estuvo a cargo de la "Comisión Técnica" dependiente del Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras, la cual está integrada por profesionales que poseen amplia experiencia y conocimientos en diseño y construcción.

2.6.2. Norma American Concrete Institute

Instituto Americano del Concreto es una organización sin fines de lucro de los Estados Unidos de América que desarrolla estándares, normas y recomendaciones técnicas con referencia

al hormigón reforzado. Se fundó en 1904 y su sede central se halla en Farmington Hills, Michigan, USA. El código de requisitos de edificación para hormigón de estructura (ACI 318) proporciona unos requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de partes de hormigón de cualquier estructura levantada bajo los requisitos de un código de edificación general que lo incorpore. (*Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (Aci-318-14)*, s. f.)

2.6. Estudio de mecánica de suelos en San Pedro Sula, 2019

La empresa geotecnia y pavimentos realizó un estudio de mecánica de suelos, localizado al sur de la ciudad industrial de San Pedro Sula, en el departamento de Cortes. La investigación del subsuelo se realizó mediante la ejecución de cinco perforaciones, realizadas a una profundidad variable. Donde el objetivo principal es el obtener muestras de los diferentes estratos de suelo que componen el sitio en estudio en cuanto su disposición vertical, su espesor y propiedades geotécnicas de cada una de estas capas, como ser; granulometría, límites de consistencia, humedad natural, peso unitario y por su puesto conocer los valores de resistencia cortante como ángulo de fricción, la cohesión y calcular la capacidad de carga segura que el terreno puede desarrollar antes de presentarse una falla por cortante.

Durante la inspección de sitio se detalló que se observaron presencia de suelos residuales, generados por la meteorización química-física que ha imperado en la zona. Los suelos residuales son de tipo arcilla, las cuales provienen de la descomposición de la roca original. Siendo identificado en el ordenamiento geológico nacional como Pzm.

2.7.1. Capacidad de soporte

Debido que el sitio se localiza en una zona donde se tienen suelos plásticos, principalmente arcillas de baja compresibilidad, encontrándose en condiciones saturadas. Se considera que, por la aplicación de la carga de la estructura a ser construida, por condición del tipo de suelo, y por estar en condición saturada se generaría un asentamiento por consolidación. Adicionalmente se considera que la capacidad de carga del sitio es muy baja, por la cual se presentarían problemas de capacidad de soporte. Se plantea tomar una alternativa para estabilizar el área donde se construirá para aumentar la capacidad soportante del suelo en esa zona.

Para solventar lo señalado, se considera que la solución es la utilización de geo sintéticos, aplicando estos en una doble capa. Se realizara la construcción de la siguiente manera:

- Se debe efectuar una limpieza y desbroce de la capa superior, eliminando de esta manera todo material orgánico, tales como raíces, arbustos, zacates, etc.
- Se debe de colocar en la parte inferior, un geotextil no tejido, e cual, efectuara como separador evitando la intrusión de la capa arcillosa en la capa de relleno y como filtro permitiendo el paso del agua subterránea.
- Colocación de una capa de geomalla biaxial, la cual, daría el esfuerzo necesario. Esta capa geomalla funciona a tensión, por la cual, evitaría la generación de esfuerzos tensiles que pudieran generar problemas.
- El relleno a ser colocado, debe tener un espesor de 2.00 metros.

CAPITULO 3. METODOLOGIA

En este capítulo se describen las técnicas aplicadas a la edificación objeto de estudio, procedimientos, unidad de respuesta, instrumentos y métodos aplicados para determinar los desplazamientos laterales y los relativos (derivadas o drift) en el rango elástico.

Además, se presentan características físicas del edificio y propiedades mecánicas utilizadas para el análisis del modelo, así como las tablas con los valores de los acelerogramas naturales y sintéticos usados. También las combinaciones de cargas aplicadas para el método de estático equivalente y el método de espectro de respuesta.

3.1. Diseño de la investigación

3.1.1. Población de estudio

El edificio de estudio está ubicado en la zona 4a según el mapa de zonas sísmicas del Código Hondureño de Construcción, la estructura es de hormigón armado, el sistema estructural es regular, formado por marcos de vigas y columnas, el tipo de apoyo es empotrado en un suelo perfil tipo S3.

3.1.2. Muestra

La muestra es un edificio de seis niveles. Para efectos de análisis estructural se tiene un sistema A, que corresponde a marcos de concreto reforzado con detallado especial, posee una planta cuadrada de 840.00 mts² por nivel. El edificio presenta regularidad tanto en planta como en elevación, ya que este no posee discontinuidades físicas significativas en su configuración vertical, en planta, o en su sistema resistente a fuerzas laterales.

3.2. Descripción general del modelo estructural

En la presente investigación se estudiará un edificio hospitalario de marcos de hormigón reforzado ubicado en el área metropolitana de San Pedro Sula, el cual es descrito en las siguientes secciones.

3.2.1. Descripción general

- Número de pisos: la edificación cuenta con un total de seis pisos.
- Altura de entrepiso: todos los entrepisos del nivel 2-6 tienen igual altura, la cual es de tres y medio metros y del nivel 1 es de cuatro metros.
- Altura total: la altura total del edificio, medido desde el nivel de piso terminado es de 21.5 metros.
- Largo y ancho: la estructura posee una planta cuadrada de 42 m x 20 m.
- Configuración estructural: el edificio presenta regularidad tanto en planta como en elevación, ya que este no posee discontinuidades físicas significativas en su configuración vertical, en planta, o en su sistema resistente a fuerzas laterales.
- Sistema estructural: se tiene un Sistema A, que corresponde a marcos de hormigón armado con detallado especial.
- Uso: el edificio está destinado para salas hospitalarias en sus seis primeros pisos, y en la azotea se prevé que servirá para la instalación de equipos comunes para el funcionamiento de este.
- Consideraciones especiales: como ya se definió en capítulos anteriores, esta investigación tiene como objetivo estudiar el diseño de una estructura mediante métodos diferentes, enfocada principalmente en los elementos estructurales de la edificación, es por esto que

diferentes elementos no estructurales, como escaleras de acceso, no serán tomados en cuenta durante el análisis. Al ser los marcos de hormigón armado los principales responsables de responder ante cargas sísmicas, las losas de entrepiso serán analizadas con una configuración rígida, cuya principal función será colectar y transmitir las cargas a los principales elementos estructurales, es decir, vigas y columnas.

3.2.2. Modelo estructural

Para llevar a cabo el análisis estructural de la edificación y su posterior diseño, se utilizará el programa ETABS-16 para el análisis basado en el Código Hondureño de la Construcción y el Código del ACI, con las siguientes consideraciones presentadas a continuación:

3.2.2.1. Materiales

- Concreto: se utilizará para el diseño un concreto de peso normal con una resistencia mínima de 240 kg/cm² a los 28 días.
- Módulo de elasticidad del concreto $E_c=1531738.6 \text{ ton/m}^2$
- Módulo de poisson del concreto $\mu=0.20$
- Módulo de corte del concreto $G=638,224.4 \text{ Ton/m}^2$
- Acero de Refuerzo: se utilizará un acero de refuerzo grado 60 con una resistencia de fluencia de 4200 kg/cm².

3.2.2.2. Elementos estructurales

- Vigas: se diseñarán vigas de hormigón armado según las presentes secciones: Viga 1 (70cm x 35cm), Viga 2 (50cm x 25cm), Viga 3 (50cm x 30cm), Viga 4 (40cm x 25cm), Viga 5 (60cm x 30cm).

- Columnas: Tiene una sección cuadrada con dimensiones de C1: 45 cm x 45 cm, C2: 40 cm x 40 cm y C3: 30 cm x 30 cm.
- Losa: se ha modelado una losa densa con un espesor de 15 cm cuyo objetivo es tener un peso equivalente a un sistema de losa. Para que este elemento tenga un comportamiento rígido, se ha asignado un diafragma con esta característica.

3.2.2.3. Peso sísmico, W

- Carga muerta: Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura, entre las que se tiene principalmente: el peso propio, divisiones interiores, cielos falsos e instalaciones eléctricas, etc.

Tabla 2 Valores típicos de carga muerta.

CARGA MUERTA POR NIVEL	
TIPO DE CARGA	(Kg/m ²)
PORCELANATO	80.00
MORTERO(2.5cm)	45.00
CIELO FALSO DE TABLA YESO	10.00
INSTALACIONES	25.00
SOBRECARGAS	15.00
TOTAL	175.00

Fuente: Código Hondureño de la construcción-08.

Tabla 3 Valores típicos de carga muerta en azotea.

CARGA MUERTA DE AZOTEA	
TIPO DE CARGA	(Kg/m ²)
CIELO FALSO DE TABLA YESO	10.00
INSTALACIONES	25.00
SOBRECARGAS	15.00
IMPERMEABILIZANTE	5.00
TOTAL	55.00

Fuente: Código Hondureño de la construcción-08.

- Carga viva; El Código Hondureño de Construcción define las cargas vivas a utilizar de acuerdo al uso que la estructura tendrá, en este caso, para un edificio que está destinado para salas de hospitales, se tiene una carga viva máxima de 200 kg/m² y una carga de uso de azotea con actividad recreativa de 500 kg/m².
- Viento (120 kph).

Sismo CHOC 08:

- $Z=0.30$ (San Pedro Sula)
- $C_t=0.0853$ (Marco rígido de concreto)
- Ductilidad global asignada, $R_w=12$
- Factor de importancia, $I=1.25$
- Factor de amplificación del suelo, $S_3=1.5$

3.2.3. Combinaciones de cargas según CHOC-08

De acuerdo al código hondureño de la construcción, deben usarse diversas combinaciones de carga para obtener las acciones internas necesarias para el diseño de la estructura.

Tabla 4 Valores de combinaciones de cargas según CHOC-08.

Cargas de Servicio		Cargas de Ultimas		Cargas de Ultimas	
1	D+L	18	1.4D+1.7L	35	0.9D+1.3W _x
2	0.75(D+L+W _x)	19	0.75(1.4D+1.7L + 1.7W _x)	36	0.9D-1.3W _x
3	0.75(D+L-W _x)	20	0.75(1.4D+1.7L - 1.7W _x)	37	0.9D+1.3W _y
4	0.75(D+L+W _y)	21	0.75(1.4D+1.7L + 1.7W _y)	38	0.9D-1.3W _y
5	0.75(D+L-W _y)	22	0.75(1.4D+1.7L - 1.7W _y)	39	0.9D+1.3W _x
6	0.75(D+L+W _x)	23	0.75(1.4D+1.7L + 1.7W _x)	40	0.9D-1.3W _x
7	0.75(D+L-W _x)	24	0.75(1.4D+1.7L - 1.7W _x)	41	0.9D+1.3W _y
8	0.75(D+L+W _y)	25	0.75(1.4D+1.7L + 1.7W _y)	42	0.9D-1.3W _y
9	0.75(D+L-W _y)	26	0.75(1.4D+1.7L - 1.7W _y)	43	0.9D+1.43E _x
10	0.75(D+L+E _x)	27	0.75(1.4D+1.7L + 1.87E _x)	44	0.9D-1.43E _x
11	0.75(D+L-E _x)	28	0.75(1.4D+1.7L - 1.87E _x)	45	0.9D+1.43E _y
12	0.75(D+L+E _y)	29	0.75(1.4D+1.7L + 1.87E _y)	46	0.9D-1.43E _y
13	0.75(D+L-E _y)	30	0.75(1.4D+1.7L - 1.87E _y)	47	0.9D+1.43E _x
14	0.75(D+L+E _x)	31	0.75(1.4D+1.7L + 1.87E _x)	48	0.9D-1.43E _x
15	0.75(D+L-E _x)	32	0.75(1.4D+1.7L - 1.87E _x)	49	0.9D+1.43E _y
16	0.75(D+L+E _y)	33	0.75(1.4D+1.7L + 1.87E _y)	50	0.9D-1.43E _y
17	0.75(D+L-E _y)	34	0.75(1.4D+1.7L - 1.87E _y)		

Fuente: Código Hondureño de la construcción-08.

