



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

**Estudio de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación del  
Edificio de la Facultad de Ingeniería de la UCSG.**

**AUTOR:**

**Itúrburu Altamirano Douglas Daniel**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de  
Ingeniero Civil**

**TUTOR:**

**Ing. Villacrés Sánchez, Alex Raúl, M.Sc.**

**Guayaquil, Ecuador**

**22 de febrero del 2023**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**CERTIFICACIÓN**

Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por **Itúrburu Altamirano Douglas Daniel**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

**TUTOR**

  
f. \_\_\_\_\_  
**Ing. Villacres Sánchez, Alex Raúl, M.Sc.**

**DIRECTOR DE LA CARRERA**

  
f. \_\_\_\_\_  
**Ing. Alcívar Bastidas, Stefany Esther. M.Sc**

**Guayaquil, a los 22 del mes de febrero del año 2023**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

Yo, **Itúrburu Altamirano Douglas Daniel**

**DECLARO QUE:**

El Trabajo de Titulación: **Estudio de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación del Edificio de la Facultad de Ingeniería de la UCSG**, previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

**Guayaquil, a los 22 del mes de febrero del año 2023**

**EL AUTOR**

f. \_\_\_\_\_  
**Itúrburu Altamirano Douglas Daniel**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORIZACIÓN**

Yo, **Itúrburu Altamirano Douglas Daniel**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: **Estudio de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación del Edificio de la Facultad de Ingeniería de la UCSG**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

**Guayaquil, a los 22 del mes de febrero del año 2023**

**EL AUTOR:**

f. \_\_\_\_\_

**Itúrburu Altamirano Douglas Daniel**

# URKUND

## Document Information

Analyzed document	ITÚRBURU_DANIEL_FINAL.docx (D158562869)
Submitted	2/13/2023 10:30:00 PM
Submitted by	
Submitter email	clara.glas@cu.ucsg.edu.ec
Similarity	0%
Analysis address	clara.glas.ucsg@analysis.orkund.com

## Sources included in the report

## Entire Document

FACULTAD DE INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL  
TEMA: ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO, EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UCSG.

AUTOR: ITÚRBURU ALTAMIRANO DOUGLAS DANIEL  
Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil  
TUTOR: Ing. Villacrés Sánchez, Alex Raúl, M.Sc.

Guayaquil, Ecuador

Miércoles 22 de febrero del 2023

FACULTAD DE INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL  
CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por Itúrburu Altamirano Douglas Daniel, como requerimiento para la obtención del título de Ingeniero Civil.

TUTOR (A)

f. \_\_\_\_\_ Ing. Villacrés Sánchez, Alex Raúl, M.Sc.

DIRECTOR DE LA CARRERA

f. \_\_\_\_\_ Ing. Alcívar Bastidas, Stefany Esther, M.Sc.

Guayaquil, a los 22 del mes de febrero del año 2023

FACULTAD DE INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, Itúrburu Altamirano Douglas Daniel

DECLARO

QUE:

El Trabajo de Titulación,

Estudio de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación del Edificio de la Facultad de Ingeniería de la UCSG, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido. Guayaquil, a los 22 del mes de febrero del año 2023

EL AUTOR

f. \_\_\_\_\_ Itúrburu Altamirano Douglas Daniel

FACULTAD DE INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

  
f. \_\_\_\_\_  
**Ing. Villacrés Sánchez, Alex Raúl, M.Sc.**

## **Agradecimientos**

A mis padres, por creer en mí más de lo que yo creo en mí mismo, por apoyarme en esta carrera incluso después de haber fallado muchas veces.

A mis hermanas, por siempre ayudarme a seguir adelante, en la salud y en el trabajo.

A mis amigos que, a pesar de no poder graduarnos juntos, siempre estuvieron apoyándome para seguir con mis estudios.

A mi tutor, por su tiempo y su paciencia para llevar a buen puerto mi trabajo de titulación.

## **Dedicatoria**

Le dedico este trabajo de titulación a toda mi familia. Principalmente, a mis padres que me apoyaron y me ayudaron a superar los momentos malos. Gracias por enseñarme a afrontar las dificultades sin nunca perder la cabeza.

A mis abuelos, que en paz descansen.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN**

f.

  
\_\_\_\_\_

**Ing. Federico von Buchwald de Janon, Ph.D.**  
DECANO

f.

  
\_\_\_\_\_

**Ing. Guillermo Ponce, M.Sc.**  
DELEGADO DE ÁREA

f.



Firmado electrónicamente por:  
**JAIME FRANCISCO  
HERNANDEZ BARREDO**

**Ing. Jaime Hernández Barredo, M.Sc.**  
OPONENTE

# ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	2
Antecedentes .....	3
Objetivos .....	3
Alcance .....	4
Metodología.....	4
Capítulo 1: Recopilación de información relevante de la estructura. ....	5
1.1. Historia de la Facultad de Ingeniería de la UCSG.....	5
1.2. Relevamiento estructural. ....	8
1.2.1. Columnas. ....	8
1.2.2. Resistencia del Hormigón.....	9
1.2.3. Sistema de Losas.....	10
1.2.3. Estructura metálica de la terraza. ....	12
1.2.4. Planos Arquitectónico.....	13
1.4. Observaciones en columnas.....	16
1.4.1. Columnas frente al bar de Colón. ....	18
1.4.2. Columna de fachada frontal.....	20
1.4.3. Columnas frente a control de cátedra.....	21
1.5. Observación en vigas de la fachada frontal. ....	22
1.6. Conclusión de Observaciones. ....	23
1.6.1. Armado de columnas frente al bar de Colón.....	23
1.6.2. Armado de columna de fachada frontal. ....	23
1.6.3. Armado de vigas de la fachada frontal. ....	24
Capítulo 2: Suelo de la Facultad. ....	25
2.1. Geología Local. ....	25
Capítulo 3: Riesgo sísmico .....	27
3.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z. ....	27
3.2. Curvas de peligro sísmico. ....	28
3.3. Construcción del Espectro de Diseño de Aceleraciones con las especificaciones de la norma NEC-15.....	29
3.3.1. Proceso de Construcción de Espectro.....	29
3.3.2. Lugar.....	29
3.3.3. Coeficientes de Sitio.....	30

3.3.4. Periodos de Control dentro del espectro.....	31
3.3.5. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. ....	31
3.4. Construcción Espectro de Diseño de Aceleraciones usando las curvas de peligro sísmico.....	35
3.4.1. Para sismo con Tdr de 72 años.....	35
3.4.2. Para sismo con Tdr de 225 años.....	36
3.4.3. Para sismo con Tdr de 2500 años.....	38
3.5 Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.....	40
3.5.1. Irregularidad en planta.....	40
3.5.2. Irregularidad en Elevación.....	42
3.5.3. Coeficiente de regularidad en planta $\phi_P$ .....	45
3.5.4. Coeficiente de regularidad en elevación $\phi_E$ .....	45
3.6. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.....	46
3.7. Factor de reducción de respuesta sísmica.....	46
3.8 Espectro de diseño Inelástico.....	47
Capítulo 4. Desempeño esperado del edificio de la Facultad de Ingeniería.....	49
Capítulo 5: Modelo en ETABS.....	52
5.1. Materiales.....	52
5.2. Carga a considerar.....	52
5.2.1. Carga muerta.....	53
5.3. Correccion de Columnas.....	54
5.4. Adición de vigas.....	55
5.5. Control de derivas.....	57
5.5.1. Ingreso de espectros al modelo.....	57
5.5.2. Control de derivas para sismo de 72 años.....	61
5.5.3. Control de deriva para sismo de 225 años.....	64
5.5.4. Control de deriva para sismo 475 años.....	65
5.5.5. Control de deriva para sismo de 2500 años.....	67
Capítulo 6. Capacidad de columnas y vigas.....	74
6.1. Capacidad en columnas.....	74
6.2. Capacidad en vigas.....	81
Conclusiones.....	85
Recomendaciones.....	86
Bibliografía.....	87

## Índice de Figuras

Figura 1 Edificio de la Facultad de Ingeniería en el año 1973. Fuente: (Álbum Virtual de Historia de la UCSG, 1973).....	5
Figura 2 Detalle de Pilotes Mega en cimentación del Edificio de la Facultad de Ingeniería Civil. Fuente: (Loor, 2015).....	6
Figura 3 Fachada frontal de la Facultad de Ingeniería de la UCSG. Fuente: Propio, foto tomada el 15/10/2022. ....	7
Figura 4 Fachada lateral de la Facultad de Ingeniería de la UCSG. Fuente: Propio, foto tomada el 15/10/2022. ....	7
Figura 5 Armado general de Columnas (planta baja a losa de 2do piso del Edificio). Fuente: (Loor, 2015) .....	8
Figura 6 Armado general de Columnas de Fachada. Fuente: (Loor, 2015)....	8
Figura 7 Gráficas de la Resistencia del Hormigón con el Esclerómetro. Fuente: (Loor, 2015) .....	9
Figura 8 Detalle general de la losa nervada con macizo. Fuente: (Loor, 2015) .....	10
Figura 9 Planta de armado de losa plana. Fuente: (Loor, 2015) .....	11
Figura 10 Vista de Macizos. Fuente: (Loor, 2015) .....	11
Figura 11 Sección de Acero Estructural ASTM A-36. Fuente: (Loor, 2015) .	12
Figura 12 Parte corroída de la estructura metálica. Fuente: Propio, foto tomada el 31/10/2022.....	12
Figura 13 Planta baja - Plano arquitectónico. Fuente: (Coordinación Académica).....	13
Figura 14 Primer piso - Plano Arquitectónico. Fuente: (Coordinación Académica).....	13
Figura 15 Segundo Piso – Plano Arquitectónico. Fuente: (Coordinación Académica).....	14
Figura 16 Medidas hechas en campo para comparar con el Plano Arquitectónico proporcionado por la Coordinación Académica. Fuente: Propio, medidas hechas el 15/10/2022. ....	14
Figura 17 Laser BOSCH GLM 40 Professional. Fuente: Propio. ....	15
Figura 18 Medición en campo de una de las alturas necesarias para el modelo. Fuente: Propio. ....	15
Figura 19 Columna de la Fachada frontal con dimensión de 68x52cm. Fuente: Propio. ....	16

Figura 20 Columnas 40x40cm en la antigüedad. Fuente: (Álbum Virtual de Historia de la UCSG, 1973) .....	17
Figura 21 Columna de la fachada frontal en la antigüedad. Fuente: (Álbum Virtual de Historia de la UCSG, 1973).....	17
Figura 22 Columna Colón con grieta visible. Fuente: Propio.....	18
Figura 23 Ingeniero Julio Vargas dando los resultados de la lectura del Profoscope. Fuente: Propio. ....	18
Figura 24 Columna de Colón donde se puede ver un grifo. Fuente: Propio. ....	19
Figura 25 Ensayo en la columna de la fachada frontal. Fuente: Propio.....	20
Figura 26 Instrumento Profoscope haciendo lectura, indicando que el acero se encuentra a la izquierda. Fuente: Propio. ....	20
Figura 27 Resultado de la lectura marcada en la columna. Fuente: Propio. ....	21
Figura 28 Vigas de la fachada frontal de la facultad de Ingeniería. Fuente. Propio. ....	22
Figura 29 Lectura con Profoscope en vigas. Fuente: Propio.....	22
Figura 30 Sondeo P1. Fuente: (Ripalda, 2012) .....	25
Figura 31 Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .....	27
Figura 32 Curvas de peligro sísmico, Guayaquil. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .....	28
Figura 33 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (475 años). Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	31
Figura 34 Coeficientes dependientes del tipo de estructura. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .....	32
Figura 35 . Selección de Periodos Estructurales y Aceleraciones usando las curvas de peligro sísmico de un suelo tipo B de la ciudad de Guayaquil para obtener el espectro de diseño para un sismo con Tdr de 72 años. Fuente: Propio. ....	35
Figura 36 Selección de Periodos Estructurales y Aceleraciones usando las curvas de peligro sísmico de un suelo tipo B de la ciudad de Guayaquil para obtener el espectro de diseño para un sismo con Tdr de 225 años. Fuente: Propio. ....	36
Figura 37 Selección de Periodos Estructurales y Aceleraciones usando las curvas de peligro sísmico de un suelo tipo B de la ciudad de Guayaquil para obtener el espectro de diseño para un sismo con Tdr de 2500 años. Fuente: Propio. ....	38
Figura 38 Vista en elevación de la facultad de ingeniería en Etabs. ....	44

Figura 39 Adición de columna reforzada en ETABS. Fuente: Propio. ....	54
Figura 40 Adición de columna reforzada en el modelo. Fuente: Propio.....	54
Figura 41 Adición de vigas de la fachada frontal. Fuente: Propio. ....	55
Figura 42 Vigas de amarre en el modelo. Fuente: Propio. ....	55
Figura 43 Modelo final en ETABS. Fuente: Propio.....	56
Figura 44 Diafragma D1 en el piso 1. Fuente: Propio. ....	56
Figura 45 Estableciendo Load Case para el sismo de 72 años para las direcciones X y Y. Fuente: Propio.....	57
Figura 46 Adición del sismo de 72 años sacado de la curva de peligro sísmico. Fuente: Propio. ....	57
Figura 47 Adición del sismo de 225 años sacado de la curva de peligro sísmico. Fuente: Propio. ....	58
Figura 48 Estableciendo Load Case para el sismo de 225 años para las direcciones X y Y. Fuente: Propio.....	58
Figura 49 Adición del sismo de 475 años. Fuente: Propio.....	59
Figura 50 Estableciendo Load Case para el sismo de 475 años para las direcciones X y Y. Fuente: Propio.....	59
Figura 51 Adición del sismo de 2500 años sacado de la curva de peligro sísmico. Fuente: Propio. ....	60
Figura 52 Estableciendo Load Case para el sismo de 2500 años para las direcciones X y Y. Fuente: Propio.....	60
Figura 53 Derivas elásticas en dos direcciones para el sismo de 72 años. Fuentes: Propio. ....	61
Figura 54 Daño en la columna por el golpeteo entre la Facultad de Ingeniería y el bar de Colón. Fuente: Propio. ....	62
Figura 55 Daño en las ventanas del bar. Fuente: Propio. ....	63
Figura 56 Derivas elásticas en dos direcciones para el sismo de 225 años. Fuentes: Propio. ....	64
Figura 57 Rótulas en vigas – Vista en Planta. Fuente: Propio. ....	67
Figura 58 Rótulas en columnas – Vista en Elevación. Fuente: Propio. ....	67
Figura 59 Establecimiento del Load Case para Pushover en la dirección Y Fuente: Propio.....	68
Figura 60 Establecimiento del Load Case para Pushover en la dirección X Fuente: Propio. ....	69

Figura 61 Control de desplazamiento para el análisis pushover en el sismo de 2500 años. Fuente: Propio.....	70
Figura 62 Configuración para el análisis pushover del sismo de 2500 años para la dirección X. Fuente: Propio. ....	70
Figura 63 Resultado del análisis pushover para el sismo de 2500 años en dirección X. Fuente: Propio.....	71
Figura 64 Configuración para el análisis pushover del sismo de 2500 años para la dirección Y. Fuente: Propio. ....	72
Figura 65 Resultado del análisis pushover para el sismo de 2500 años en dirección Y. Fuente: Propio.....	72
Figura 66 Columna 40x40cm en Section Designer de ETABS. Fuente: Propio. ....	74
Figura 67 Columna 30x40cm en Section Designer de ETABS. Fuente: Propio. ....	75
Figura 68 Columna 30x30cm en Section Designer de ETABS. Fuente: Propio. ....	76
Figura 69 Columna 40x55cm en Section Designer de ETABS. Fuente: Propio. ....	77
Figura 70 Combinaciones establecidas en ETABS. Fuente: Propio. ....	78
Figura 71 Sección de viga considerar para simular la losa. Fuente: (Loor, 2015). ....	81
Figura 72 Combinación para generar la envolvente. Fuente: Propio.....	81
Figura 73 Resultados de momentos para la envolvente. Fuente: Propio. ....	82

## Índice de Tablas

Tabla 1 Alturas del edificio de la Facultad de Ingeniería. Fuente: Propio. ...	16
Tabla 2 Resultados de Perforación en el sondeo P1. Fuente: (Ripalda, 2012) .....	25
Tabla 3 Clasificación de perfiles de suelo. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	26
Tabla 4 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	27
Tabla 5 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .	30
Tabla 6 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .	30
Tabla 7 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	30
Tabla 8 Resumen de datos para la construcción de espectro de diseño con Tdr de 475 años. Fuente: Propio. ....	33
Tabla 9 Valores Periodo vs aceleración para la construcción del espectro de diseño. Fuente: Propio.....	34
Tabla 10 Resultados de las curvas de peligro sísmico para un sismo con Tdr de 72 años con suelo B en Guayaquil. Fuente: Propio. ....	35
Tabla 11 Resultados de las curvas de peligro sísmico para un sismo con Tdr de 225 años con suelo B en Guayaquil. Fuente: Propio. ....	37
Tabla 12 Resultados de las curvas de peligro sísmico para un sismo con Tdr de 2500 años con suelo B en Guayaquil. Fuente: Propio. ....	38
Tabla 13 Coeficientes de irregularidad en planta. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .....	40
Tabla 14 Coeficientes de irregularidad en elevación. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .....	42
Tabla 15 Revisión de Irregularidad en Elevación - Piso Flexible – Dirección X. Fuente: (CivilMDC & EngineeringWorld, 2019) .....	43
Tabla 16 Revisión de Irregularidad en Elevación - Piso Flexible – Dirección Y. Fuente: (CivilMDC & EngineeringWorld, 2019) .....	43
Tabla 17 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Fuente: (NEC- SE-DS, 2015) .....	46
Tabla 18 Factor de Reducción de respuesta sísmica. Fuente: (ASCE, 7-10) .....	46
Tabla 19 Resumen de valores obtenidos en las secciones 3.5.3., 3.5.4., 3.6, 3.7. Fuente: Propio. ....	47

Tabla 20 Control de daños y niveles de desempeño en edificios. Fuente: (NEC-SE-RE, 2015).....	49
Tabla 21 Niveles de amenaza sísmica. Fuente: (NEC-SE-RE, 2015) .....	50
Tabla 22 Niveles de desempeño esperado para la facultad de ingeniería. Fuente: Propio. ....	50
Tabla 23 Objetivos de Rehabilitación. Fuente: (NEC-SE-RE, 2015) .....	51
Tabla 24 Carga muerta: peso de materiales. Fuente: (NEC-SE-CG, 2015) .	53
Tabla 25 Resultado de derivas elásticas en porcentaje del sismo de 72 años. Fuente: Propio. ....	61
Tabla 26 Resultado de derivas elásticas en porcentaje del sismo de 225 años. Fuente: Propio. ....	64
Tabla 27 Resultado de derivas en porcentaje del espectro de diseño reducido. Fuente: Propio. ....	65
Tabla 28 Resultado de derivas inelásticas en porcentaje del sismo de 475 años. Fuente: Propio. ....	66
Tabla 29 Resultados del analisis pushover para el sismo de 2500 años tabulado en la dirección X. Fuente: Propio. ....	71
Tabla 30 Resultados del analisis pushover para el sismo de 2500 años tabulado en la dirección Y. Fuente: Propio. ....	73

## Índice de Gráficas

Gráfica 1 Espectro de diseño de 475 años de Retorno para Suelo B en Guayaquil para la facultad de ingeniería de la UCSG. Fuente: Propio.....	34
Gráfica 2 Espectro de diseño de 72 años de Retorno para Suelo B en Guayaquil para la facultad de ingeniería de la UCSG. Fuente: Propio.....	36
Gráfica 3 Espectro de diseño de 225 años de Retorno para Suelo B en Guayaquil para la facultad de ingeniería de la UCSG. Fuente: Propio.....	37
Gráfica 4 Espectro de diseño de 2500 años de Retorno para Suelo B en Guayaquil para la facultad de ingeniería de la UCSG. Fuente: Propio.....	39
Gráfica 5 Espectro de diseño elástico reducido de 475 años de retorno para Suelo B en Guayaquil para la facultad de ingeniería de la UCSG. Fuente: Propio.....	48
Gráfica 6 Diagrama de Interacción para la columna de 40x40 cm. Fuente: Propio.....	74
Gráfica 7 Diagrama de Interacción para la columna de 30x40 cm. Fuente: Propio.....	75
Gráfica 8 Diagrama de Interacción para la columna de 30x30 cm. Fuente: Propio.....	76
Gráfica 9 Diagrama de Interacción para la columna de 40x55 cm. Fuente: Propio.....	77
Gráfica 10 Resultados de capacidad para la columna 40x40cm. Fuente: Propio.....	79
Gráfica 11 Resultados de capacidad para la columna 30x40cm. Fuente: Propio.....	79
Gráfica 12 Resultados de capacidad para la columna 30x30cm. Fuente: Propio.....	80
Gráfica 10 Resultados de capacidad para la columna 40x55cm. Fuente: Propio.....	80

## RESUMEN

Este presente trabajo de titulación tiene como objetivo evaluar la sismo-resistencia actual del edificio de la Facultad de Ingeniería de la UCSG, mediante la comparación de los requisitos sismo-resistentes establecidos por los Capítulos de la Norma NEC-2015 y determinar si es necesario o no su reforzamiento. Para esto se recopiló toda la información relevante de la estructura como levantamientos estructurales y arquitectónicos, del suelo y nuevas lecturas en columnas. Con la ayuda del programa ETABS se encontraron derivas elásticas e inelásticas para comparándolas con los límites establecidos por la Norma NEC-2015 y relacionarlas con el daño; después se revisó la capacidad en columnas usando diagramas de interacción y la capacidad en vigas. Los resultados demuestran que no es necesario el reforzamiento de la Facultad de Ingeniería con todas las consideraciones que se han hecho en esta investigación; sin embargo, un nuevo levantamiento estructural y un nuevo estudio de suelo más exactos son necesarios.

**Palabras Claves:** *Sismo-resistencia, reforzamiento, levantamientos estructurales, espectros, derivas elásticas, derivas inelásticas, daño.*

## ABSTRACT

This thesis aims to evaluate the current earthquake resistance of the building of the Faculty of Engineering of the UCSG, to compare it with the earthquake-resistant requirements established by the Chapters of the NEC-2015 Norm and determine if it is necessary or not its reinforcement. For this end, all the relevant information of the structure was collected, such as structural and architectural surveys, of the soil and new readings in columns. With the help of the ETABS computer program, elastic and inelastic drifts were found to compare them with the limits established by the NEC-2015 Norm and relating them to the damage; after that, the capacity of columns were checked with interactions diagrams and the capacity of beams. The results show that it is not necessary the reinforcement of the Faculty of Engineering with all the considerations that have been made in this research; however, a new structural survey and a new more accurate soil study are necessary.

**Key words:** Earthquake-resistance, reinforcement, structural surveys, spectrums, elastic drift, inelastic drift, damage.

# INTRODUCCIÓN

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), dicta que los edificios que han cumplido con más de 50 años de construidos deben ser evaluados para determinar su comportamiento ante sismos; el edificio de la Facultad de Ingeniería ha experimentado reforzamientos a lo largo del tiempo debido al volteo y asentamientos durante sus primeros años de existencia.

Con el fin de determinar si esta estructura puede seguir prestando servicios en su estado actual o es necesario su reforzamiento, se pondrá a prueba la estructura con sismos de diseño frecuente, ocasional, raro y muy raro con la ayuda de norma. En esta tesis se usó las curvas de peligro sísmico y la construcción de espectros de diseño, y se determinó que no es necesario el reforzamiento del edificio de la Facultad de Ingeniería, pero se recomienda levantar planos estructurales y realizar estudios de suelos para verificar las suposiciones del suelo en este estudio y estudiar más a fondo la interacción suelo estructura.

Con la ayuda del programa computacional ETABS se compararán las derivas elásticas para los sismos de 72 y 225 años con los límites establecidos la guía de Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras; Además, se encontrarán las derivas inelásticas para los sismos de 475 y 2500 años para ver si cumplen con los límites de la Norma Ecuatoriana de la Construcción; por último, se verificará la capacidad de las columnas y vigas.

## **Antecedentes**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, en su Capítulo de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras (Código NEC-SE-RE), ordena que los edificios que han cumplido más de 50 años de construidos deben ser evaluados para determinar si pueden seguir prestando servicios en las mismas condiciones de su construcción original o deben ser reforzados para incrementar su sismo resistencia.

En el caso del Edificio de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil (UCSG), se cumple que fue construido hace más de 50 años y es necesario realizar su Estudio de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación, a fin de determinar si el edificio requiere de reforzamiento para que cumpla con los actuales requerimientos sismo resistentes dispuestos por la NEC-2015.

## **Objetivos**

- Determinar el Riesgo Sísmico del Edificio de la Facultad de Ingeniería de la UCSG, para un escenario sísmico que corresponda al sismo de diseño especificado en el Capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismo resistente de la Norma NEC-2015 (Código NEC-SE-DS).
- Evaluar la sismo-resistencia actual del edificio, para compararla con los requisitos sismo-resistentes establecidos por los Capítulos de la Norma NEC-2015 y determinar si es necesario o no su reforzamiento.
- Establecer el mejor método de rehabilitación o reforzamiento del Edificio de la Facultad de Ingeniería de la UCSG, a fin de que cumpla con los requisitos sismo-resistentes de la Norma NEC-2015

## **Alcance**

Una vez conseguida toda la información relevante de la estructura, se modelará la estructura en ETABS y se determinará el peligro sísmico del edificio de la Facultad de Ingeniería trabajando con el espectro de diseño de 475 años de periodo de retorno, pero también será puesta a prueba con el sismo frecuente de 72 años, con el ocasional de 225 años y con el muy raro de 2500 años. Se trabajará con los otros sismos para verificar el comportamiento del edificio en caso de que se produzcan esos sismos y comparar sobre todo las derivas y asociar estas con el daño.

## **Metodología**

Se usará la metodología establecida por el Capítulo de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras (Código NEC-SE-RE).

Se recabará la información disponible referente al suelo y a la estructura (estudios, memorias de cálculo y diseño, planos arquitectónicos y estructurales).

Con dicha información se verificará el desempeño estructural de la edificación durante el sismo de diseño especificado en la Norma NEC-2015, estableciendo el nivel de Riesgo Sísmico de la estructura.

Para el efecto, se usarán las cargas y combinaciones de cargas establecidas en la norma (carga muerta, viva y sísmica), así como modelos computacionales para el análisis estructural.

Se establecerán los objetivos de la rehabilitación: Niveles de Desempeño, Niveles de Amenaza Sísmica y Definición de los Objetivos de Rehabilitación.

Se establecerán las estrategias de Rehabilitación Sísmica, determinando el mejor método de reforzamiento a utilizar en el caso.

# Capítulo 1: Recopilación de información relevante de la estructura.

## 1.1. Historia de la Facultad de Ingeniería de la UCSG.

En el año de 1962, el Excmo. Arzobispo de Guayaquil, Doctor Antonio Mosquera Corral, en su calidad de Presidente de la Junta Pro-Universidad Católica de Santiago de Guayaquil elevó una solicitud al Ministro de Educación encaminada a obtener la autorización ministerial para el establecimiento en la ciudad de Guayaquil de este Centro de Educación Superior. Entre las Facultades que figuraban en el decreto constó la Facultad de Ingeniería. Desde el año de 1973 la Facultad de Ingeniería cuenta con edificio propio dentro del Campus Universitario y en diversos períodos se han venido paulatinamente incorporando nuevas edificaciones o remodelaciones, de acuerdo con las exigencias académicas y de espacio físico que las circunstancias han planteado. (Facultad de Ingeniería, s.f.)



*Figura 1 Edificio de la Facultad de Ingeniería en el año 1973. Fuente: (Álbum Virtual de Historia de la UCSG, 1973)*

Durante la construcción del edificio de la Facultad de Ingeniería, ya existía el Aula Magna, el Edificio Principal y el de Medicina. Estos edificios se encuentran sobre roca, por lo que se intuye, debido a la falta de información, que se consideró que la Facultad de Ingeniería también estaría sobre roca, pero después de un tiempo, la facultad empezó a presentar asentamientos y volteo debido a que había basura debajo del suelo bien compactado.