3.2.4. Combinaciones de cargas según ACI 318-14

De acuerdo al ACI 318-14, deben usarse diversas combinaciones de carga para obtener las acciones internas necesarias para el diseño de la estructura. Estas acciones son producto de la aplicación de diferentes tipos de carga sobre la estructura, entre las que se puede mencionar carga muerta (CM) carga viva (CV) carga viva instantánea (CVi) y carga sísmica (S_x, S_y).

Tabla 5 Valores de combinación de cargas según ACI 318-14

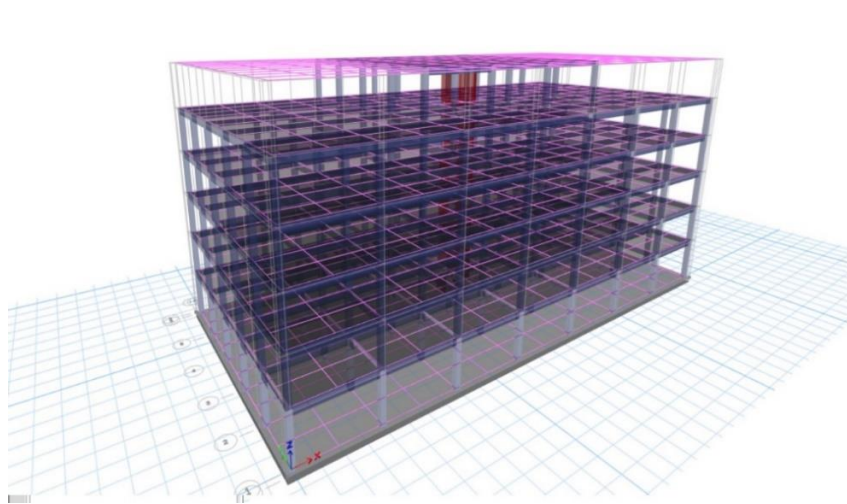
Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ o } S \text{ o } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

Fuente: ACI 318-14.

3.2.5. Análisis y diseño estructural

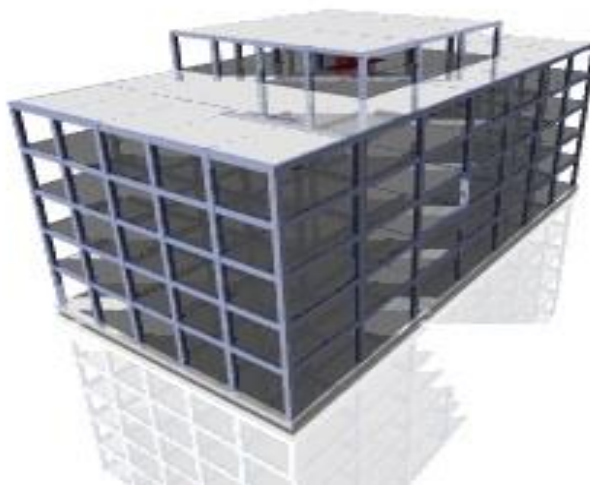
El análisis se realizó mediante el software ETABS-16 en que se realizaron las simulaciones correspondientes al CHOC-08 y ACI-318-14. El análisis se realizó por elementos finitos para cargas estáticas inicialmente según el CHOC-08 y se hizo la comparación con el método dinámico.

Ilustración 2 Modelo tridimensional de la edificación.



Fuente: Propia

Ilustración 3 Modelo estructural.



Fuente: Propia

3.3. Procedimientos según el Código Hondureño de la Construcción

A continuación, se presenta un procedimiento general a realizar para el modelo estructural proponiendo un orden secuencial y la forma de realizar los análisis estructurales lineales y no lineales:

- A. Revisión de planos de estructura existente.
- B. Definición de propiedades mecánicas de los materiales y parámetros sísmicos.
- C. Modelado estructural en ETABS-16 según planos base para modelo sintético.
 - Se determina el centro geométrico C.G y luego se toma este punto de referencia y se agrega el (5%) de la longitud efectiva del edificio en los ejes ``X`` y ``Y`` de esta forma se ubica el nuevo centro de masa. El centro de masa tiene restricciones una al desplazamiento vertical en ``Z`` y no rotar alrededor de los ejes ``X`` y ``Y``
 - Se definen las losas de cada piso como diafragmas rígidos en el programa (ETABS-16).
- D. Cálculo de cargas gravitacionales (muerta y viva según uso, CHOC-08). Se presentan las hojas de cálculos.
- E. Introducción al software las combinaciones de carga según el CHOC-08.
- F. Análisis sísmico estático lineal (ASEL) de acuerdo a la norma CHOC-08. Considerando el método A, los valores obtenidos servirán para calibrar el modelo dinámico. Se presenta la ecuación para el cálculo de cortante en la base método estático según el Código Hondureño de la Construcción:

$$V = \frac{ZIC}{R_w} * W \quad (1)$$

Donde,

V: Cortante de diseño en la base.

Z: Factor de zona sísmica.

I: Factor importancia.

C: Coeficiente numérico especificado.

Rw: Coeficiente Numérico.

W: Peso total sísmico

G. Análisis sísmico dinámico lineal modal-espectral (ASDL) de acuerdo a norma CHOC-08.

- Según el sitio del edificio definimos el tipo de suelo al cual corresponde un factor de amplificación (S) y un periodo (T) según el código hondureño.
- Se calcula los valores de período y aceleración con las ecuaciones del CHOC-08 para generar los valores del espectro.
- Luego se aplica un factor de escala al espectro usado, el factor de escala tomando en cuenta el factor de zona (Z), factor de importancia(I), factor del suelo(S) y coeficiente para sistema estructurales (Rw).
- El análisis lo definimos como espectro de respuesta, la combinación Modal CQC (Combinación Cuadrática Completa), la dirección de la combinación será SRSS (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados)
- (Villareal Castro, 2016) refiere que se deben realizar tres modos de vibración por piso.
- En el caso que el análisis Cortante dinámico es menor que el estático se debe escalar y como el código hondureño indica, se deben aumentar los desplazamientos, momentos y fuerzas.
- Se obtiene por cada piso del edificio los valores de distorsiones actuantes y las admisibles las cuales se tabulan en una matriz que permite concluir sobre el análisis.

- H. Comparación de resultados entre ambos métodos de análisis no lineal
- I. Análisis de datos experimentales.

3.4. Procedimientos según el American Concrete Institute (ACI).

A continuación, se presenta un procedimiento general a realizar para el modelo estructural proponiendo el presente orden secuencial:

- A. Revisión de planos de estructura existente.
- B. Definición de propiedades mecánicas de los materiales y parámetros sísmicos.
- C. Modelado estructural en ETABS-16 según planos, para modelo sintético.
- D. Cálculo de cargas gravitacionales. Se presentan las hojas de cálculos.
- E. Introducción al software las combinaciones de carga según el ACI 318-14.
- F. Crear el espectro de respuesta y asignarlo para el método dinámico.
- G. Asignar los parámetros para el método estático no lineal.
- H. Comparación de resultados entre ambos métodos de análisis no lineal
- I. Análisis de datos experimentales.
- J. Se realiza un proceso iterativo en la prueba de secciones de los elementos estructurales, para conseguir una estructura eficiente que sea realizable.
- K. Se derivan conclusiones y recomendaciones basadas en la comparación de los diseños realizados.

3.5. Generalidades comparativas entre el diseño con el CHOC-08 y el ACI318

Se presentan ciertas variantes para formular las comparativas en el diseño sísmoresistente y de costo del edificio de seis niveles con las normas utilizadas. Primeramente las combinaciones de carga son un aspecto crítico del diseño. Es importante asegurarse de que está aplicando correctamente las combinaciones de carga de diseño relevantes para garantizar que se cumplan los requisitos mínimos del código de diseño utilizado sea el CHOC08 o el ACI318. La estructura debe poseer resistencia de diseño en todas las secciones al menos iguales a las resistencias requeridas calculadas para las cargas factorizadas y las fuerzas en combinaciones.

Segundo se realizó las evaluaciones de desplazamientos por medio del método estático equivalente que incorpora los efectos de la respuesta dinámica inelástica a un análisis estático lineal. En este método las fuerzas inerciales que varían en el tiempo son remplazadas por fuerzas estáticas aplicadas al nivel de cada piso. La magnitud de estas fuerzas está basada en una simplificación de las formas modales y su participación. Para este procedimiento se asume que la relación de los desplazamientos de entrepisos y las masas son razonablemente uniformes en la altura del edificio. Se realizó dos modelos siguiendo los parámetros técnicos basados en las normas CHOC08 y el ACI318.

3.6. Técnicas e instrumentos aplicados

La recolección de los datos técnicos y propiedades mecánicas y características físicas del edificio se usaron los planos estructurales del edificio.

3.7. Operacionalización de las variables

Nuestras variables de control serian:

1. Selección del método de diseño

Nuestras variables observables:

1. Desplazamientos
2. Fuerzas internas

Estrategia de validación de resultados para afirmación/negación de la hipótesis planteada:

1. Índice de confiabilidad
2. Distancia de correlación

3.8. Estrategias estadísticas aplicadas para la validación/negación de hipótesis

¿Cómo se selecciona una muestra probabilística?

Resumiremos diciendo que la elección entre la muestra probabilística y la no probabilística se hace según el planteamiento del problema, las hipótesis, el diseño de investigación y el alcance de sus contribuciones. Las muestras probabilísticas tienen muchas ventajas; quizá la principal sea que puede medirse el tamaño del error en nuestras predicciones. Se ha dicho incluso que el principal objetivo del diseño de una muestra probabilística es reducir al mínimo este error, al que se le llama error estándar (Johnson, 2014; Brown, 2006; Kalton y Heeringa, 2003; y Kish, 1995).

La filosofía de desempeño (Performance-Based Design Philosophy) es: La probabilidad, p , de que la función de desempeño $g(X)$ sea menor o igual a un valor objetivo g_0 , es menor o igual a un valor [que se considera] pertinente, p_a . El formato matemático para escribir ésta definición es:

$$p[g(X) \leq g_0] \leq p_a$$

La notación de letras mayúsculas representa variables aleatorias (su magnitud exacta es desconocida o variable), letras minúsculas representan valores determinísticos (su magnitud es conocida exactamente o que no varía) y letras en negritas representan vectores o matrices (conjunto de números).

3.9. Métodos de análisis de datos

El método aplicado para el análisis sísmico lineal se empleó el método estático A, y para el análisis sísmico no lineal se empleó el método de espectro de respuesta.

3.10. Aspectos éticos

El presente proyecto de investigación fue elaborado de acuerdo con la metodología desarrollada por el código hondureño de la construcción y ACI 318-14, que utilizan criterios rigurosos referentes al objetivo de la ingeniería sismorresistente de edificaciones, la cual es brindar una evaluación del comportamiento de las estructuras, dando como resultado datos confiables y un análisis verídico. Por lo tanto, se cuenta con información de primera mano que garantiza la confiabilidad.

CAPITULO 4. RESULTADOS Y ANALISIS

4.1. Resultados Generales

Al estar seguros de que las dimensiones de los elementos de la estructura no se van a modificar, se procedió a revisar los desplazamientos relativos horizontales de la estructura para estar seguro de que estos no exceden los valores permitidos en el Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08), en lo sucesivo utilizaremos la palabra norma para referiremos al CHOC-08.

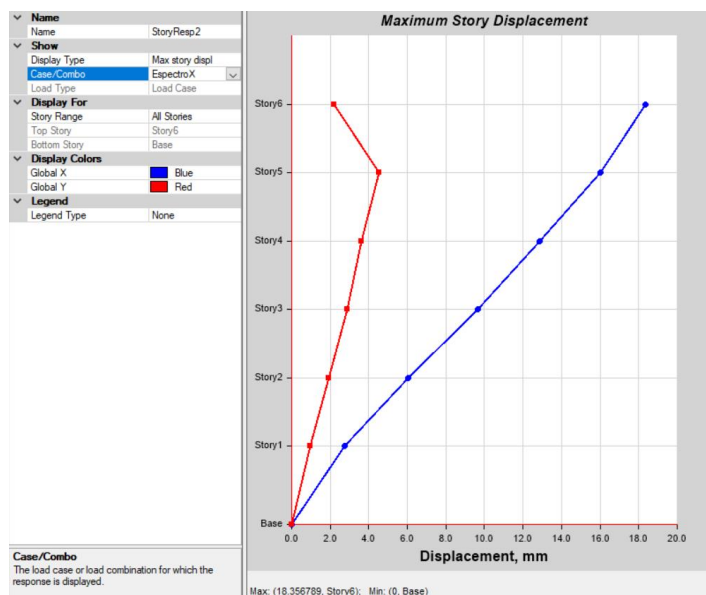
El periodo fundamental de la estructura en el sentido x es: 0.82 seg.

El periodo fundamental de la estructura en el sentido y es: 0.845 seg.

Con una participación de la masa sentido X de 78.2% y en Y de 77.3%.

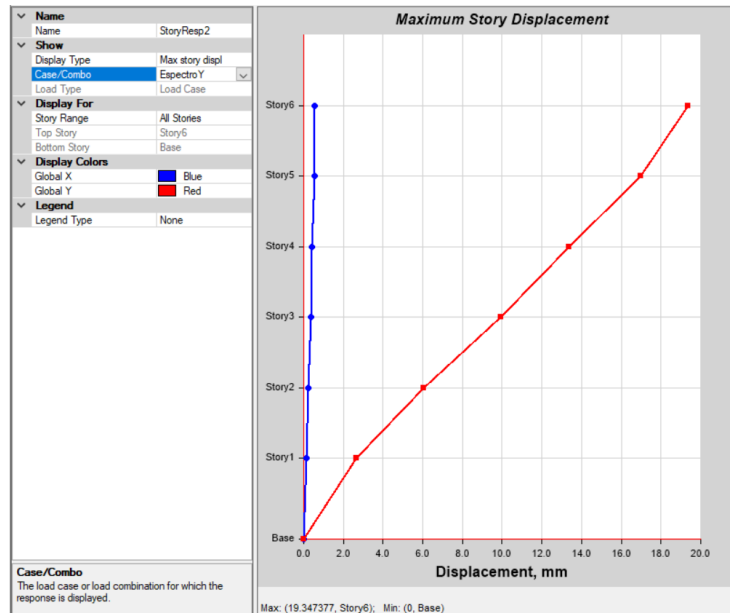
Detalle de Desplazamientos máximos según modo:

Ilustración 4 Desplazamiento máximo por nivel en X (mm) con el CHOC-08.



Fuente: Propia

Ilustración 5 Desplazamiento máximo por nivel en Y (mm) con el CHOC-08.



Fuente: Propia

4.2. Análisis Estático

METODO "A"			
2.1 Excentricidad			
ex = Lx*0.05		ey = Ly*0.05	
Lx =	42.00	ex	2.100
Ly =	20.00	ey	1.000
2.2 Calculo periodo Ta			
T = Ct(hn) ^{3/4}		Ct = 0.0731	
T =	0.7299 s	hn =	21.50
		Pisos	6.00
		H pisos	3.50
2.3 Cortante Basal			
$V_x = V_y = \frac{Z * I * C}{R_w} W$		$C = \frac{1.25 * S}{T^{2/3}}$	
Z	0.30	Vx = Vy = 278.85 Ton	
I	1.25		
C	2.31	ok	
W	3,857.95 Ton	Si C es mayor que 2.75 entonces usaremos C=2.75	
Rw	12.00		
S	1.50	$\frac{C}{R_w} \geq 0.075$	ok

2.4 Fuerza adicional Ft		
$F_t = 0.07 * T * V$	14.25 Ton	Se Considera
$0.25 * V$	69.71	ok
2.5 Calculo de fuerzas sismicas		
$F = \frac{(V - Ft) Wi * hi}{\sum Wi * hi}$		
(V - Ft)	264.61 Ton	264,607.17

Nota. Calculado manualmente con ayuda del programa Excel.

4.3. Análisis Dinámico Inicial

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY
			kgf	kgf	kgf
Story1	EspectroX Max	Bottom	0.00	170,664.94	122.36
Story1	EspectroY Max	Bottom	0.00	122.36	168,860.31
Story1	SismoX	Bottom	0.00	(223,962.66)	(0.00)
Story1	SismoY	Bottom	(0.00)	(0.00)	(223,962.66)

Fuente: Propia

4.3.1 Revisión de escalamiento

Tabla 6 Tabla de Escalamiento Sísmico.

Base Shear					
kgf					
<u>ESTATICO</u>					
Vx	223,962.66				
Vy	223,962.66				
<u>DINAMICO</u>		<u>METODO A</u>			
Vx	170,664.94		Vx	264,607.17	
Vy	168,860.31		Vy	264,607.17	
Verificacion Vdin>90%Vestatico			Verificacion Vdin>80%VMetodoA		
Vx	201,566.40	ESCALAR	Vx	211,685.74	ESCALAR
Vy	201,566.40	ESCALAR	Vy	211,685.74	ESCALAR
Escalamiento de Cortante:		Escalamiento de Cortante:			
Vx	1.18		Vx	1.24	
Vy	1.19		Vy	1.25	

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	Vx Escalar	Vy Escalar
			kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
Story6	EspectroX Max	Bottom	-	16,844.99	19.60	20,893.83	24.31
Story5	EspectroX Max	Bottom	-	68,815.87	64.26	85,356.36	79.70
Story4	EspectroX Max	Bottom	0.00	108,152.76	81.45	134,148.21	101.02
Story3	EspectroX Max	Bottom	0.00	138,649.97	93.34	171,975.69	115.77
Story2	EspectroX Max	Bottom	0.00	159,587.88	109.32	197,946.22	135.59
Story1	EspectroX Max	Bottom	0.00	170,664.94	122.36	211,685.74	151.77

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	Vx Escalar	Vy Escalar
			kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
Story6	EspectroY Max	Bottom	-	15.08	17,397.84	18.91	21,810.19
Story5	EspectroY Max	Bottom	-	56.93	69,091.63	71.36	86,614.27
Story4	EspectroY Max	Bottom	0.00	72.21	107,851.85	90.52	135,204.65
Story3	EspectroY Max	Bottom	0.00	85.59	138,010.05	107.30	173,011.40
Story2	EspectroY Max	Bottom	0.00	105.92	158,366.17	132.79	198,530.14
Story1	EspectroY Max	Bottom	0.00	122.36	168,860.31	153.39	211,685.74

Fuente: Propia.

4.3.2 Revisión de PDelta

Tabla 7 Tabla de revisión de PDelta.

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	0.03/Rw	Revisión	0.004*H	Revisión	Restriccion PΔ	Verificacion PΔ
Story6	EspectroY Max	Diaph D1 Y	0.000691	0.000682	1.013	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story5	EspectroY Max	Diaph D1 Y	0.000838	0.000816	1.026	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story4	EspectroY Max	Diaph D1 Y	0.0008	0.000783	1.022	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story3	EspectroY Max	Diaph D1 Y	0.000894	0.000871	1.026	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story2	EspectroY Max	Diaph D1 Y	0.000777	0.000756	1.027	0.0025	Cumple	0.016	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story1	EspectroY Max	Diaph D1 Y	0.000531	0.000513	1.037	0.0025	Cumple	0.016	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	0.03/Rw	Revisión	0.004*H	Revisión	Restriccion PΔ	Verificacion PΔ
Story6	EspectroX Max	Diaph D1 X	0.000674	0.00061	1.105	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story5	EspectroX Max	Diaph D1 X	0.000756	0.000746	1.013	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story4	EspectroX Max	Diaph D1 X	0.000746	0.000739	1.01	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story3	EspectroX Max	Diaph D1 X	0.000842	0.000826	1.02	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story2	EspectroX Max	Diaph D1 X	0.000761	0.00074	1.029	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story1	EspectroX Max	Diaph D1 X	0.00055	0.000521	1.055	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA

Fuente: Propia.

4.3.3 Revisión según ACI 318-14

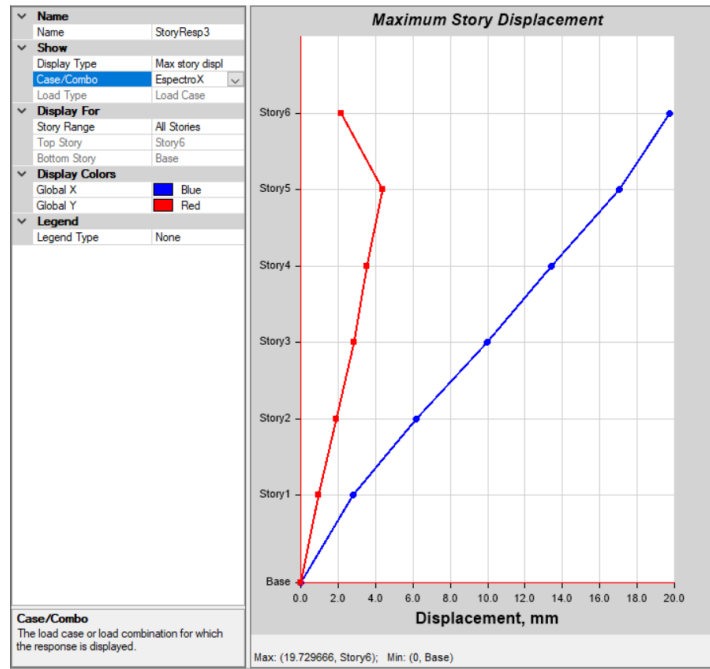
El periodo fundamental de la estructura en el sentido x es: 0.831 seg.

El periodo fundamental de la estructura en el sentido y es: 0.858 seg.

Con una participación de la masa sentido X de 77.1% y en Y de 76.3%.