Para solucionar esto, se colocaron pilotes tipo mega por debajo del sistema de cimentación la cual está conformada por plintos aislados amarrados con riostras. Además de los pilotes se colocaron 10 columnas de 30x40 cm. en la fachada frontal del edificio, para darle mayor estabilidad. (Loor, 2015)

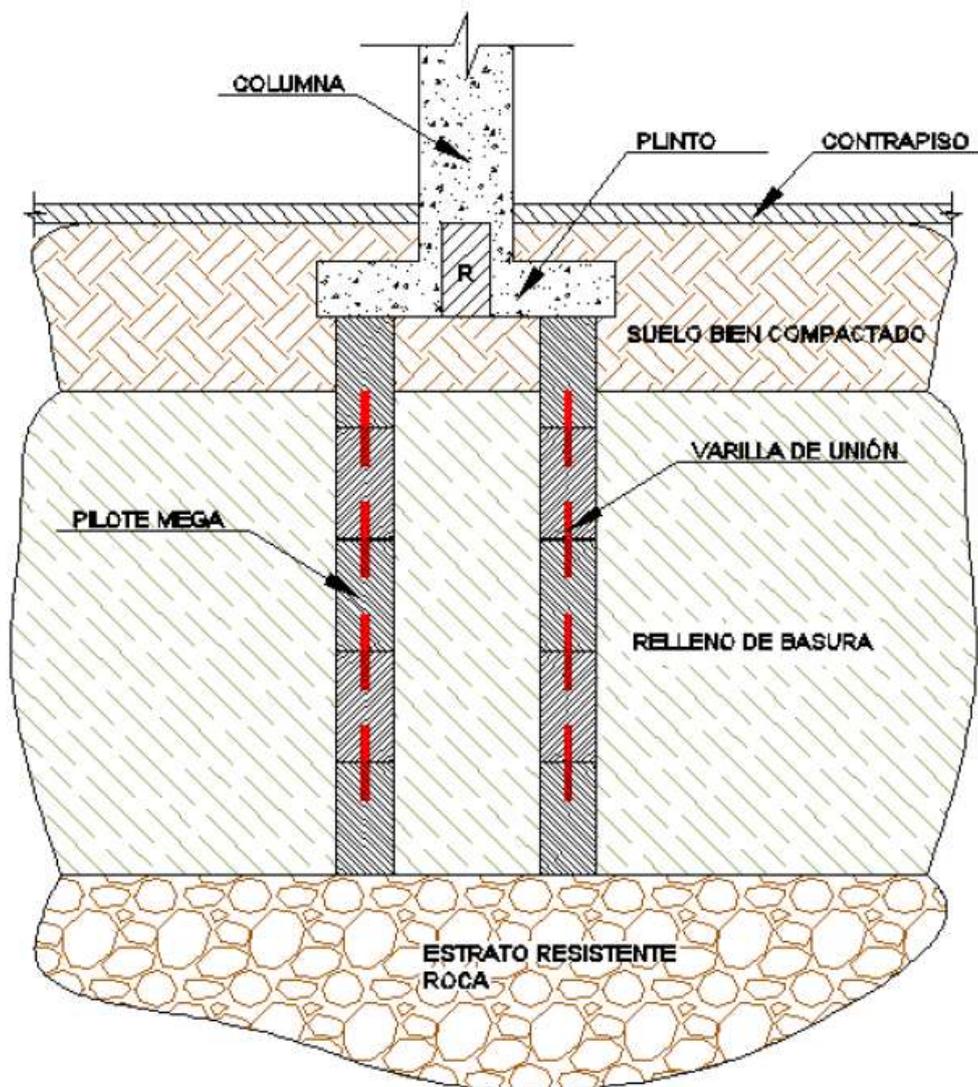


Figura 2 Detalle de Pilotes Mega en cimentación del Edificio de la Facultad de Ingeniería Civil. Fuente: (Loor, 2015)

Estos cambios en la estructura ayudaron a que en los siguientes años y hasta la actualidad (Figura 3 y 4) no presente daños y asentamientos que hubieran sido perjudiciales.



*Figura 3 Fachada frontal de la Facultad de Ingeniería de la UCSG.  
Fuente: Propio, foto tomada el 15/10/2022.*



*Figura 4 Fachada lateral de la Facultad de Ingeniería de la UCSG.  
Fuente: Propio, foto tomada el 15/10/2022.*

## 1.2. Relevamiento estructural.

En la actualidad, no existen planos estructurales de la Facultad de Ingeniería, por lo que, para este trabajo de titulación, se usará como base la tesis del Ing. David Loor “Comportamiento lineal y no lineal del Edificio de la Facultad de ingeniería de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil”, debido a que en su investigación se hizo un relevamiento de la estructura muy bueno, el cual facilitará el Estudio de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de la Facultad de Ingeniería.

### 1.2.1. Columnas.

La estructura está formada por 50 columnas, 40 tienen una sección de 40x40 cm y las otras 10 se encuentran en la fachada frontal con una dimensión de 30x40cm. Las columnas que suben del segundo piso a la cubierta son de 30x30cm y conserva el mismo armado que la columna de 40x40cm. (Loor, 2015)

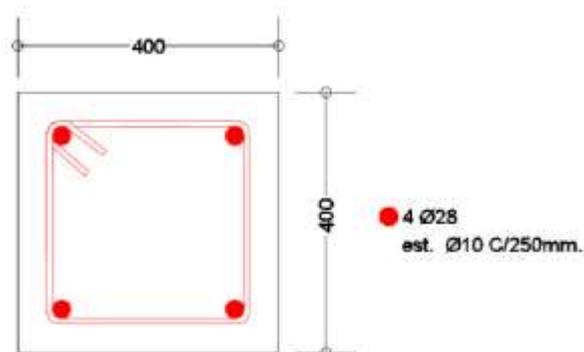


Figura 5 Armado general de Columnas (planta baja a losa de 2do piso del Edificio). Fuente: (Loor, 2015)

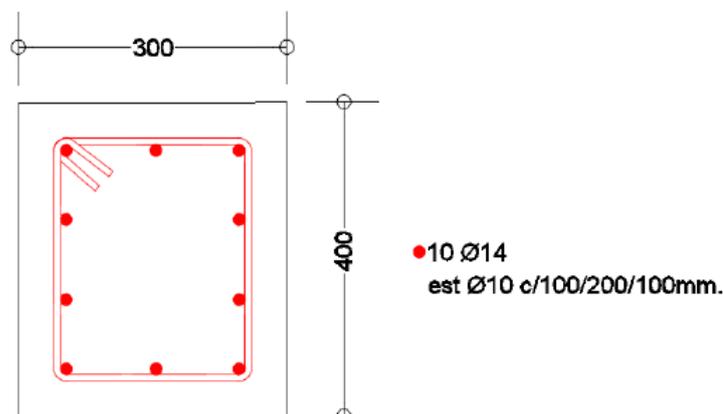


Figura 6 Armado general de Columnas de Fachada. Fuente: (Loor, 2015)

## 1.2.2. Resistencia del Hormigón.

Se usó el esclerómetro, ya que la esclerometría es un método no destructivo, para comprobar la resistencia con la que fue diseñada la edificación, que fue de  $280 \text{ kg/cm}^2$ .

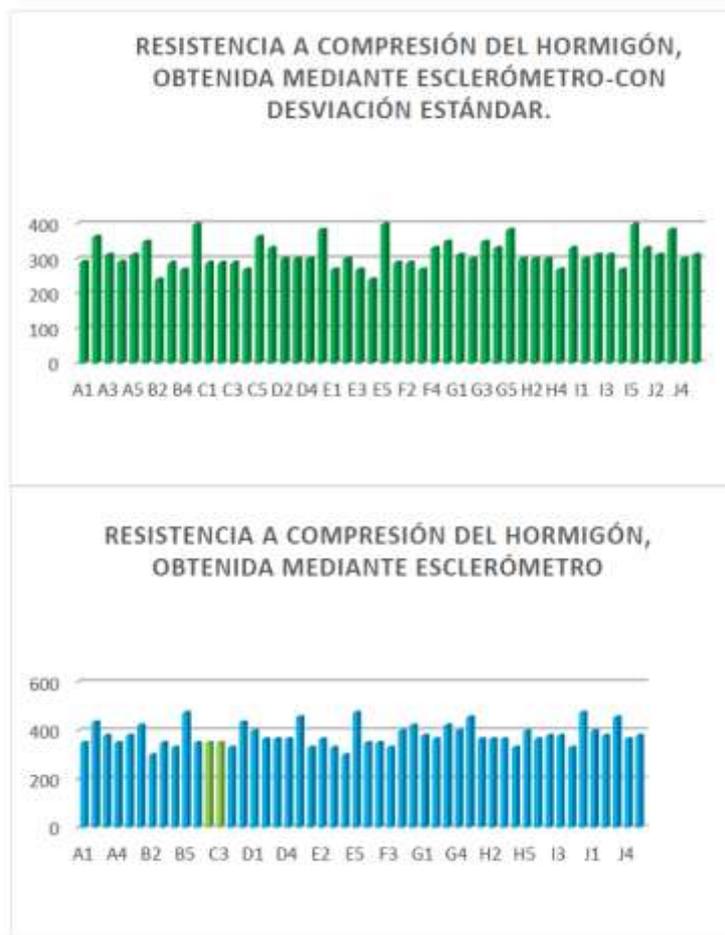


Figura 7 Gráficas de la Resistencia del Hormigón con el Esclerómetro. Fuente: (Loor, 2015)

Se hizo un promedio general de todas las secciones de las columnas del edificio dando como resultado un  $f'c=317.9 \text{ kg/cm}^2$ , aplicando la desviación estándar. Sin reducirla da  $385 \text{ kg/cm}^2$ ; pero los datos no son exactos porque las columnas tienen enlucido. Se muestra en color verde dos columnas de planta baja que no presentan enlucido. Tiene un número de rebotes igual a 37. Lo cual da una resistencia a compresión de  $349 \text{ kg/cm}^2$ ; con desviación estándar es igual a  $286.37 \text{ kg/cm}^2$ . (Loor, 2015, pág. 43)

### 1.2.3. Sistema de Losas.

El sistema de losa es placa plana, el edificio no tiene vigas, tiene doble nervio entre las columnas, posee una losa nervada en dos direcciones con cajonetas alivianadas. Además, en la conexión de las columnas tiene macizo.

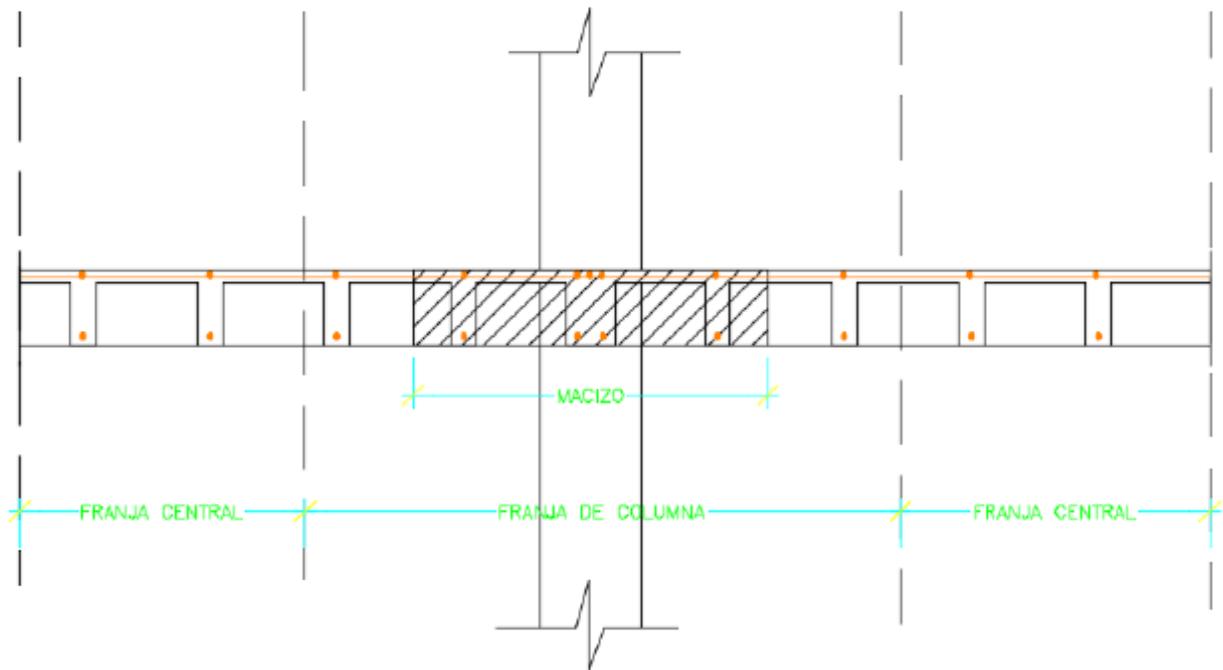


Figura 8 Detalle general de la losa nervada con macizo. Fuente: (Loor, 2015)

Los sistemas de placa plana para edificios son una gran opción para los diseñadores ya que ayudan, por ejemplo, a incrementar las longitudes de las luces y las cargas superpuestas, minimizando gastos, peso de la estructura y demás que le otorgan eficiencia a la estructura. (Silva, 2022)

Este tipo de sistema es una ventaja para tener libertad a la hora de elegir la disposición, que en este caso es la educación superior, y definir espacios para cada curso.