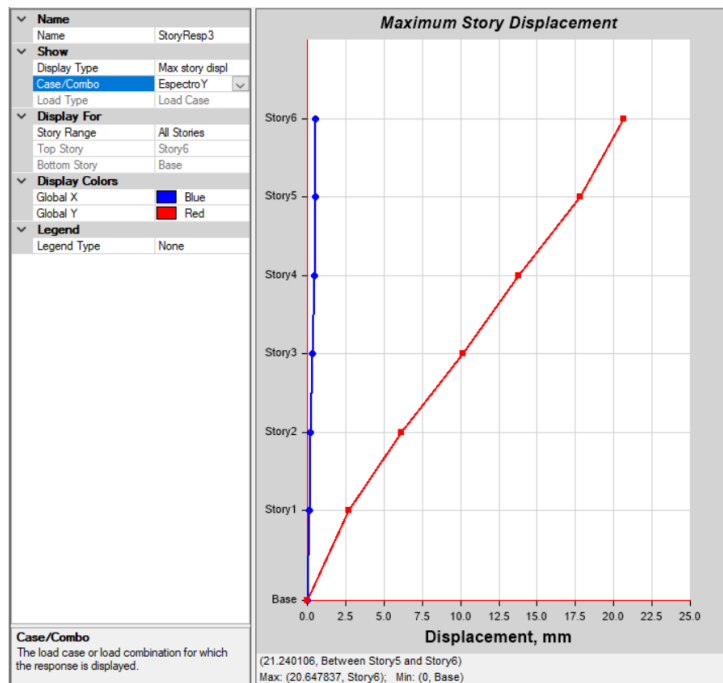
Detalle de Desplazamientos máximos según modo:

Ilustración 6 Desplazamiento máximo de nodo en Y (mm) con el ACI 318-14.



Fuente: Propia

Ilustración 7 Desplazamiento máximo por nivel en X (mm) con el ACI 318-14.



Fuente: Propia

4.4. Análisis Estático

METODO "A"

2.1 Excentricidad

$$e_x = L_x * 0.05$$

$$e_y = L_y * 0.05$$

Lx =	42.00	ex	2.100
Ly =	20.00	ey	1.000

2.2 Calculo periodo Ta

T = Ct(hn) ^¼		Ct =	0.0731
T =	0.7299 Ton	hn =	21.50
		Pisos	6.00
		H pisos	3.50

2.3 Cortante Basal

$$V_x = V_y = \frac{Z * I * C}{R_w} W \quad C = \frac{1.25 * S}{T^{2/3}}$$

Z	0.30	
I	1.25	
C	2.31	ok
W	3,857.95 Ton	
Rw	12.00	
S	1.50	

$$V_x = V_y = 278.85 \text{ Ton}$$

Si C es mayor que 2.75 entonces usaremos C=2.75

$$\frac{C}{R_w} \geq 0.075 \quad \text{ok}$$

2.4 Fuerza adicional Ft

Ft = 0.07*T*V	14.25 Ton	Se Considera
0.25*V	69.71	ok

2.5 Calculo de fuerzas sismicas

$$F = \frac{(V - Ft) W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}$$

$$(V - Ft) \quad 264.61 \text{ Ton} \quad 264,607.17 \text{ kg}$$

Nota. Calculado manualmente con ayuda del programa Excel.

4.5. Análisis Dinámico Inicial

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY
			kgf	kgf	kgf
Story1	EspectroX Max	Bottom	0.00	165,596.69	97.76
Story1	EspectroY Max	Bottom	0.00	97.76	164,479.99
Story1	SismoX	Bottom	0.00	(223,342.28)	(0.00)
Story1	SismoY	Bottom	(0.00)	(0.00)	(223,342.28)

Fuente: Propia

4.5.1 Revisión de escalamiento

Base Shear					
kgf					
<u>ESTATICO</u>					
Vx	223,342.28				
Vy	223,342.28				
<u>DINAMICO</u>					
			<u>METODO A</u>		
Vx	165,596.69		Vx	264,607.17	
Vy	164,479.99		Vy	264,607.17	
Verificacion Vdin>90%Vestatico			Verificacion Vdin>80%VMetodoA		
Vx	201,008.05	ESCALAR	Vx	211,685.74	ESCALAR
Vy	201,008.05	ESCALAR	Vy	211,685.74	ESCALAR
Escalamiento de Cortante:			Escalamiento de Cortante:		
Vx	1.21		Vx	1.28	
Vy	1.22		Vy	1.29	

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	Vx Escalar	Vy Escalar
			kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
Story6	EspectroX Max	Bottom	-	16,899.45	18.61	21,602.92	23.79
Story5	EspectroX Max	Bottom	-	67,888.62	54.43	86,783.45	69.58
Story4	EspectroX Max	Bottom	0.00	105,597.76	62.37	134,987.84	79.72
Story3	EspectroX Max	Bottom	0.00	134,827.69	68.64	172,353.07	87.74
Story2	EspectroX Max	Bottom	0.00	154,882.08	83.93	197,989.03	107.29
Story1	EspectroX Max	Bottom	0.00	165,596.69	97.76	211,685.74	124.97

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	Vx Escalar	Vy Escalar
			kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
Story6	EspectroY Max	Bottom	-	15.86	17,431.17	20.41	22,433.91
Story5	EspectroY Max	Bottom	-	49.76	68,212.76	64.04	87,789.82
Story4	EspectroY Max	Bottom	0.00	54.51	105,566.03	70.16	135,863.48
Story3	EspectroY Max	Bottom	0.00	61.52	134,634.44	79.17	173,274.52
Story2	EspectroY Max	Bottom	0.00	80.80	154,259.51	103.99	198,531.99
Story1	EspectroY Max	Bottom	0.00	97.76	164,479.99	125.81	211,685.74

Tabla de Escalamiento Sísmico.

Fuente: Propia.

4.5.2 Revisión de PDelta

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	0.03/Rw	Revisión	0.004*H	Revisión	Restriccion PΔ	Verificacion PΔ
Story6	EspectroY Max	Diaph D1 Y	0.0010	0.0010	1.0150	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story5	EspectroY Max	Diaph D1 Y	0.0012	0.0011	1.0240	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story4	EspectroY Max	Diaph D1 Y	0.0011	0.0010	1.0210	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story3	EspectroY Max	Diaph D1 Y	0.0012	0.0011	1.0250	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story2	EspectroY Max	Diaph D1 Y	0.0010	0.0010	1.0270	0.0025	Cumple	0.016	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story1	EspectroY Max	Diaph D1 Y	0.0007	0.0006	1.0360	0.0025	Cumple	0.016	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	0.03/Rw	Revisión	0.004*H	Revisión	Restriccion PΔ	Verificacion PΔ
Story6	EspectroX Max	Diaph D1 X	0.0009	0.0009	1.0430	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story5	EspectroX Max	Diaph D1 X	0.0011	0.0011	1.0110	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story4	EspectroX Max	Diaph D1 X	0.0010	0.0010	1.0080	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story3	EspectroX Max	Diaph D1 X	0.0011	0.0011	1.0240	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story2	EspectroX Max	Diaph D1 X	0.0010	0.0009	1.0360	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA
Story1	EspectroX Max	Diaph D1 X	0.0007	0.0007	1.0640	0.0025	Cumple	0.014	Cumple	0.00167	No considerar PDELTA

Tabla de revisión de PDelta.

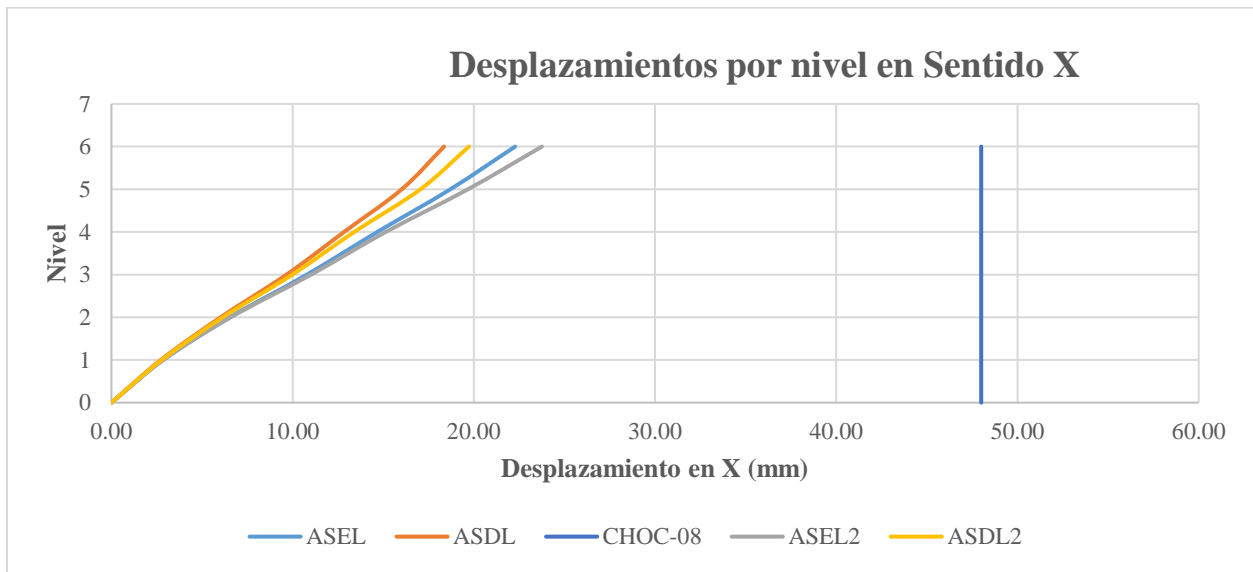
Fuente: Propia.

Tabla 8 Cuadro comparativo desplazamientos en X (mm).

Nivel	Desplazamiento en X (mm)						
	CHOC-08		ACI 318-14		Diferencia %		PERMITE
	ASEL	ASDL	ASEL2	ASDL2	ASEL	ASDL	CHOC-08
6	22.28	18.36	23.76	19.73	6.63%	7.49%	48.00
5	18.71	16.03	19.68	17.06	5.20%	6.42%	48.00
4	14.68	12.84	15.14	13.40	3.18%	4.37%	48.00
3	10.79	9.66	11.02	9.99	2.14%	3.33%	48.00
2	6.53	6.03	6.59	6.15	0.84%	2.06%	48.00
1	2.85	2.73	2.86	2.77	0.42%	1.76%	48.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00

Fuente: Propia

Ilustración 8 Grafico comparativo desplazamiento en X (mm).



Fuente: Propia

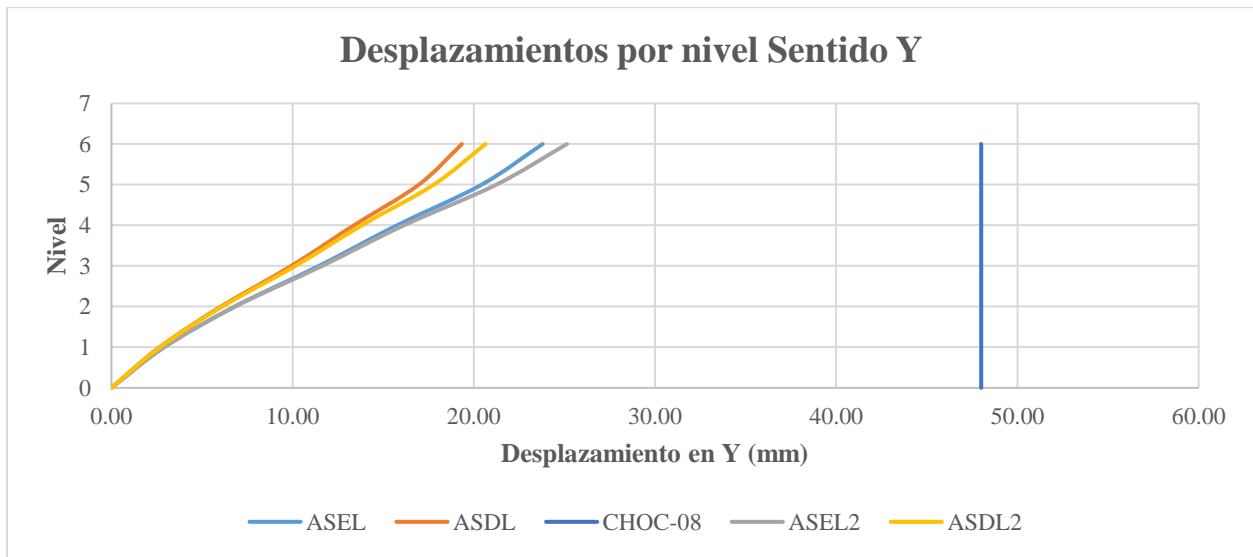
Según la tabla 7 se determina los niveles de desplazamientos sísmicos del edificio según los desplazamientos máximos en sentido X (mm). Los desplazamientos máximos se generaron en el nivel seis con valores según el método ASEL de 23.76 mm y el ASDL de 19.73 mm siendo valores permitidos según la norma de construcción evaluada.

Tabla 9 Cuadro comparativo desplazamientos en Y (mm).

Nivel	Desplazamiento en Y (mm)						
	CHOC-08		ACI 318-14		Diferencia %		PERMITE
	ASEL	ASDL	ASEL2	ASDL2	ASEL	ASDL	CHOC-08
6	23.80	19.35	25.14	20.65	5.65%	6.72%	48.00
5	20.43	16.97	21.25	17.79	3.97%	4.84%	48.00
4	15.76	13.39	16.14	13.82	2.41%	3.22%	48.00
3	11.45	9.93	11.63	10.15	1.55%	2.31%	48.00
2	6.80	6.05	6.84	6.12	0.49%	1.22%	48.00
1	2.91	2.66	2.91	2.68	0.17%	0.94%	48.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00

Fuente: Propia

Ilustración 9 Grafico comparativo desplazamiento en Y (mm).



Fuente: Propia.

Según la tabla 8 se determina los niveles de desplazamientos sísmicos del edificio según los desplazamientos máximos en sentido Y (mm). Los desplazamientos máximos se generaron en el nivel seis con valores según el método ASEL de 25.14 mm y el ASDL de 20.65 mm siendo valores permitidos según la norma de construcción evaluada.

4.6. Irregularidades

4.6.1. Masa

Al ser un edificio simétrico no hay ninguna irregularidad de masa, no se toma en cuenta el ultimo nivel ya que el área de esta es demasiado baja para castigar la estructura.

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y
		kg	Kg
Story6	D1	52815.23	52815.23
Story5	D1	196400.95	196400.95
Story4	D1	211942.4	211942.4
Story3	D1	212158.65	212158.65
Story2	D1	211389.76	211389.76
Story1	D1	214400.43	214400.43

4.6.2. Irregularidad Geométrica Vertical

Al ser un edificio simétrico cumplimos con lo solicitado en la norma 1.3.4.8.3 (b).

4.6.3. Discontinuidad en el plano de un elemento vertical del sistema resistente.

El edificio no tiene discontinuidad en ninguna columna por lo cual se cumple con la norma 1.3.5.7.

4.6.4. Discontinuidad de capacidad, piso débil.

El edificio tiene la misma distribución de elementos sismo resistente por lo que no tiene discontinuidad en su capacidad resistente.

4.7. Irregularidades Estructurales en planta.

4.7.1. Irregularidad torsional

Al momento de realizar la modificación del Mass Source con una excentricidad de 0.05 la comprobación de esta irregularidad va incluida en el diseño.

4.7.2. Entrantes o salientes

El edificio no cuenta con salientes, por lo cual cumple con la norma.

4.7.3. Discontinuidad de diafragma

El edificio no cuenta con ninguna discontinuidad de diafragmas, por lo cual cumple con la norma.

4.7.4. Desalineamiento fuera del plano

El edificio no cuenta con ningún desalineamiento fuera de plano, por lo cual cumple con la norma.

4.7.5. Sistemas no paralelos

El edificio no cuenta con columnas fuera de ejes y en sentido triangular los cuales también están siendo considerados en el diseño sísmico.

4.8. Análisis financiero

En esta sección se realiza un análisis financiero en la construcción de los elementos estructurales principales del modelo diseñado en el programa computacional ETAB-16 en base a la norma hondureña CHOC-08 y el ACI 318-14.

4.8.1. Análisis financiero al modelo estructural según CHOC-08

Se realizó el análisis estructural sismorresistente del edificio de seis niveles en ETABS-16, siguiendo los parámetros técnicos de la norma hondureña CHOC-08, según los resultados se verifico que las secciones, área de acero y armado fueran los correctos para realizar una ficha de costos de los principales elementos estructurales presentados en la siguiente tabla:

Tabla 10. Tabla de costos según el diseño con el CHOC-08, 2021.

TABLA DE COSTOS SEGÚN DISEÑO EN EL CHOC-08					
TIPO DE ELEMENTO	SECCION	PIEZAS	LONGITUD TOTAL (Mts)	LPS / MTSL	COSTO TOTAL
VIGA	70X35 CM	23.00	86.00	L 2,255.23	L 193,950.01
VIGA	50X30 CM	189.00	916.00	L 1,571.04	L 1,439,068.98
VIGA	50X25 CM	196.00	992.00	L 1,529.21	L 1,516,974.05
VIGA	40X25 CM	37.00	204.00	L 1,364.43	L 278,344.63
VIGA	60X30 CM	2.00	4.00	L 1,814.01	L 7,256.06
COLUMNA	45X45 CM	108.00	402.00	L 2,503.25	L 1,006,307.10
COLUMNA	40X40 CM	92.00	322.00	L 2,232.87	L 718,984.30
COLUMNA	30X30 CM	60.00	210.00	L 1,666.53	L 349,971.50
LOSA (MTS2)	E= 15 CM	6.00	5040.00	L 1,695.79	L 8,546,764.86
TOTAL EN LEMPIRAS.....					L 14,057,621.47

Fuente: Propia.

Los datos presentados se recolecto del informe formulado del análisis realizado por programa computacional ETABS-16. Se realizó un análisis de costos según los principales elementos estructurales dando como resultado que para la construcción siguiendo los parámetros del CHOC-08 tendríamos un costo de catorce millones cincuenta siete mil seis ciento veinte un lempira, incluye el costo por mano de obra, se adjunta en los anexos la ficha de costo realizada para cada elemento. Se consideraron valores correspondientes a la base de precios provista por una empresa privada.

4.8.2. Análisis financiero al modelo estructural según ACI 318-14

Se realizó el análisis estructural sismorresistente del edificio de seis niveles en ETABS-16, siguiendo los parámetros técnicos según el código del instituto americano del concreto, según los resultados se verifico que las secciones, área de acero y armado fueran los correctos para realizar una ficha de costos de los principales elementos estructurales presentados en la siguiente tabla:

Tabla 11. Tabla de costos según el diseño con el ACI 318-14, 2021.

TABLA DE COSTOS SEGÚN DISEÑO EN EL ACI 318-14						
TIPO DE ELEMENTO	SECCION	PIEZAS	LONGITUD TOTAL (mts)	LPS / MTSL	COSTO TOTAL	
VIGA	70X35 CM	23.00	86.00	L 2,192.77	L	188,578.32
VIGA	50X30 CM	189.00	916.00	L 1,571.04	L	1,439,068.98
VIGA	50X25 CM	196.00	992.00	L 1,529.21	L	1,516,974.05
VIGA	40X25 CM	37.00	204.00	L 1,301.97	L	265,602.49
VIGA	60X30 CM	2.00	4.00	L 1,814.01	L	7,256.06
COLUMNA	45X45 CM	96.00	360.00	L 2,421.15	L	871,613.52
COLUMNA	40X40 CM	96.00	336.00	L 2,150.77	L	722,657.94
COLUMNA	30X30 CM	68.00	238.00	L 1,539.17	L	366,323.49
LOSA (MTS2)	E= 15 CM	6.00	5040.00	L 1,544.04	L	7,781,981.87
TOTAL EN LEMPIRAS.....						L 13,160,056.72

Fuente: Propia.

Se realizó un análisis de costos según los principales elementos estructurales dando como resultado que para la construcción siguiendo los parámetros del ACI 318-14 tendríamos un costo de trece millones ciento sesenta mil con cincuenta seis lempiras, incluye el costo por mano de obra, se adjunta en los anexos la ficha de costo realizada para cada elemento. Se consideró valores reales presente a fecha que se realizó esta investigación.

4.8.3. Análisis comparativo de costos entre el CHOC-08 y el ACI 318-14

En esta sección se hará una comparación de costos para la construcción de los principales elementos estructurales del modelo sismorresistente realizado en el programa ETABS-16. Los elementos estructurales principales están descritos de la siguiente manera: Viga 1 con sección de 70cm x35cm, Viga 2 (50cm x30cm), Viga 3 (50cm x25cm), Viga 4 (40cm x25cm), Viga 5 (60cm x30cm), Columna 1 (45cm x45cm), Columna 2 (40cm x40cm), Columna 3 (30cm x30cm), y una losa monolítica en dos direcciones de un espesor de 15 cm. La siguiente tabla presenta los valores totales en lempiras de los diferentes elementos estructurales según la norma descrita:

Tabla 12. Tabla comparativa de costos según el modelo diseñado, 2021.

TABLA GENERAL COMPARATIVA DE COSTOS				
TIPO DE ELEMENTO	SECCION	COSTO SEGÚN CHOC-08	COSTO SEGÚN ACI318	COSTO TOTAL
VIGA	70X35 CM	L 193,950.01	L 188,578.32	L 5,371.68
VIGA	50X30 CM	L 1,439,068.98	L 1,439,068.98	L -
VIGA	50X25 CM	L 1,516,974.05	L 1,516,974.05	L -
VIGA	40X25 CM	L 278,344.63	L 265,602.49	L 12,742.14
VIGA	60X30 CM	L 7,256.06	L 7,256.06	L -
COLUMNA	45X45 CM	L 1,006,307.10	L 871,613.52	L 134,693.57
COLUMNA	40X40 CM	L 718,984.30	L 722,657.94	-L 3,673.64
COLUMNA	30X30 CM	L 349,971.50	L 366,323.49	-L 16,351.99
LOSA (MTS2)	E= 15 CM	L 8,546,764.86	L 7,781,981.87	L 764,782.98
TOTAL EN LEMPIRAS.....				L 897,564.74

Fuente: Propia.

Los materiales que se tomaron en consideración para realizar la ficha de costo son los siguientes: precio del m3 concreto premezclado, varillas, alambre de amarre, pie de madera para refuerzo, clavos, curador de concreto, allanado, corte de juntas, vibrados de concreto, Acelerante de concreto, sistema de encofrado para losas, vigas, columnas, bomba impulsadora, mano de obra de fundido, mano de obra de armado de acero, mano de obra de encofrado. Se adjunta en anexo las fichas de costos utilizadas.

CAPITULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación, se presentan las conclusiones obtenidas a partir de los resultados y análisis obtenidos de esta investigación. Además, se presentan las recomendaciones para continuar con estudios tomando de base esta tesis.