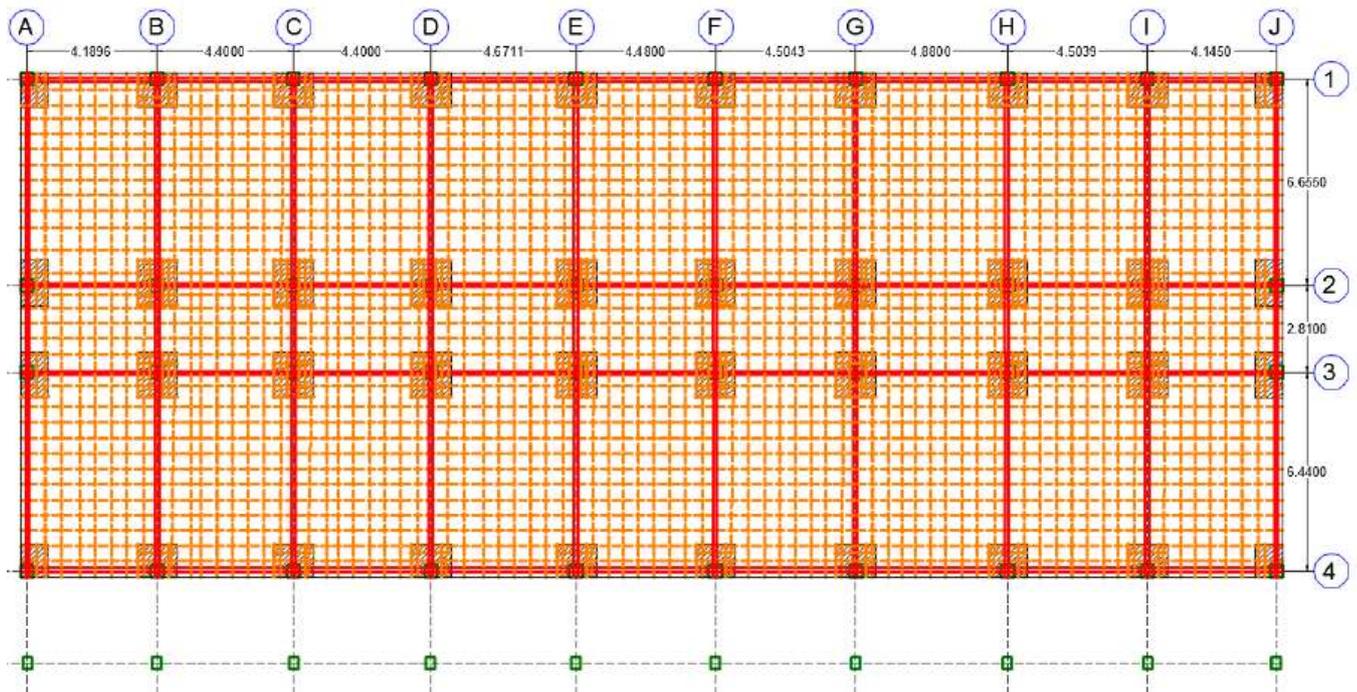


Figura 9 Planta de armado de losa plana. Fuente: (Loor, 2015)

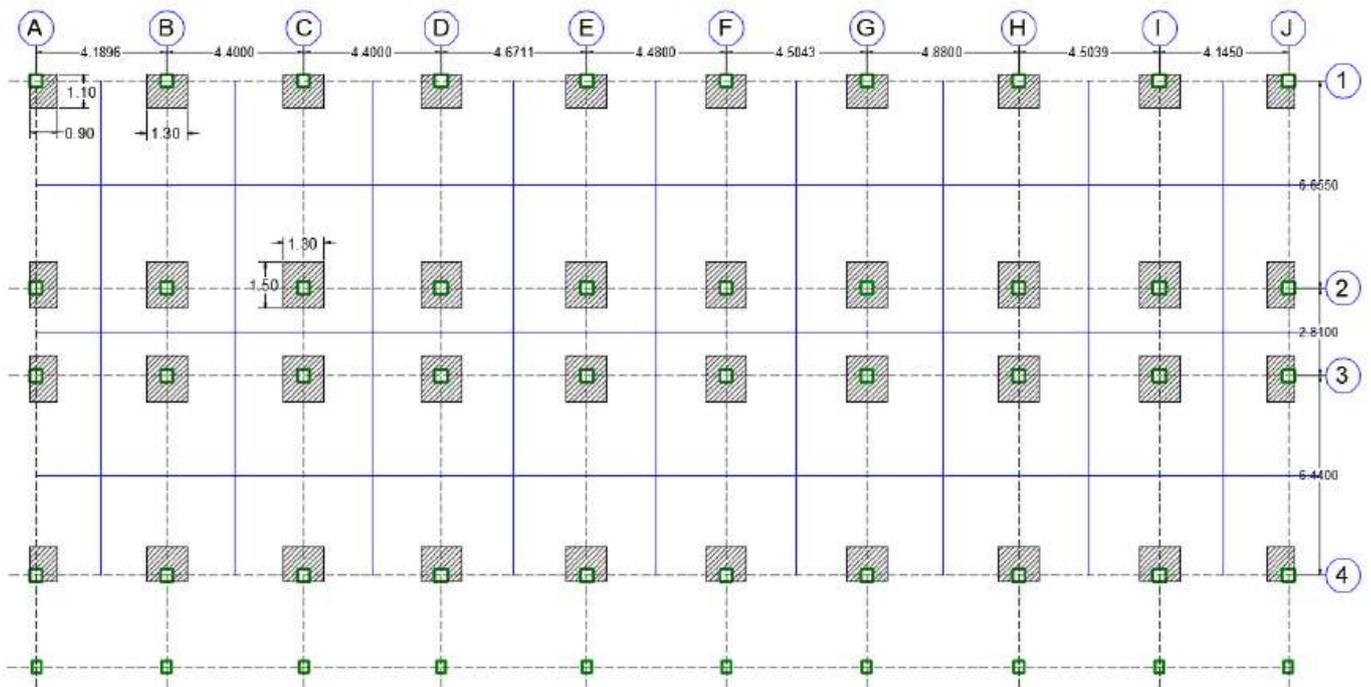
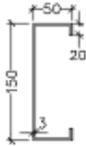


Figura 10 Vista de Macizos. Fuente: (Loor, 2015)

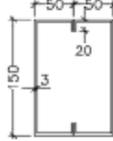
### 1.2.3. Estructura metálica de la terraza.

La estructura metálica situada en la terraza del edificio está formada de acero ASTM A-36. (Loor, 2015)

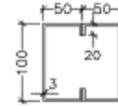
**COLUMNA (CM1)**  
2G 150x50X20x3mm.  
ESCALA: 3/8E



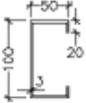
**VIGA (VM1)**  
2G 150x50X20x3mm.  
ESCALA: 3/8E



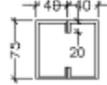
**VIGA (VM2)**  
2G 100x50X20x3mm.  
ESCALA: 3/8E



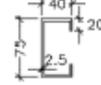
**SECCIÓN (VM3)**  
G 100x50X20x3mm.  
ESCALA: 3/8E



**VIGA (VM4)**  
2G 75x40X20x2.5mm.  
ESCALA: 3/8E



**SECCIÓN (VM5)**  
G 75x40X20x2.5mm.  
ESCALA: 3/8E



**CORREA**  
G100X50X20X2.5mm.  
ESCALA: 1:10

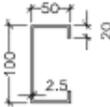


Figura 11 Sección de Acero Estructural ASTM A-36. Fuente: (Loor, 2015)

En la actualidad, la estructura metálica presenta corrosión debido a las épocas de lluvia que hay en Guayaquil, por ahora no ha habido problemas, pero su monitoreo es algo que hay que tomar en cuenta.



Figura 12 Parte corroída de la estructura metálica. Fuente: Propio, foto tomada el 31/10/2022



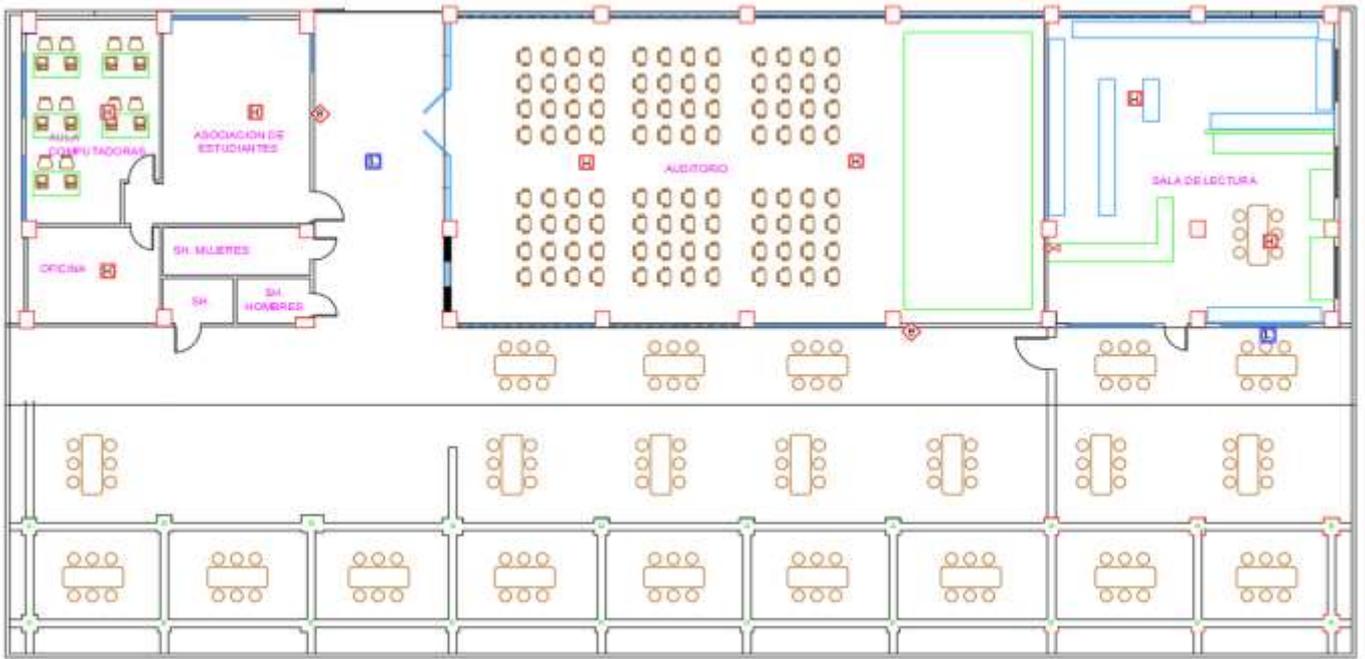


Figura 15 Segundo Piso – Plano Arquitectónico. Fuente: (Coordinación Académica)

En campo se comparó las medidas en campo (Figura 16) que se encontraban en el plano arquitectónico en AutoCAD, con la ayuda de un láser (Figura 17), para ver si se podían usar a la hora de modelar la estructura en ETABS.



Figura 16 Medidas hechas en campo para comparar con el Plano Arquitectónico proporcionado por la Coordinación Académica. Fuente: Propio, medidas hechas el 15/10/2022.



*Figura 17 Laser BOSCH GLM 40 Professional. Fuente: Propio.*

Se concluyó que las medidas del plano arquitectónico en la separación de columnas están correctas, pero varían un poco debido a los enlucidos.

También se tuvo que medir la altura de cada piso (Figura 18) ya que no se encontraba el levantamiento vertical de la estructura en los planos arquitectónicos.



*Figura 18 Medición en campo de una de las alturas necesarias para el modelo. Fuente: Propio.*

En la tabla 1, podemos ver los resultados de estas mediciones.

*Tabla 1 Alturas del edificio de la Facultad de Ingeniería. Fuente: Propio.*

<b>De</b>	<b>A</b>	<b>ALTURA (m)</b>
Planta Baja	Primer Piso	3
Primer Piso	Segundo Piso	3
Segundo Piso	Cubierta	3
Planta Baja	Segundo Piso	7

#### **1.4. Observaciones en columnas.**

En los planos arquitectónicos (Figura 13) se puede ver que las columnas que quedan por el bar de Colón no son de 40x40cm, y efectivamente, a la hora de hacer las mediciones en campo (Figura 16) salen medidas de 68x46cm aproximadamente. Lo mismo pasa con la columna de la fachada frontal (Figura 19) y las columnas frente al control de catedra.



*Figura 19 Columna de la Fachada frontal con dimensión de 68x52cm. Fuente: Propio.*

En el pasado, estas columnas si contaban con estas secciones (Figura 20 y 21), por lo que se decidió investigar lo que sucedía en estas columnas.



*Figura 20 Columnas 40x40cm en la antigüedad. Fuente: (Álbum Virtual de Historia de la UCSG, 1973)*



*Figura 21 Columna de la fachada frontal en la antigüedad. Fuente: (Álbum Virtual de Historia de la UCSG, 1973)*

Con la ayuda del Ingeniero Julio Vargas y su ayudante, se usó el instrumento de medición de acero “Profoscope”; este señala donde se encuentra el acero y cuál es su diámetro probable.

### 1.4.1. Columnas frente al bar de Colón.

Lo primero que se notó en estas columnas, es que una de ellas tenía una grieta muy visible (Figura 22), el cuál daba indicios de que sería una columna falsa.



*Figura 22 Columna Colón con grieta visible. Fuente: Propio.*

Pero una vez hecha la lectura con el Profoscope (Figura 23), se encontró acero de refuerzo hasta 55cm.



*Figura 23 Ingeniero Julio Vargas dando los resultados de la lectura del Profoscope. Fuente: Propio.*

En los primeros años de existencia de la facultad de Ingeniería, estas columnas presentaron daños debido a los asentamientos y al volteo que estaba experimentando la estructura (Figura 20), por lo que probablemente cuando se solucionaron estos problemas, después se fortalecieron estas columnas.

Entonces, se concluye que estas columnas fueron reforzadas, extendiendo su alto de 40cm a 55cm, pero también se añadió una parte de columna falsa que se extiende hasta 67.5cm, donde pasan tuberías (Figura 24).



*Figura 24 Columna de Colón donde se puede ver un grifo. Fuente: Propio.*

Este cambio de sección se considerará en el modelo de Etabs.