5.1. Conclusiones

Con base en los valores de las pruebas estandarizadas basadas en los datos recolectados hasta el momento, en los experimentos se concluye que no hay diferencia estadística significativa a los niveles de significancia del 1% entre los desplazamientos y fuerzas internas calculadas con cada método.

El análisis ingenieril de los resultados del análisis de datos es el esperado para un edificio regular como el usado en el diseño y usando la información obtenida comparándola con los valores de desplazamiento permitidos en el CHOC-08 damos por aceptada la hipótesis nula.

Se determinó el nivel de desplazamientos sísmico del edificio según los desplazamientos máximos obtenidos que se muestran en la tabla 7 y 8, el método de Análisis Estático Lineal con un valor de 22.28 mm en el nivel 6 en sentido X y 23.80 mm en sentido Y, Comparando con el método de análisis dinámico lineal con un valor de 19.73 mm en el nivel 6 en sentido X y 20.65 mm en sentido Y; por tanto, concluimos que el método de análisis estático lineal le genero mayor demanda sísmica a la estructura siendo más preciso en el comportamiento de desplazamiento de la estructura, afectando directamente al diseño.

Se determinó que el resultado que presenta la tabla comparativa de costos para la construcción de los elementos estructurales principales del modelo estructural sismorresistente realizado en el programa computacional ETABS-16, la norma que presenta mayor eficiencia en el diseño acompañado con menor costo monetario en su construcción es el código del instituto americano de concreto que presenta una diferencia de 897,564.74 lempiras en comparación con el código hondureño de la construcción, equivalente a un 6.38% menos de costos en la construcción.

5.2. Recomendaciones

El diseño estructural busca proporcionar una adecuada rigidez, resistencia y ductilidad a la edificación sin perjudicar la funcionalidad de los ambientes. En el mismo sentido se deberá prever los pasos de las instalaciones sanitarias y eléctricas de modo tal que no perjudiquen el desempeño de la estructura.

El pre-dimensionamiento de los elementos estructurales debe considerar la rigidez lateral que se le proporcionara a la estructura en su conjunto ya que muchas veces los elementos son más exigidos por las cargas eventuales (sísmicas) que por las cargas permanentes.

Es importante que el diseñador tenga experiencia en procesos constructivos. Se recomienda que participe durante su vida profesional en la construcción de edificaciones. Lo cual permite tener diseños acordes con la realidad, estructuras eficientes, económicas y fácilmente ejecutables.

CAPITULO 6. APLICABILIDAD

6.1 Proyecto de investigación

El proyecto con nombre análisis comparativo del diseño sismorresistente de un edificio de seis niveles de concreto armado representa un comparativo de diseño y de costo referencial identificando sobre que norma tiene mayor impacto financiero en las construcciones del país.

6.2 Justificación

La estructuración que presenta la edificación, es la más adecuada, ello se ve reflejado al comprobar las irregularidades estructurales, tanto en planta como en altura, y la carencia de estas nos determina un mejor comportamiento estructural frente a un sismo.

El diseño estructural realizado con el método análisis estático y el análisis dinámico garantiza un mejor resultado, logrando tener las secciones optimas, regulando la capacidad de soportar los esfuerzos requeridos, como regulando a la vez el sobre costo, que una estructura sobredimensionada puede alcanzar. Con base en los valores de pruebas basadas en los datos sintéticos generados en los experimentos no hay una diferencia estadística significativa entre los desplazamientos y fuerzas internas calculadas con cada método.

6.3 Alcance del presente proyecto

Este proyecto entrega un guía con criterios y procedimientos para el diseño estructural sismorresistente de un edificio de seis niveles de hormigón armado en la ciudad de San Pedro Sula, con el fin de comparar y evaluar los aspectos metodológicos del análisis estructural y financiero en base a la norma hondureña CHOC-08 y al ACI 318-14, esto incluye:

En primer lugar, realizar un diseño sismorresistente en hormigón armado de un edificio de seis niveles en el programa computacional ETABS-16.

En segundo lugar, realizar un análisis comparativo técnico y económico del modelo estructural sismorresistente con las normas CHOC-08 y ACI 318-14.

Por último, encontrar diferencias en los costos de construcción de la estructura propuesta.

Con todo esto se estaría completando los objetivos del proyecto, que podrá usar los resultados para el diseño sismorresistente de una estructura.

6.4 Análisis de costos

En esta sección se hará una comparación de costos para la construcción de los principales elementos estructurales del modelo sismorresistente realizado en el programa ETABS-16.

Tabla 13. Tabla comparativa de costos según el código de construcción, 2021.

TABLA GENERAL COMPARATIVA DE COSTOS				
TIPO DE ELEMENTO	SECCION	COSTO SEGÚN CHOC-08	COSTO SEGÚN ACI318	COSTO TOTAL
VIGA	70X35 CM	L 193,950.01	L 188,578.32	L 5,371.68
VIGA	50X30 CM	L 1,439,068.98	L 1,439,068.98	L -
VIGA	50X25 CM	L 1,516,974.05	L 1,516,974.05	L -
VIGA	40X25 CM	L 278,344.63	L 265,602.49	L 12,742.14
VIGA	60X30 CM	L 7,256.06	L 7,256.06	L -
COLUMNA	45X45 CM	L 1,006,307.10	L 871,613.52	L 134,693.57
COLUMNA	40X40 CM	L 718,984.30	L 722,657.94	-L 3,673.64
COLUMNA	30X30 CM	L 349,971.50	L 366,323.49	-L 16,351.99
LOSA (MTS2)	E= 15 CM	L 8,546,764.86	L 7,781,981.87	L 764,782.98
TOTAL EN LEMPIRAS.....				L 897,564.74

Fuente: Propia.

El resultado que presenta la tabla comparativa de costos para la construcción de los elementos estructurales principales del modelo estructural sismorresistente realizado en el programa computacional ETABS-16, la norma que presenta mayor eficiencia en el diseño acompañado con menor costo monetario en su construcción es el código del instituto americano de concreto que presenta una diferencia de 897,564.74 lempiras en comparación con el código hondureño de la construcción.

REFERENCIAS

- Código hondureño de construcción*: (s. f.). Recuperado 4 de junio de 2021, de <https://glifos.unitec.edu/library/index.php?title=158525&lang=es%20%20&query=@title=Special:GSMSearchPage@process=@titulo=codigo%20hondure%C3%B1os%20de%20construccion@autor=@keywords=@material=@idioma=@sortby=sorttitle@mode=&recnum=3&mode=advanced>
- Department of homeland security & federal emergency management agency. (2005). *fema 440 improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*.
- Luna, j., & dubon, r. (2020). *desempeño sísmico edificio 3 niveles estructura metálica*.
- Mendez, k., & diaz, o. (2019). *diseño estructural sísmo-resistente de un edificio de cuatro niveles en concreto armado*.
- Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (Aci-318-14)*. (s. f.). Recuperado 4 de junio de 2021, de <https://glifos.unitec.edu/library/index.php?title=153417&lang=es%20%20&query=@title=Special:GSMSearchPage@process=@titulo=ACI%20318@autor=@keywords=@material=@idioma=@sortby=sorttitle@mode=&recnum=3&mode=advanced>
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. <https://glifos.unitec.edu/library/index.php?title=11428&lang=%20%20&query=@title=Special:GSMSearchPage@process=@field1=fulltext@value1=dise%C3%B1o%20de%20estructuras%20de%20concreto@biblioteca=global@mode=advanced&recnum=32&mode=advanced>
- Volcano -discovery. (2021). *Terremotos Hoy: Últimos sismos, Honduras últimos 30 días—Lista completa y mapa interactivo / VolcanoDiscovery*. <https://www.volcanodiscovery.com/es/earthquakes/honduras.html>

ANEXOS

Hoja de cálculo de cargas gravitacionales

A continuación, se muestra los cálculos realizados para obtener los valores de las cargas gravitacionales usadas en los análisis.

CARGAS GRAVITACIONALES

Carga muerta de entepiso

Peso de losa + lamina acero	240.00 Kg/m ²
Superimpuesta	125.00 Kg/m ²
Carga Muerta Total	365.00 Kg/m²
	0.37 Ton/m²

Carga viva	200.00 Kg/m ²
	0.20 Ton/m²

Tabla 1.1.4-1 CHOC-08

PROYECTO : ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO SISMORESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES DE HORMIGON ARMADO.
UBICACIÓN : SAN PEDRO SULA, HONDURAS
ANALISIS ESTRUCTURAL: ING. CRISTHIAN MIGUEL MEJIA OCAMPO,
ING. JONATHAN ALI GONZALES MARTINEZ
FECHA : 18 06 2021

De CHOC-08, Sección 1.3, DISEÑO POR SISMO

Cortante basal de diseño $V = (ZIC/R_w) * W$ Ecuación (1.3.5-1) pag. 1-28

Coefficiente Numérico $C = 1.25 S/T^{(2/3)} \leq 2.75$ Ecuación (1.3.5-2) pag. 1-28

Factor de zona sísmica

*Según estudio geotécnico el factor de zona sísmica es:

Z **0.30**

Coeficiente del suelo

*Según estudio geotécnico el coeficiente de suelo es:

Tipo suelo S3
S 1.50

De tabla 1.3.4-3 Categoría de ocupación y factores de importancia pag. CHOC 1-23

3. Estructuras de ocupación especial

I 1.25

De tabla 1.3.4-6: Coeficiente R_w para sistemas estructurales pag. CHOC 1-25

R_w 12 3. Sistema de marco rígido:
1. Marcos rígidos común (MRC)
a) Concreto

Período de la estructura

Método A: $T=Ct*hn^{(3/4)}$ Ecuación (1.3.5-3) pag. CHOC 1-28

Ct 0.0731
hn 21.50 m

*Ct= Marcos rígidos de concreto
*hn= Altura total de la estructura

$T_x = T_y = 0.7299$ Seg

< 0.73 seg -----> $F_t=0$

C = 2.31 < 2.75 OK Revisar si cumple $C/R_w \geq 0.075$

$C/R_w = 0.19$ Ok cumple

Por tanto: C = 2.31

Coeficiente Sismico = 0.0723

Peso sísmico W según Generalidades 1.3.5.1 pag. 1-28 CHOC-08

Cargas consideradas para el calculo del peso sísmico:

- 1) Peso propio de la estructura
- 2) Peso de losa de entrepiso + superimpuesta
- 3) Peso de paredes
- 4) Peso techo
- 5) Facia perimetral y canal metálico
- 6) Gradadas de acceso de concreto
- 7) 25% de carga viva

ANEXO2. HOJA DE CÁLCULO DE FICHAS DE COSTO (SEGÚN ACI).

A continuación, se muestra los cálculos realizados para obtener los costos reales de los elementos estructurales según él la norma ejecutada en el STAAD2016.