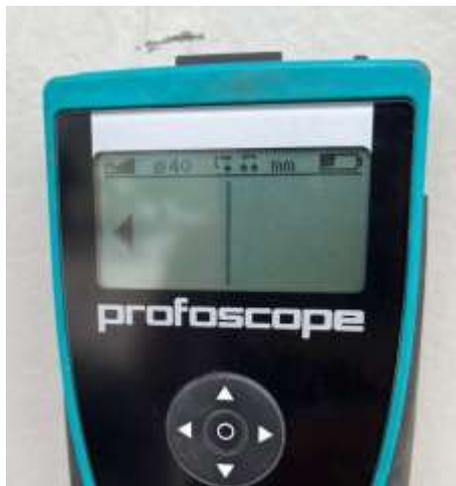
### 1.4.2. Columna de fachada frontal.

La lectura que se obtuvo de esta columna fue que es una columna falsa, no fue reforzada, ya que se tomaron lecturas en todas las caras y se concluyó que sigue siendo una columna de 40x40cm (Figura 25).



*Figura 25 Ensayo en la columna de la fachada frontal. Fuente: Propio.*

Esto se puede apreciar mejor en la Figura 26, donde vemos que el instrumento indica que el acero se encuentra más a la izquierda, comprobando de que no hay acero en los extremos y no fue reforzada.



*Figura 26 Instrumento Profoscope haciendo lectura, indicando que el acero se encuentra a la izquierda. Fuente: Propio.*

### 1.4.3. Columnas frente a control de cátedra.

En el caso de estas dos columnas de 65x45cm, se determinó que los aceros de refuerzo se encuentran en una sección de 40cmx40cm, pero tienen un diferente refuerzo (Figura 27) al general de todas las columnas, por lo que probablemente haya sido reforzada.



*Figura 27 Resultado de la lectura marcada en la columna. Fuente: Propio.*

Además, estas dos columnas están unidas con un muro en un lado, por el otro lado solo hay cableados eléctricos.

## 1.5. Observación en vigas de la fachada frontal.

En el trabajo de titulación del Ingeniero David Loor no se consideraron ni analizaron estas vigas (Figura 28), por lo que con la ayuda del Profoscope se examinarán y luego se añadirán al modelo de Etabs.



*Figura 28 Vigas de la fachada frontal de la facultad de Ingeniería. Fuente. Propio.*

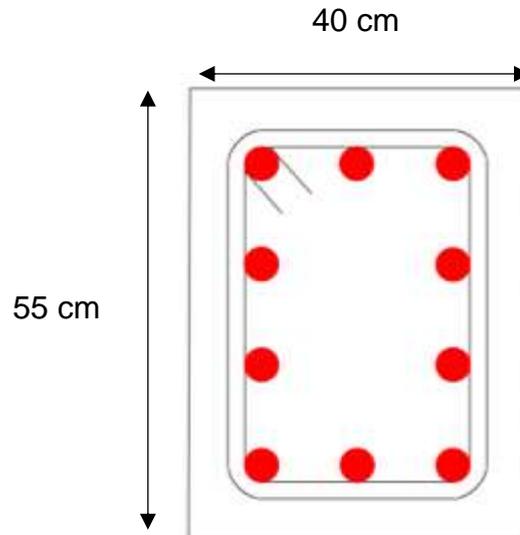
Estas vigas tienen una sección de 15x30cm, y se encontró (Figura 29) que tiene dos aceros de refuerzo de  $\varnothing 16$  y vinchas de  $\varnothing 10$  cada 15cm.



*Figura 29 Lectura con Profoscope en vigas. Fuente: Propio.*

## 1.6. Conclusión de Observaciones.

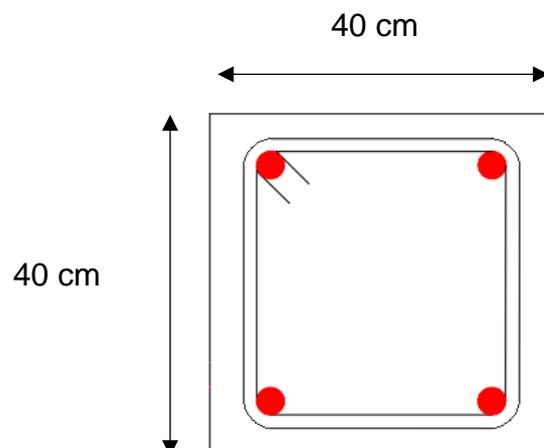
### 1.6.1. Armado de columnas frente al bar de Colón.



$$A_s = 10\phi 28$$

$$E\phi 10 \text{ c}/250\text{mm}$$

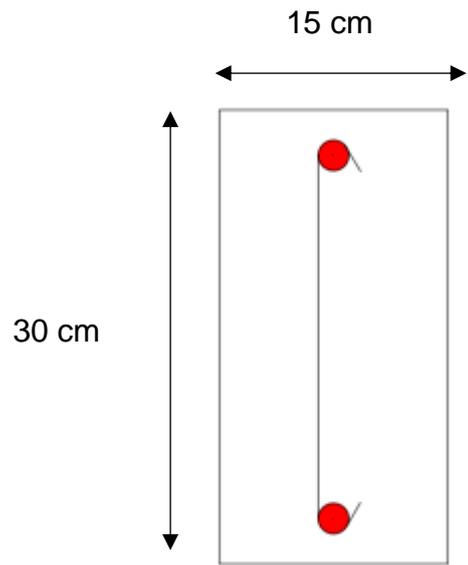
### 1.6.2. Armado de columna de fachada frontal.



$$A_s = 4\phi 28$$

$$E\phi 10 \text{ c}/250\text{mm}$$

### 1.6.3. Armado de vigas de la fachada frontal.



$A_s = 2\phi 16$

$V\phi 10 \text{ c}/15\text{cm}$



Para rehabilitar el problema que hubo con el botadero de basura en la cimentación de la Facultad de Ingeniería, se instalaron pilotes mega de 1.2 metros para que se dejen de producir asentamientos ya que el edificio se estaba volteando. Pero si solo se tiene 1.2 metros de una capa superficial, lo que quiere decir que los 1.2 metros no van a modificar las características del suelo.

Según (NEC-SE-DS, 2015), en la sección 10.6.2.d, dice que para los perfiles donde existan más de 3 metros de suelo entre la superficie de la roca y la parte inferior de la fundación, no pueden clasificarse como perfiles tipo A o B; pero como solo son 1.2 metros, el suelo con el que se trabajará es suelo tipo B (tabla 3).

Tabla 3 Clasificación de perfiles de suelo. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa

## Capítulo 3: Riesgo sísmico

### 3.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z.

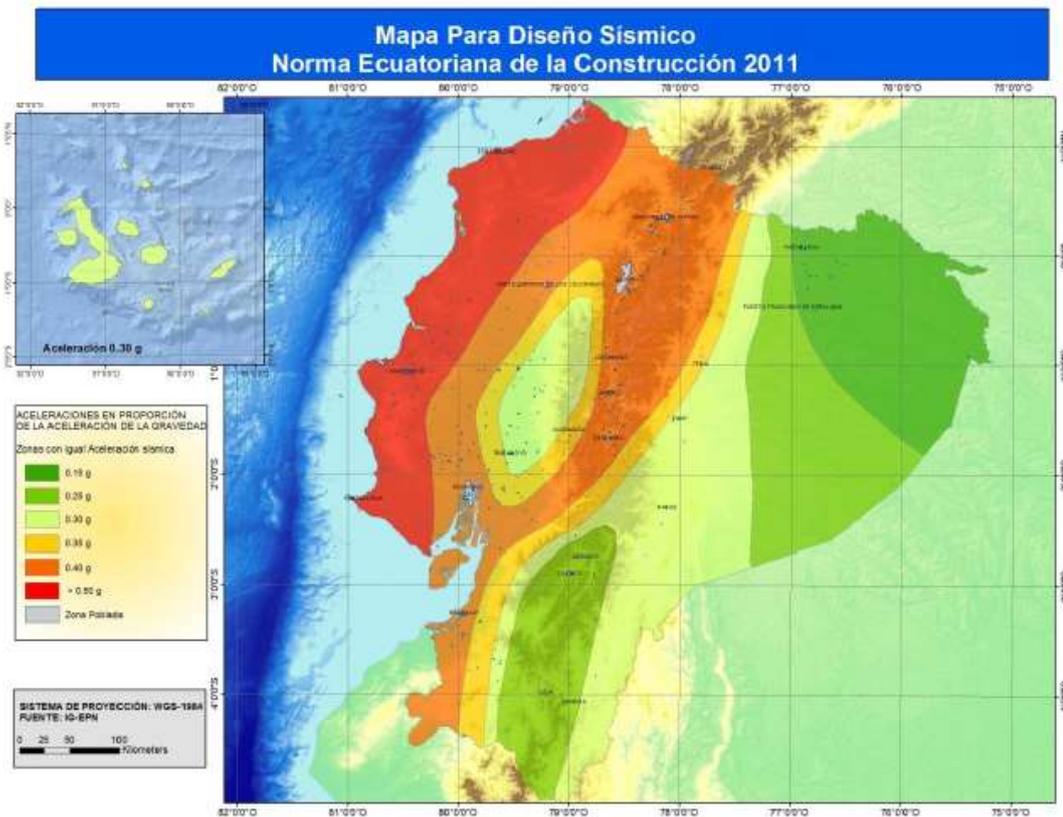


Figura 31 Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 4 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

### 3.2. Curvas de peligro sísmico.

Para los periodos de retorno de 72 años, 225 años y 2500 años, usaremos la curva de peligro sísmico de Guayaquil, para evaluar la estructura con diferentes niveles de desempeño.

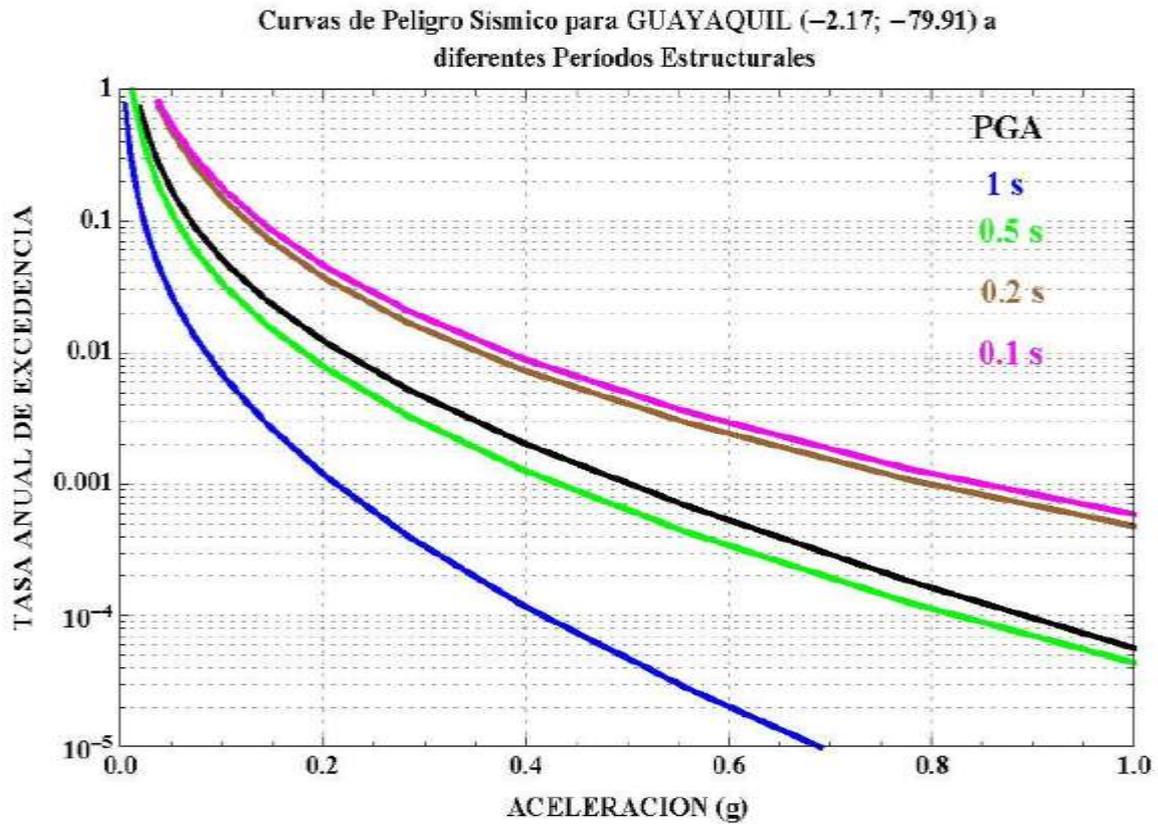


Figura 32 Curvas de peligro sísmico, Guayaquil. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Se trabajará con los otros sismos para verificar el comportamiento del edificio en caso de que se produzcan esos sismos y comparar sobre todo las derivas y asociar estas con el daño.

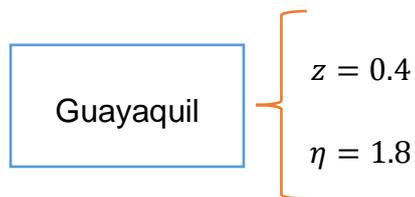
### 3.3. Construcción del Espectro de Diseño de Aceleraciones con las especificaciones de la norma NEC-15.

#### 3.3.1. Proceso de Construcción de Espectro.

A continuación, se muestra el proceso para desarrollar el espectro con las especificaciones de la norma NEC-15 para Suelo Tipo B en Guayaquil.

#### 3.3.2. Lugar.

Con la norma NEC-15 sección 10.2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z; encontramos el factor Z.



Según (NEC-SE-DS, 2015), se definieron los valores de la relación de amplificación espectral,  $\eta$  ( $S_a/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta = 1.8$  Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

$\eta = 2.48$  Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.6$  Provincias del Oriente

### 3.3.3. Coeficientes de Sitio.

Sacamos los coeficientes de las tablas de tipo de suelo y factores de sitio para Fa, Fs y Fs.