COLUMNAS FUNDIDAS CON CONCRETO EN SITIO						
NOMBRE DEL ELEMENTO: COLUMNAS 45X45 CM						
CARACTERISTICAS		UNID.	CANT.			
BASE DE LA SECCION		Mt.	0.45			
ALTURA DE LA SECCION		Mt.	0.45			
LONG. DEL ELEMENTO		Mt.	1.00			
CANT.DE VAR.EN SECC.		c/u	9.00			
DIAM.DE VAR.EN SECC.		1/8's	6.00			
ESPACIO ENTRE ESTR.		Mt.	0.20			
DIAM.DE VAR.EN ESTR.		1/8's	3.00			
CONCRETO PSI		M3	4000	SITIO		
M.O. POR M3		Mt.	180.00			
-		-	-	-		
FASE TAR						
	MATERIALES		UNID.	CANT.	C.U.	TOTAL
MATERIAL	CONCRETO PSI	4000	M3	0.21	3,492.99	721.48
MATERIAL	VARILLA vig #	6	LANCE	1.15	550.00	632.50
MATERIAL	VARILLA est #	3	LANCE	1.05	170.00	178.50
MATERIAL	ALAMBRE		Lb.	0.58	22.00	12.75
MATERIAL	MADERA		P.T.	3.80	25.00	95.02
MATERIAL	CLAVOS		Lb.	0.40	23.00	9.20
MATERIAL	CURADO DE CONCRETO		BARRIL	0.002	5,637.61	12.30
EQUIPO	VIBRADOR		M3	0.207	25.00	5.16
EQUIPO	SISTEMA DE ENCOFRADO COLUMNA		M2	1.800	250.00	450.00
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE FUNDIDO		M3	0.20	180.00	36.45
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA ACERO		KG	28.42	4.00	113.70
MANO DE OBRA	TRANSPORTE VARILLA		LANCES	2.20	1.00	2.20
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE ENCOFRADO		M2	1.80	130.00	234.00
			COSTO TOTAL			2,503.25
			COSTO/M3			12,361.74
			COSTO UNITARIO M.L			2,503.25

NOMBRE DEL ELEMENTO: COLUMNAS 40X40 CMS						
CARACTERISTICAS		UNID.	CANT.			
BASE DE LA SECCION		Mt.	0.40			
ALTURA DE LA SECCION		Mt.	0.40			
LONG. DEL ELEMENTO		Mt.	1.00			
CANT.DE VAR.EN SECC.		c/u	9.00			
DIAM.DE VAR.EN SECC.		1/8's	6.00			
ESPACIO ENTRE ESTR.		Mt.	0.20			
DIAM.DE VAR.EN ESTR.		1/8's	3.00			
CONCRETO PSI		M3	4000	SITIO		
M.O. POR M3		Mt.	180.00			
-		-	-	-	-	
FASE TAR						
MATERIALES		UNID.	CANT.	C.U.	TOTAL	
MATERIAL	CONCRETO PSI	4000	M3	0.16	3,492.99	570.06
MATERIAL	VARILLA vig #	6	LANCE	1.15	550.00	632.50
MATERIAL	VARILLA est #	3	LANCE	0.93	170.00	158.67
MATERIAL	ALAMBRE		Lb.	0.58	22.00	12.75
MATERIAL	MADERA		P.T.	3.38	25.00	84.46
MATERIAL	CLAVOS		Lb.	0.40	23.00	9.20
MATERIAL	CURADO DE CONCRETO		BARRIL	0.002	5,637.61	10.93
EQUIPO	VIBRADOR		M3	0.163	25.00	4.08
EQUIPO	SISTEMA DE ENCOFRADO COLUMNAS		M2	1.600	250.00	400.00
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE FUNDIDO		M3	0.16	180.00	28.80
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA ACERO		KG	27.84	4.00	111.35
MANO DE OBRA	TRANSPORTE VARILLA		LANCES	2.08	1.00	2.08
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE ENCOFRADO		M2	1.60	130.00	208.00
						-
			COSTO TOTAL			2,232.87
			COSTO/M3			13,955.44
			COSTO UNITARIO M.L			2,232.87

NOMBRE DEL ELEMENTO: COLUMNAS 30X30 CMS						
CARACTERISTICAS		UNID.	CANT.			
BASE DE LA SECCION		Mt.	0.30			
ALTURA DE LA SECCION		Mt.	0.30			
LONG. DEL ELEMENTO		Mt.	1.00			
CANT.DE VAR.EN SECC.		c/u	8.00			
DIAM.DE VAR.EN SECC.		1/8's	6.00			
ESPACIO ENTRE ESTR.		Mt.	0.20			
DIAM.DE VAR.EN ESTR.		1/8's	3.00			
CONCRETO PSI		M3	4000	SITIO		
M.O. POR M3		Mt.	180.00			
-		-	-	-	-	
FASE TAR						
MATERIALES		UNID.	CANT.	C.U.	TOTAL	
MATERIAL	CONCRETO PSI	4000	M3	0.09	3,492.99	320.66
MATERIAL	VARILLA vig #	6	LANCE	1.02	550.00	562.22
MATERIAL	VARILLA est #	3	LANCE	0.70	170.00	119.00
MATERIAL	ALAMBRE		Lb.	0.52	22.00	11.33
MATERIAL	MADERA		P.T.	2.53	25.00	63.35
MATERIAL	CLAVOS		Lb.	0.40	23.00	9.20
MATERIAL	CURADO DE CONCRETO		BARRIL	0.001	5,637.61	8.20
EQUIPO	VIBRADOR		M3	0.092	25.00	2.30
EQUIPO	SISTEMA DE ENCOFRADO COLUMNA		M2	1.200	250.00	300.00
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE FUNDIDO		M3	0.09	180.00	16.20
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA ACERO		KG	24.09	4.00	96.36
MANO DE OBRA	TRANSPORTE VARILLA		LANCES	1.72	1.00	1.72
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE ENCOFRADO		M2	1.20	130.00	156.00
						-
			COSTO TOTAL			1,666.53
			COSTO/M3			18,517.01
			COSTO UNITARIO M.L			1,666.53

NOMBRE DEL ELEMENTO: VIGA DE ENTREPISO 70X35 CMS						
CARACTERISTICAS		UNID.	CANT.			
BASE DE LA SECCION		Mt.	0.35			
ALTURA DE LA SECCION		Mt.	0.70			
ESPESOR DE LOSA		Mt.	0.15			
LONG. DEL ELEMENTO		Mt.	1.00			
CANT.DE VAR.EN SECC.		c/u	8.00			
DIAM.DE VAR.EN SECC.		1/8's	5.00			
ESPACIO ENTRE ESTR.		Mt.	0.15			
DIAM.DE VAR.EN ESTR.		1/8's	3.00			
CONCRETO PREMEZCLADO		M3	4000			
M.O. POR M3		M3	100.00			
FASE TAR	MATERIALES	UNID.	CANT.	C.U.	TOTAL	
FUNDICION	CONCRETO PSI	4000	M3	0.252	2,760.00	696.49
ARMADO	VARILLA vig #	5	LANCE	0.95	450.00	428.00
ARMADO	VARILLA est #	3	LANCE	1.66	170.00	282.96
ARMADO	ALAMBRE		Lb.	0.80	22.00	17.60
ENCOFRADO	MADERA		P.T.	4.22	25.00	105.58
ENCOFRADO	CLAVOS		Lb.	0.25	23.00	5.69
FUNDICION	CURADOR DE CONCRETO		BARRIL	0.003	5,637.61	14.65
EQUIPO	VIBRADOR		M3	0.252	25.00	6.31
EQUIPO	SISTEMA DE ENCOFRADO DE VIGAS		ML	1.000	250.00	250.00
EQUIPO	BOMBA IMPULSADORA DE CONCRE		M3	0.252	175.00	44.16
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE FUNDIDO		M3	0.25	100.00	24.50
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA ACERO		KG	21.67	4.00	86.70
MANO DE OBRA	TRANSPORTE VARILLA		LANC E	2.62	1.00	2.62
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE ENCOFRADO		M2	1.45	200.00	290.00
			COSTO TOTAL			2,255.23
			COSTO/M3			8,936.92
			COSTO UNITARIO			2,255.23

NOMBRE DEL ELEMENTO: VIGA DE ENTREPISO 50X25 CMS						
CARACTERISTICAS		UNID.	CANT.			
BASE DE LA SECCION		Mt.	0.25			
ALTURA DE LA SECCION		Mt.	0.50			
ESPESOR DE LOSA		Mt.	0.15			
LONG. DEL ELEMENTO		Mt.	1.00			
CANT.DE VAR.EN SECC.		c/u	6.00			
DIAM.DE VAR.EN SECC.		1/8's	5.00			
ESPACIO ENTRE ESTR.		Mt.	0.15			
DIAM.DE VAR.EN ESTR.		1/8's	3.00			
CONCRETO PREMEZCLADO		M3	4000			
M.O. POR M3		M3	100.00			
FASE TAR	MATERIALES	UNID.	CANT.	C.U.	TOTAL	
FUNDICION	CONCRETO PSI	4000	M3	0.129	2,760.00	355.35
ARMADO	VARILLA vig #	5	LANCE	0.71	450.00	321.00
ARMADO	VARILLA est #	3	LANCE	1.19	170.00	202.11
ARMADO	ALAMBRE		Lb.	0.60	22.00	13.20
ENCOFRADO	MADERA		P.T.	3.10	25.00	77.42
ENCOFRADO	CLAVOS		Lb.	0.25	23.00	5.69
FUNDICION	CURADOR DE CONCRETO		BARRIL	0.002	5,637.61	10.46
EQUIPO	VIBRADOR		M3	0.129	25.00	3.22
EQUIPO	SISTEMA DE ENCOFRADO DE VIGAS		ML	1.000	250.00	250.00
EQUIPO	BOMBA IMPULSADORA DE CONCRE		M3	0.129	175.00	22.53
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE FUNDIDO		M3	0.13	100.00	12.50
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA ACERO		KG	15.96	4.00	63.82
MANO DE OBRA	TRANSPORTE VARILLA		LANC E	1.90	1.00	1.90
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE ENCOFRADO		M2	0.95	200.00	190.00
			COSTO TOTAL			1,529.21
			COSTO/M3			11,877.34
			COSTO UNITARIO			1,529.21

NOMBRE DEL ELEMENTO: VIGA DE ENTREPISO 50X30 CMS						
CARACTERISTICAS		UNID.	CANT.			
BASE DE LA SECCION		Mt.	0.30			
ALTURA DE LA SECCION		Mt.	0.50			
ESPESOR DE LOSA		Mt.	0.15			
LONG. DEL ELEMENTO		Mt.	1.00			
CANT.DE VAR.EN SECC.		c/u	5.00			
DIAM.DE VAR.EN SECC.		1/8's	5.00			
ESPACIO ENTRE ESTR.		Mt.	0.15			
DIAM.DE VAR.EN ESTR.		1/8's	3.00			
CONCRETO PREMEZCLADO		M3	4000			
M.O. POR M3		M3	100.00			
FASE TAR	MATERIALES	UNID.	CANT.	C.U.	TOTAL	
FUNDICION	CONCRETO PSI	4000	M3	0.155	2,760.00	426.42
ARMADO	VARILLA vig #	5	LANCE	0.59	450.00	267.50
ARMADO	VARILLA est #	3	LANCE	1.27	170.00	215.59
ARMADO	ALAMBRE		Lb.	0.50	22.00	11.00
ENCOFRADO	MADERA		P.T.	3.10	25.00	77.42
ENCOFRADO	CLAVOS		Lb.	0.25	23.00	5.69
FUNDICION	CURADOR DE CONCRETO		BARRIL	0.002	5,637.61	10.88
EQUIPO	VIBRADOR		M3	0.155	25.00	3.86
EQUIPO	SISTEMA DE ENCOFRADO DE VIGAS ML			1.000	250.00	250.00
EQUIPO	BOMBA IMPULSADORA DE CONCRETO		M3	0.155	175.00	27.04
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE FUNDIDO		M3	0.15	100.00	15.00
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA ACERO		KG	14.69	4.00	58.78
MANO DE OBRA	TRANSPORTE VARILLA		LANC E	1.86	1.00	1.86
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE ENCOFRADO		M2	1.00	200.00	200.00
			COSTO TOTAL			1,571.04
			COSTO/M3			10,168.52
			COSTO UNITARIO			1,571.04