Tabla 5 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.6.4</a>					

Tabla 6 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

Tabla 7 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

Sacando los siguientes coeficientes:

$$F_a = 1$$

$$F_d = 1$$

$$F_s = 0.75$$

### 3.3.4. Periodos de Control dentro del espectro.

$$T_o = 0.1 * \frac{F_d * F_s}{F_a} = 0.1 * \frac{1 * 0.75}{1} = 0.075 \text{ seg}$$

$$T_c = 0.55 * \frac{F_d * F_s}{F_a} = 0.55 * \frac{1 * 0.75}{1} = 0.413 \text{ seg}$$

### 3.3.5. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

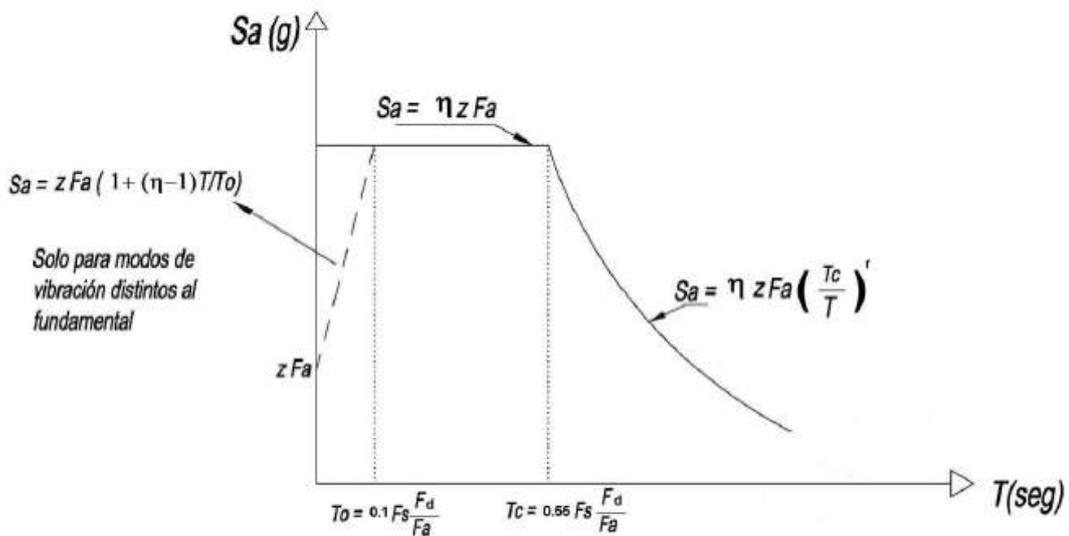


Figura 33 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (475 años). Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Entonces:

$$S_a = \eta * z * F_a$$

$$S_a = 1.8 * 0.4 * 1 = 0.72 g$$

### 3.3.5.1. Determinación del periodo de vibración T.

Según (NEC-SE-DS, 2015), sección 6.3.3, para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

$C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio.

$h_n$  Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

$T$  Periodo de vibración.

Para:

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Figura 34 Coeficientes dependientes del tipo de estructura. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

$$h_n = \text{Altura de planta baja hasta la terraza} + \text{Altura de losa} \\ + \text{Altura del segundo piso}$$

$$h_n = 7 m + 0.3 m + 3 m = 10.3 m$$

$$T = 0.055 * 10.3^{0.9} = 0.45 \text{ seg}$$

Entonces, siguiendo con el punto 3.3.5.:

$$S_a = \eta * z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

Para suelo B:

$$r = 1$$

$$S_a = 1.8 * 0.4 * 1 * \left(\frac{0.413}{0.45}\right)^1$$

$$S_a = 0.66 \text{ g}$$

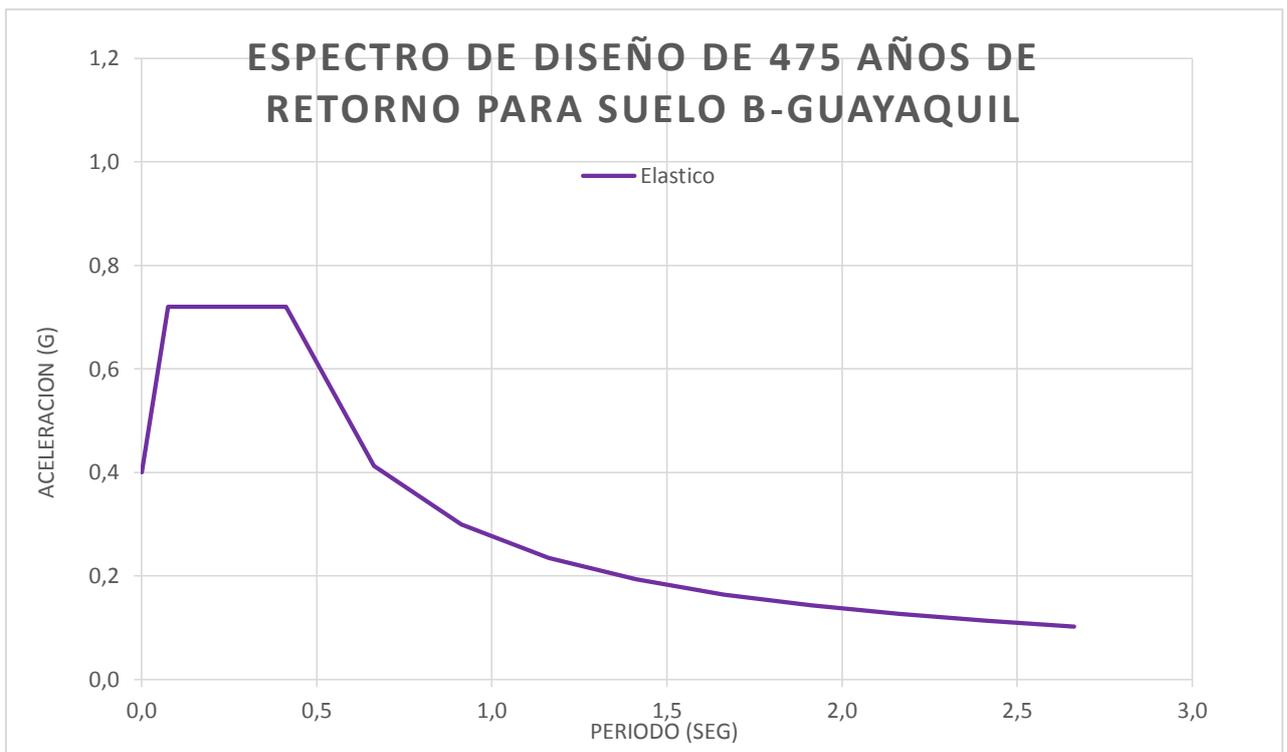
Resumiendo:

*Tabla 8 Resumen de datos para la construcción de espectro de diseño con Tdr de 475 años. Fuente: Propio.*

<b>Ubicación</b>	<b>Ciudad</b>	Guayaquil
	<b>Región</b>	Costa
	<b>Suelo</b>	B
<b>Zona sísmica y valor Z</b>	<b>Z</b>	0.40
	<b>η</b>	1.80
<b>Coefficientes de sitio</b>	<b>Fa</b>	1.00
	<b>Fd</b>	1.00
	<b>Fs</b>	0.75
	<b>r</b>	1.00
<b>Periodos de control</b>	<b>To</b>	0.08
	<b>Tc</b>	0.41
<b>Aceleración espectral elástica</b>	<b>zFa</b>	0.40
	<b>nzFa</b>	0.72
	<b>nzFa(Tc/T)^r</b>	0.66
<b>Periodo de vibración de la facultad</b>	<b>Ct</b>	0.06
	<b>hn</b>	10.30
	<b>α</b>	0.90
	<b>T</b>	0.45

Tabla 9 Valores Periodo vs aceleración para la construcción del espectro de diseño.  
Fuente: Propio.

<b>T (seg)</b>	<b>Aceleración (g)</b>
0.00	0.40
0.08	0.72
0.41	0.72
0.66	0.41
0.91	0.30
1.16	0.23
1.41	0.19
1.66	0.16
1.91	0.14
2.16	0.13
2.41	0.11
2.66	0.10



Gráfica 1 Espectro de diseño de 475 años de Retorno para Suelo B en Guayaquil para la facultad de ingeniería de la UCSG. Fuente: Propio.

### 3.4. Construcción Espectro de Diseño de Aceleraciones usando las curvas de peligro sísmico.

#### 3.4.1. Para sismo con Tdr de 72 años.

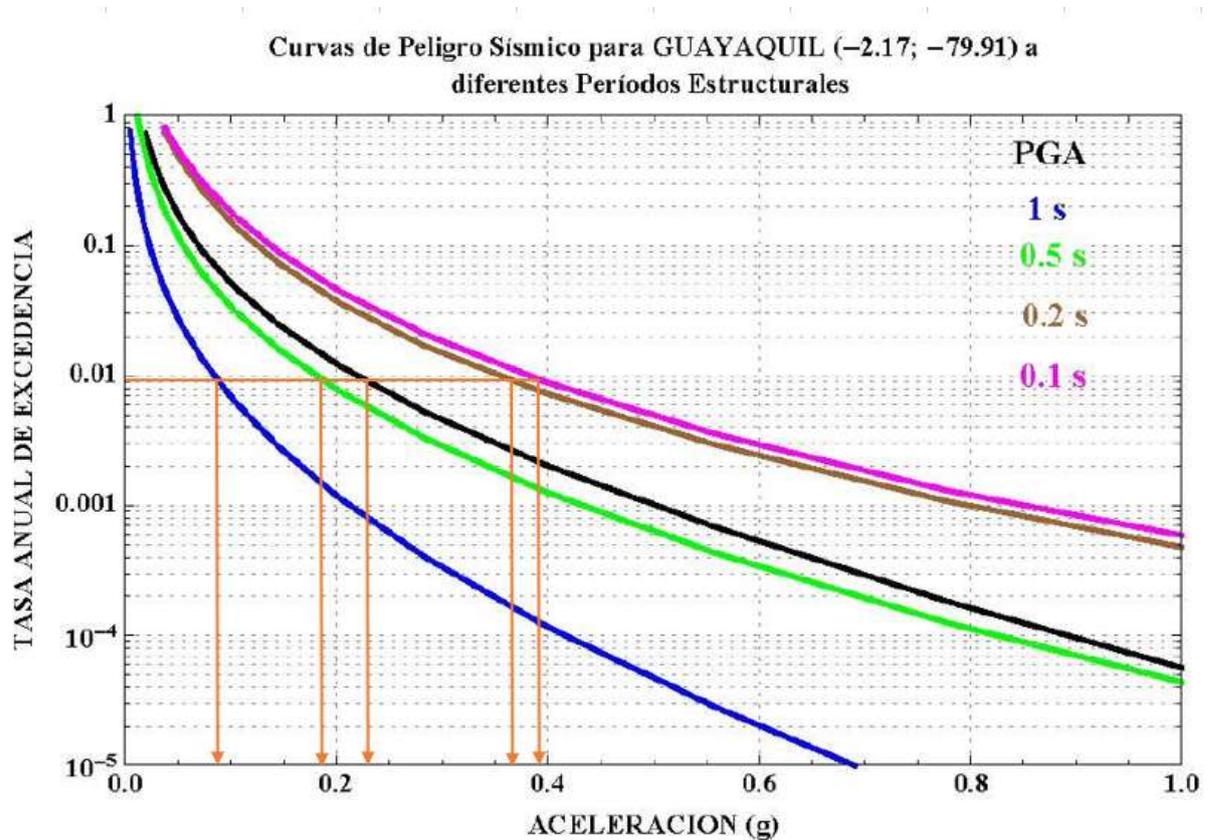
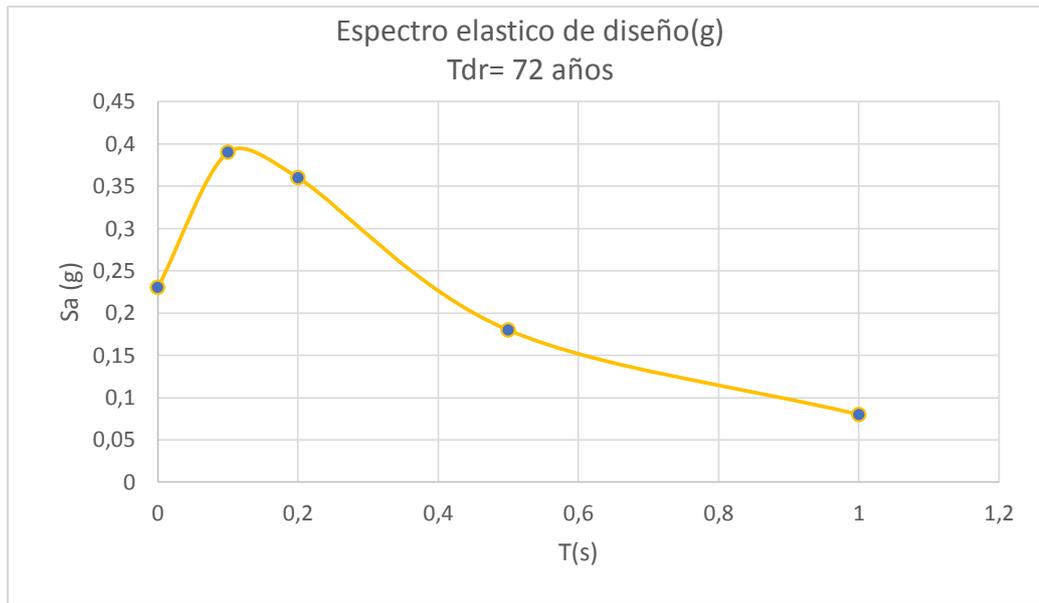


Figura 35 . Selección de Periodos Estructurales y Aceleraciones usando las curvas de peligro sísmico de un suelo tipo B de la ciudad de Guayaquil para obtener el espectro de diseño para un sismo con Tdr de 72 años. Fuente: Propio.

Tabla 10 Resultados de las curvas de peligro sísmico para un sismo con Tdr de 72 años con suelo B en Guayaquil. Fuente: Propio.