NOMBRE DEL ELEMENTO: VIGA DE ENTREPISO 40X25 CMS						
CARACTERISTICAS		UNID.	CANT.			
BASE DE LA SECCION		Mt.	0.25			
ALTURA DE LA SECCION		Mt.	0.40			
ESPESOR DE LOSA		Mt.	0.15			
LONG. DEL ELEMENTO		Mt.	1.00			
CANT.DE VAR.EN SECC.		c/u	6.00			
DIAM.DE VAR.EN SECC.		1/8's	5.00			
ESPACIO ENTRE ESTR.		Mt.	0.15			
DIAM.DE VAR.EN ESTR.		1/8's	3.00			
CONCRETO PREMEZCLADO		M3	4000			
M.O. POR M3		M3	100.00			
FASE TAR	MATERIALES	UNID.	CANT.	C.U.	TOTAL	
FUNDICION	CONCRETO PSI	4000	M3	0.103	2,760.00	284.28
ARMADO	VARILLA vig #	5	LANCE	0.71	450.00	321.00
ARMADO	VARILLA est #	3	LANCE	1.03	170.00	175.16
ARMADO	ALAMBRE		Lb.	0.60	22.00	13.20
ENCOFRADO	MADERA		P.T.	2.53	25.00	63.35
ENCOFRADO	CLAVOS		Lb.	0.25	23.00	5.69
FUNDICION	CURADOR DE CONCRETO		BARRIL	0.002	5,637.61	8.79
EQUIPO	VIBRADOR		M3	0.103	25.00	2.58
EQUIPO	SISTEMA DE ENCOFRADO DE VIGAS ML			1.000	250.00	250.00
EQUIPO	BOMBA IMPULSADORA DE CONCRETO		M3	0.103	175.00	18.03
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE FUNDIDO		M3	0.10	100.00	10.00
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA ACERO		KG	15.16	4.00	60.63
MANO DE OBRA	TRANSPORTE VARILLA		LANC E	1.74	1.00	1.74
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE ENCOFRADO		M2	0.75	200.00	150.00
			COSTO TOTAL			1,364.43
			COSTO/M3			13,246.94
			COSTO UNITARIO			1,364.43

NOMBRE DEL ELEMENTO: VIGA DE ENTREPISO 60X30 CMS						
CARACTERISTICAS		UNID.	CANT.			
BASE DE LA SECCION		Mt.	0.30			
ALTURA DE LA SECCION		Mt.	0.60			
ESPESOR DE LOSA		Mt.	0.15			
LONG. DEL ELEMENTO		Mt.	1.00			
CANT.DE VAR.EN SECC.		c/u	6.00			
DIAM.DE VAR.EN SECC.		1/8's	5.00			
ESPACIO ENTRE ESTR.		Mt.	0.15			
DIAM.DE VAR.EN ESTR.		1/8's	3.00			
CONCRETO PREMEZCLADO		M3	4000			
M.O. POR M3		M3	100.00			
FASE TAR	MATERIALES	UNID.	CANT.	C.U.	TOTAL	
FUNDICION	CONCRETO PSI	4000	M3	0.185	2,760.00	511.70
ARMADO	VARILLA vig #	5	LANCE	0.71	450.00	321.00
ARMADO	VARILLA est #	3	LANCE	1.43	170.00	242.53
ARMADO	ALAMBRE		Lb.	0.60	22.00	13.20
ENCOFRADO	MADERA		P.T.	3.66	25.00	91.50
ENCOFRADO	CLAVOS		Lb.	0.25	23.00	5.69
FUNDICION	CURADOR DE CONCRETO		BARRIL	0.002	5,637.61	12.56
EQUIPO	VIBRADOR		M3	0.185	25.00	4.64
EQUIPO	SISTEMA DE ENCOFRADO DE VIGAS ML			1.000	250.00	250.00
EQUIPO	BOMBA IMPULSADORA DE CONCRETO		M3	0.185	175.00	32.45
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE FUNDIDO		M3	0.18	100.00	18.00
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA ACERO		KG	17.15	4.00	68.62
MANO DE OBRA	TRANSPORTE VARILLA		LANC E	2.14	1.00	2.14
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE ENCOFRADO		M2	1.20	200.00	240.00
COSTO TOTAL						1,814.01
COSTO/M3						9,784.33
COSTO UNITARIO						1,814.01

LOSA DE ENTREPISO E=15CMS						
		AREA=	840.00	M2		
		LARGO=	42.00	M.		
		ANCHO=	20.00	M.		
		ESPESOR=	0.15	M.		
		TIPO VARILLA	4			
		ARMADO L	0.20			
		TIPO VARILLA	4			
		ARMADO T	0.20			
		TIPO CONCRETO	4000			
FASE TAR	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL	
MATERIAL	CONCRETO	4000	M3	129.780	2,760.00	358,192.80
MATERIAL	VARILLA @ H. #	4	LANCE	998.667	270.00	269,640.00
MATERIAL	VARILLA @ V. #	4	LANCE	998.667	270.00	269,640.00
MATERIAL	ALAMBRE DE AMARRE		LIBRA	1,260.000	10.83	13,649.58
MATERIAL	MADERA RUSTICA		P.T.	210.000	14.81	3,110.52
MATERIAL	CLAVOS		LIBRA	84.000	11.50	966.00
MATERIAL	SELLO DE JUNTAS		M2	840.000	39.00	32,760.00
MATERIAL	CURADO DE PISO		M2	840.000	7.00	5,880.00
EQUIPO	ALLANADO		M2	840.000	21.00	17,640.00
EQUIPO	CORTE DE JUNTAS		M2	840.000	25.00	21,000.00
EQUIPO	VIBRADOR DE CONCRETO ELECTRIC		M3	129.780	25.00	3,244.50
EQUIPO	ENDURECEDOR MINERAL EUCCO DIA		M2	840.000	41.40	34,776.00
EQUIPO	SISTEMA DE ENCOFRADO PARA LOS		M2	840.000	250.00	210,000.00
EQUIPO	BOMBA IMPULSADORA DE CONCRETO		M3	129.780	175.00	22,711.50
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA PISO		M3	126.000	30.00	3,780.00
MANO DE OBRA	ARMADO DE HIERRO		KG	17,868.14	4.00	71,472.58
MANO DE OBRA	TRANSPORTE DE VARILLA		LANCES	1,997.33	1.00	1,997.33
MANO DE OBRA	MANO DE OBRA DE ENCOFRADO		M2	840.00	100.00	84,000.00
COSTO TOTAL						1,424,460.81
COSTO POR M2						1,695.79
COSTO POR M3						11,305.24

		COMPARATIVA DE CASOS			
Caso		ASEL_A CHOC-08	ASDL_A CHOC-08	ASEL_A CHOC-08	ASDL_A CHOC-08
Variable		Desplazamiento	Desplazamiento	Fuerzas Internas	Fuerzas Internas
Media	x	18.40	11.42	161.48	96.67
	y	19.17	11.62	161.48	96.91
Desviacion Estandar	x	8.87	5.00	75.98	53.70
	y	8.99	5.12	75.98	53.74
N1	Sigma	7.89	8.02	72.07	72.09
6	Valor t	1.53	1.63	1.56	1.55
N2	Valor t (0.05)	2.10	2.10	2.10	2.10
6	Conclusiones t (0.05)	Dado que el valor de la variable t estandarizada de la prueba basada en los datos es menor que 2.10 y mayor que -2.10, se concluye a un nivel de significancia de 5% se acepta la hipótesis de que la media poblacional es 0, y por tanto no hay diferencia significativa (a este nivel de significancia entre los desplazamientos calculados con cada método para el tipo de analisis)	Dado que el valor de la variable t estandarizada de la prueba basada en los datos es menor que 2.10 y mayor que -2.10, se concluye a un nivel de significancia de 5% se acepta la hipótesis de que la media poblacional es 0, y por tanto no hay diferencia significativa (a este nivel de significancia entre los desplazamientos calculados con cada método para el tipo de analisis)	Dado que el valor de la variable t estandarizada de la prueba basada en los datos es menor que 2.10 y mayor que -2.10, se concluye a un nivel de significancia de 5% se acepta la hipótesis de que la media poblacional es 0, y por tanto no hay diferencia significativa (a este nivel de significancia entre fuerzas internas calculados con cada método para el tipo de analisis)	Dado que el valor de la variable t estandarizada de la prueba basada en los datos es menor que 2.10 y mayor que -2.10, se concluye a un nivel de significancia de 5% se acepta la hipótesis de que la media poblacional es 0, y por tanto no hay diferencia significativa (a este nivel de significancia entre fuerzas internas calculados con cada método para el tipo de analisis)
GRADOS DE LIBERTAD	Valor t (0.01)	2.88	2.88	2.88	2.88
18	Conclusiones t (0.01)	Dado que el valor de la variable t estandarizada de la prueba basada en los datos es menor que 2.88 y mayor que -2.88, se concluye a un nivel de significancia de 1% que se acepta la hipótesis de que la media poblacional es 0, y por tanto no hay diferencia significativa (a este nivel de significancia entre los desplazamientos calculados con cada método para el tipo de analisis)	Dado que el valor de la variable t estandarizada de la prueba basada en los datos es menor que 2.88 y mayor que -2.88, se concluye a un nivel de significancia de 1% que se acepta la hipótesis de que la media poblacional es 0, y por tanto no hay diferencia significativa (a este nivel de significancia entre los desplazamientos calculados con cada método para el tipo de analisis)	Dado que el valor de la variable t estandarizada de la prueba basada en los datos es menor que 2.88 y mayor que -2.88, se concluye a un nivel de significancia de 1% que se acepta la hipótesis de que la media poblacional es 0, y por tanto no hay diferencia significativa (a este nivel de significancia entre fuerzas internas calculados con cada método para el tipo de analisis)	Dado que el valor de la variable t estandarizada de la prueba basada en los datos es menor que 2.88 y mayor que -2.88, se concluye a un nivel de significancia de 1% que se acepta la hipótesis de que la media poblacional es 0, y por tanto no hay diferencia significativa (a este nivel de significancia entre fuerzas internas calculados con cada método para el tipo de analisis)

CARTA DE COMPROMISO PARA ASESORÍA TEMÁTICA

Señores Facultad de Postgrado UNITEC.

Por este medio yo ANGEL DAVID FUNEZ CASTRO

Identidad No. 0801-1966-03574

Licenciado en INGENIERIA CIVIL

Maestría en INGENIERIA EN ESTRUCTURAS

Doctorado en ----

Hago constar que asumo la responsabilidad de asesorar técnicamente el trabajo de Tesis de Maestría denominado:

ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO SISMORESISTENTE DE UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES DE CONCRETO ARMADO.

A ser desarrollado por el (los) estudiante(s):

CHRISTHIAN MIGUEL MEJIA OCAMPO Y JONATHAN ALI GONZALES M.

Para lo cual me comprometo a realizar de manera oportuna las revisiones y facilitar las observaciones que considere pertinentes a fin de que se logre finalizar el trabajo de tesis en el plazo establecido por la Facultad de Postgrado.

En la ciudad de SAN PEDRO SULA

Departamento CORTES

Nombre ANGEL DAVID FUNEZ CASTRO

Fecha 8-SEPTIEMBRE-2021 Firma: 