	T(s)	Sa(g)
PGA	0	0.23
	0.1	0.39
	0.2	0.36
	0.5	0.18
	1	0.08



Gráfica 2 Espectro de diseño de 72 años de Retorno para Suelo B en Guayaquil para la facultad de ingeniería de la UCSG. Fuente: Propio

### 3.4.2. Para sismo con Tdr de 225 años.

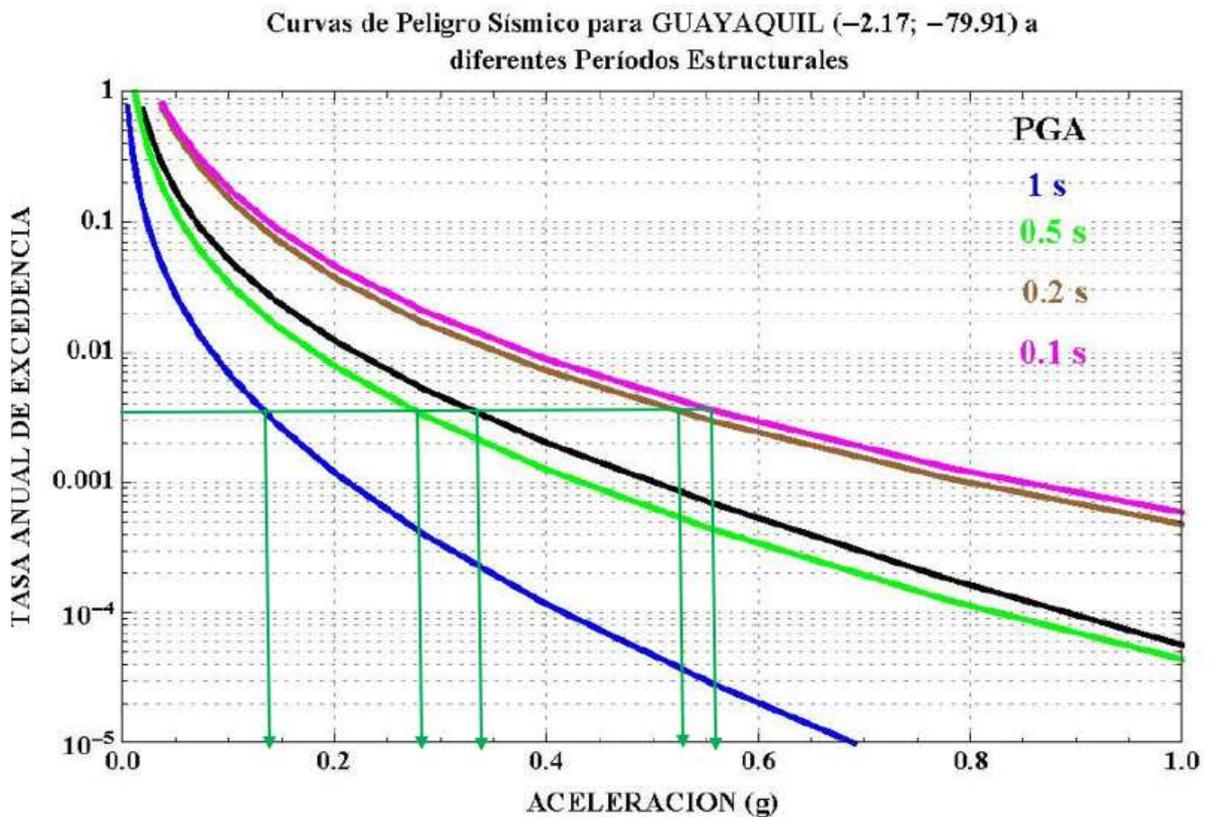
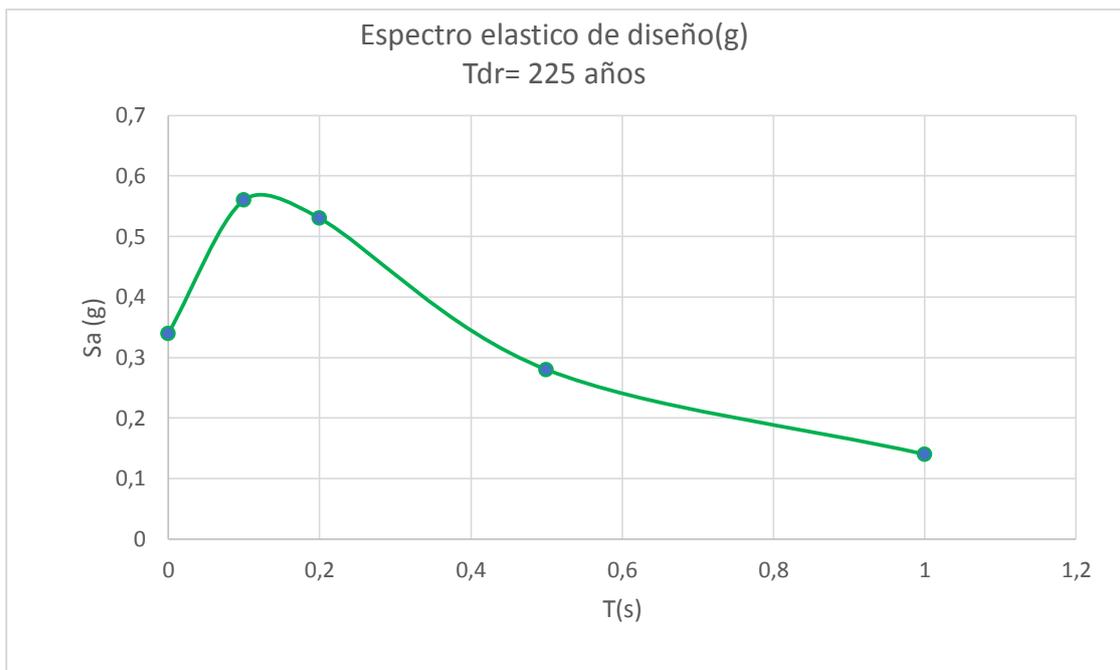


Figura 36 Selección de Periodos Estructurales y Aceleraciones usando las curvas de peligro sísmico de un suelo tipo B de la ciudad de Guayaquil para obtener el espectro de diseño para un sismo con Tdr de 225 años. Fuente: Propio.

Tabla 11 Resultados de las curvas de peligro sísmico para un sismo con Tdr de 225 años con suelo B en Guayaquil. Fuente: Propio.

	<b>T(s)</b>	<b>Sa(g)</b>
PGA	0	0.34
	0.1	0.56
	0.2	0.53
	0.5	0.28
	1	0.14



Gráfica 3 Espectro de diseño de 225 años de Retorno para Suelo B en Guayaquil para la facultad de ingeniería de la UCSG. Fuente: Propio

### 3.4.3. Para sismo con Tdr de 2500 años.

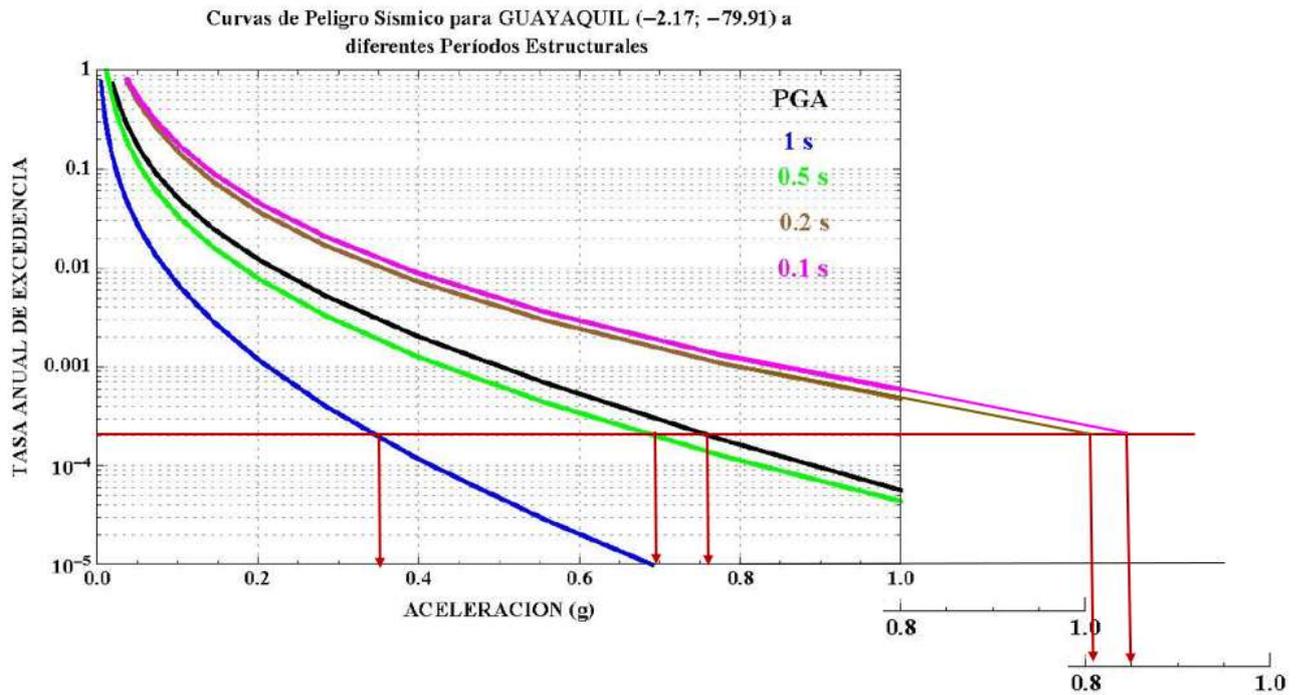
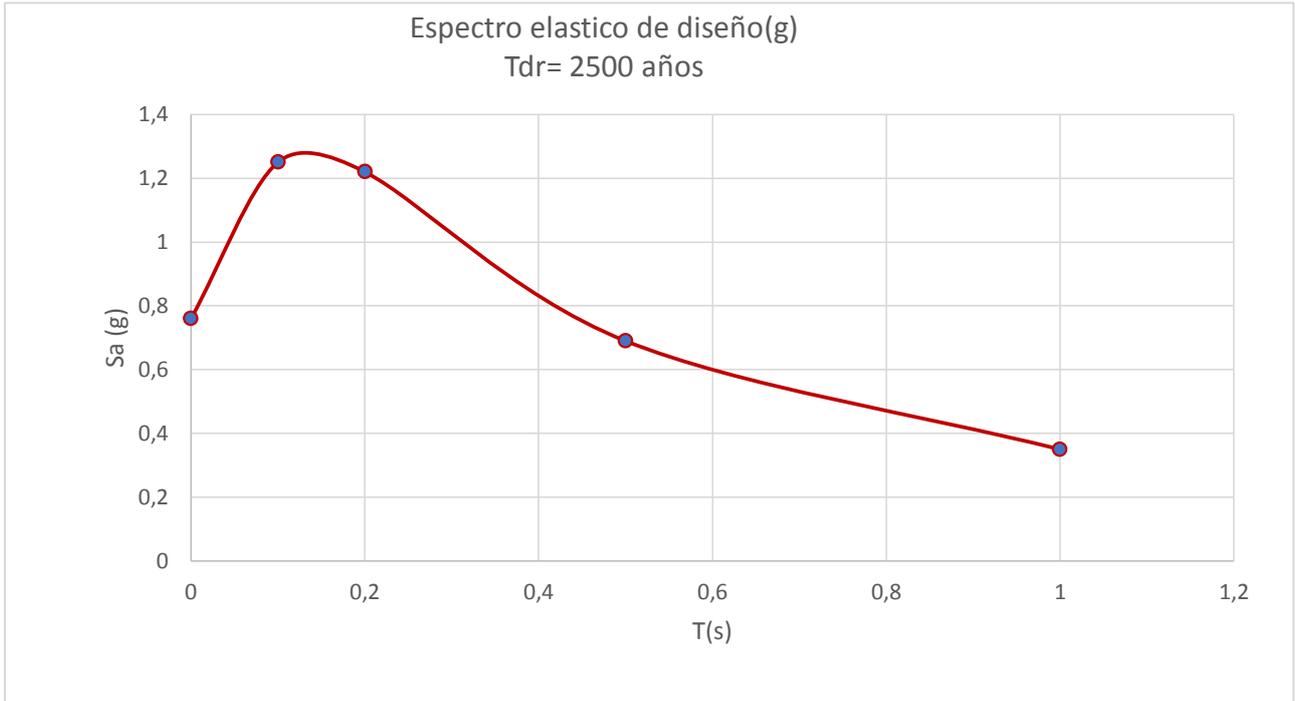


Figura 37 Selección de Periodos Estructurales y Aceleraciones usando las curvas de peligro sísmico de un suelo tipo B de la ciudad de Guayaquil para obtener el espectro de diseño para un sismo con Tdr de 2500 años. Fuente: Propio.

Tabla 12 Resultados de las curvas de peligro sísmico para un sismo con Tdr de 2500 años con suelo B en Guayaquil. Fuente: Propio.

	T(s)	Sa(g)
PGA	0	0.76
	0.1	1.25
	0.2	1.22
	0.5	0.69
	1	0.35



Gráfica 4 Espectro de diseño de 2500 años de Retorno para Suelo B en Guayaquil para la facultad de ingeniería de la UCSG. Fuente: Propio

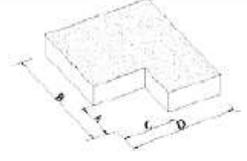
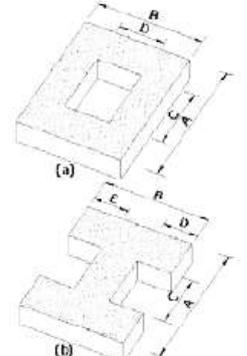
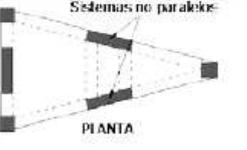
### 3.5 Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.

En sus primeros años, el edificio de la facultad de Ingeniería de la UCSG no presentaba ningún tipo de irregularidades en planta ni en elevación, esto es debido al hecho que era una estructura simétrica (Figura 1), pero debido a los cambios que ha tenido durante los años, en la terraza y en la fachada frontal, se revisará si la estructura presenta irregularidades con la ayuda de la norma (NEC-SE-DS, 2015).

#### 3.5.1. Irregularidad en planta.

Comprobaremos los cuatro tipos de irregularidades en planta que presenta la norma en la siguiente tabla.

Tabla 13 Coeficientes de irregularidad en planta. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_T=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math>                      Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_T=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math>                      La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_T=0.9</math>                      a) <math>CxD &gt; 0.5AxB</math>                      b) <math>[Cx D + Cx E] &gt; 0.5AxB</math>                      La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_T=0.9</math>                      La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

### **Tipo 1. Irregularidad torsional.**

Se puede ver en la Figura 9, la estructura no tiene una irregularidad torsional, por lo cual no se deberá penalizar a la misma.

$$\phi P_i = 1$$

### **Tipo 2. Retrocesos excesivos en las esquinas.**

La estructura no posee entrantes excesivas en ningún piso, por lo tanto, no se deberá penalizar a la misma.

$$\phi P_1 = \phi P_2 = 1$$

### **Tipo 3. Discontinuidad en el sistema de piso.**

La configuración de la estructura no tiene discontinuidades apreciables por lo que:

$$\phi P_1 = \phi P_2 = 1$$

### **Tipo 4. Ejes estructurales no paralelos.**

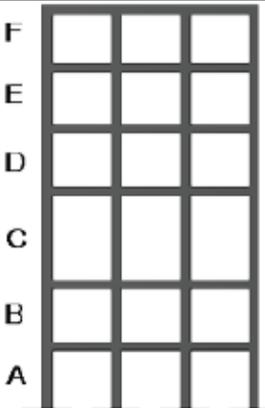
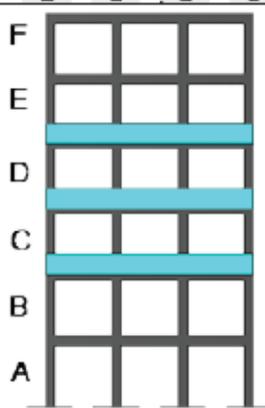
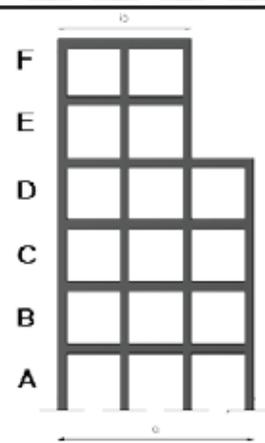
Los ejes de la estructura son simétricos siendo los valores de phi:

$$\phi P_1 = \phi P_2 = 1$$

### 3.5.2. Irregularidad en Elevación.

Comprobaremos los tres tipos de irregularidades en elevación que presenta la norma en la siguiente tabla.

Tabla 14 Coeficientes de irregularidad en elevación. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>            Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

**Tipo 1. Piso flexible.**

Con la ayuda del programa computacional en ETABS, para un sismo de 475 años, se encontraron las rigideces laterales para cada piso y se determinó si se trataba de piso flexible o no.

*Tabla 15 Revisión de Irregularidad en Elevación - Piso Flexible – Dirección X. Fuente: (CivilMDC & EngineeringWorld, 2019)*

Story		Rigidez dirección-X	$K_i$	Verificación
			$K_{i+1}$	
			0.7	
Story3		9,005,735	-	-
Story2		25,915,237	2.87	Regular
Story1		38,138,817	1.47	Regular

*Tabla 16 Revisión de Irregularidad en Elevación - Piso Flexible – Dirección Y. Fuente: (CivilMDC & EngineeringWorld, 2019)*

Story		Rigidez dirección-Y	$K_i$	Verificación
			$K_{i+1}$	
			0.7	
Story3		9,505,735	-	-
Story2		19,612,348	2.06	Regular
Story1		29,876,339	1.52	Regular

Por lo tanto:

$$\phi E_i = 1$$

## Tipo 2. Distribución de masa.

La distribución de masas de los pisos de la estructura está correctamente distribuida y por tanto no habrá penalización a la estructura.

$$\phi E_i = 1$$

## Tipo 3. Irregularidad geométrica.

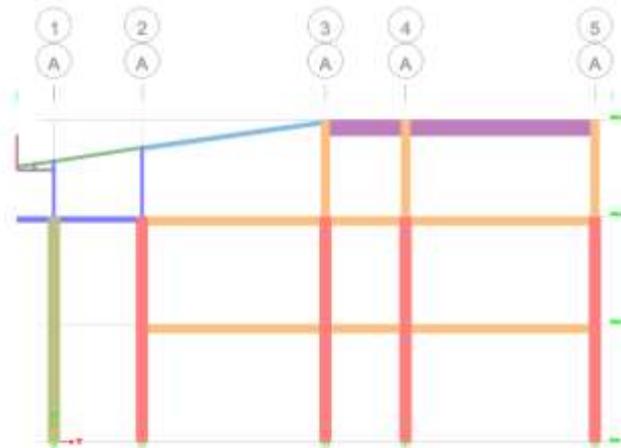


Figura 38 Vista en elevación de la facultad de ingeniería en Etabs.

$$a=18.95 \quad b=9.44$$

$$a > 1.3b$$

$$18.95 > 1.3(9.44)$$

$$18.95 > 12.27$$

Existe irregularidad geométrica por lo tanto habrá castigo sobre la estructura y su valor de phi será:

$$\phi E_i = 0.9$$

### 3.5.3. Coeficiente de regularidad en planta $\phi P$ .

Después de haber obtenido los factores por irregularidad en planta se obtiene el coeficiente de regularidad en planta según la sección 5.2.3.a de la norma (NEC-SE-DS, 2015).

$$\phi P = \phi PA \times \phi PB$$

Dónde

$\phi P$  Coeficiente de regularidad en planta.

$\phi PA$  Mínimo valor  $\phi Pi$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

$\phi PB$  Mínimo valor  $\phi Pi$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.

$\phi Pi$  Coeficiente de configuración en planta.

$$\phi P = 1 * 1$$

$$\phi P = 1$$

### 3.5.4. Coeficiente de regularidad en elevación $\phi E$ .

Después de haber obtenido los factores por irregularidad en elevación se obtiene el coeficiente de regularidad en elevación según la sección 5.2.3.b de la norma (NEC-SE-DS, 2015).

$$\phi E = \phi EA \times \phi EB$$

Dónde:

$\phi E$  Coeficiente de regularidad en elevación.

$\phi EA$  Mínimo valor  $\phi Ei$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi Ei$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1.

$\phi EB$  Mínimo valor  $\phi Ei$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi Ei$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3.

$\phi Ei$  Coeficiente de configuración en elevación.

$$\phi E = 1 \times 0.9 = 0.9$$

### 3.6. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.

Según la tabla de 17, de (NEC-SE-DS, 2015), se clasifica al edificio de la Facultad de Ingeniería de la UCSG como estructura de ocupación especial por ser un centro de educación.

Tabla 17 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Por lo que:

$$I = 1.3$$

### 3.7. Factor de reducción de respuesta sísmica.

Debido al tipo de estructura que se está analizando (Columnas y losas especiales), la norma (NEC-SE-DS, 2015) en sus tablas de factores de reducción no indica específicamente este tipo, por lo que, se usará la tabla del (ASCE, 7-10).

Tabla 18 Factor de Reducción de respuesta sísmica. Fuente: (ASCE, 7-10)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$
<b>C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS</b>		
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3

### 3.8 Espectro de diseño Inelástico.

Resumiendo los valores obtenidos en las secciones anteriores:

*Tabla 19 Resumen de valores obtenidos en las secciones 3.5.3., 3.5.4., 3.6, 3.7.  
Fuente: Propio.*

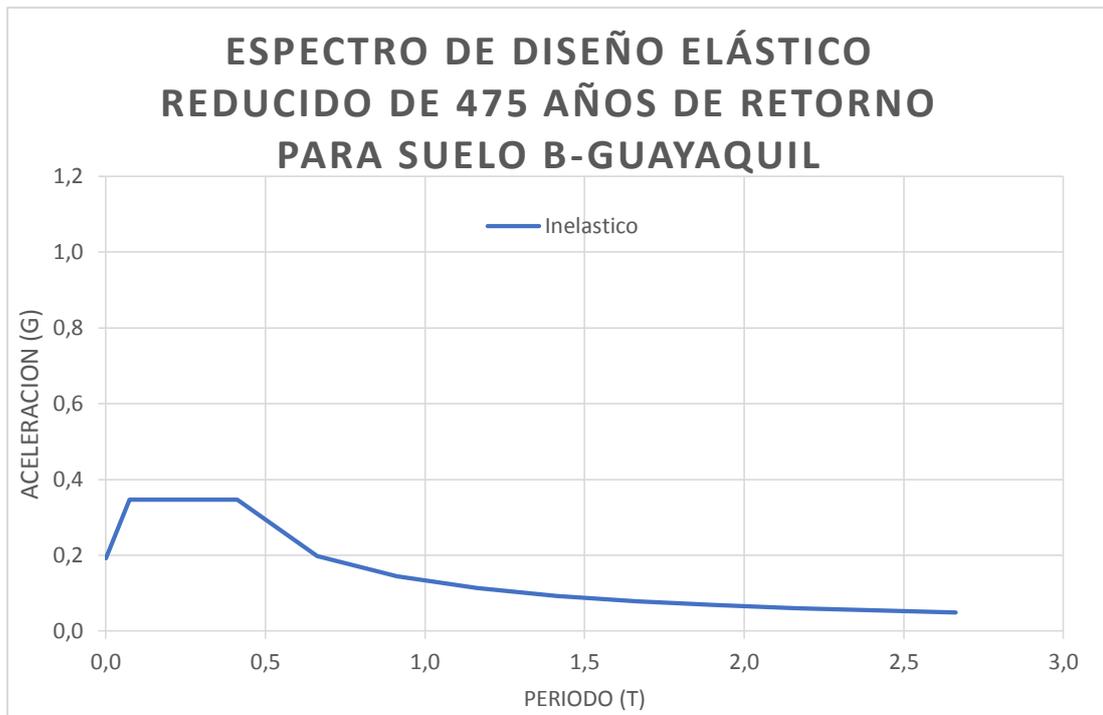
$\phi P =$	1
$\phi E =$	0.9
$I =$	1.3
$R =$	3

Y construyendo el espectro inelástico de diseño:

$$C_s = \frac{S_a * I}{R * \phi E * \phi P}$$

Usando lo valores obtenidos en la sección 3.3:

<b>T (seg)</b>	<b>Elástico Reducido</b>
0.00	0.19
0.08	0.35
0.41	0.35
0.66	0.20
0.91	0.14
1.16	0.11
1.41	0.09
1.66	0.08
1.91	0.07
2.16	0.06
2.41	0.05
2.66	0.05



*Gráfica 5 Espectro de diseño elástico reducido de 475 años de retorno para Suelo B en Guayaquil para la facultad de ingeniería de la UCSG. Fuente: Propio*

## Capítulo 4. Desempeño esperado del edificio de la Facultad de Ingeniería.

El comportamiento de una estructura frente a un evento sísmico ha sido categorizado tomando en cuenta su comportamiento estructural y no estructural, considerando los siguientes niveles de desempeño:

- 1-A: nivel operacional
- 1-B: nivel de ocupación inmediata
- 3-C: nivel de seguridad de vida
- 5-E: nivel de prevención de colapso

La siguiente tabla presenta el control de daño y los niveles de desempeño para edificios:

*Tabla 20 Control de daños y niveles de desempeño en edificios. Fuente: (NEC-SE-RE, 2015)*

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
<b>Daño Global</b>	<b>Severo</b>	<b>Moderado</b>	<b>Ligero</b>	<b>Muy Ligero</b>
<b>General</b>	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento
<b>Componentes No Estructurales</b>	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general., pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

Después, con el propósito de evaluación y rehabilitación sísmica de edificios se definen 4 niveles discretos de amenaza sísmica, que corresponden a probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años.

*Tabla 21 Niveles de amenaza sísmica. Fuente: (NEC-SE-RE, 2015)*

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.0004

Para la evaluación estructural del edificio de la Facultad de Ingeniería de la UCSG, se designaron los siguientes niveles de desempeño esperados frente a los eventos sísmicos que señala la norma.

*Tabla 22 Niveles de desempeño esperado para la facultad de ingeniería. Fuente: Propio.*

Sismo	Periodo de retorno (años)	Nivel de desempeño	
Frecuente	72	Operacional	1-A
Ocasional	225	Ocupación Inmediata	1-B
Raro	475	Seguridad de vida	3-C
Muy raro	2500	Prevención al colapso	5-E

Con esto podemos definir los objetivos de rehabilitación de la estructura.

Para el sismo **frecuente** con un periodo de retorno de 72 años con Nivel Operacional, el objetivo de rehabilitación es “a”.

Para el sismo **ocasional** con un periodo de retorno de 225 años con Nivel de Ocupación Inmediata, el objetivo de rehabilitación es “f”, pero como el edificio de la facultad es una edificación de ocupación especial la (NEC-SE-RE, 2015) estipula que deberán ser rehabilitadas para un objetivo limitado “g”.

Para el sismo **raro** con un periodo de retorno de 225 años con Nivel de Seguridad de Vida, el objetivo de rehabilitación es “k”, pero como el edificio de la facultad es una edificación de ocupación especial, la (NEC-SE-RE, 2015) estipula que deberá ser rehabilitada para un objetivo limitado “l”.

Para el sismo **muy raro** con un periodo de retorno de 2500 años con Nivel de Prevención al Colapso, el objetivo de rehabilitación es “p”.

Tabla 23 Objetivos de Rehabilitación. Fuente: (NEC-SE-RE, 2015)

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

1.- Cada celda en esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación discreto

2.- Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes 3 objetivos de rehabilitación:

- Objetivo Básico de Seguridad      k y p
- Objetivos Avanzados                k y m, n, o o  
p e i o j  
k y p y a, b, e, ó f
- Objetivos Limitados                m, n, u o sólo  
k sólo  
p sólo  
c, d, g, h, o l sólo

## Capítulo 5: Modelo en ETABS

Con la ayuda del Ingeniero Jaime Hernández, profesor de Ingeniería Civil de la UCSG, se pudo conseguir el modelo de computadora que se implementó hace siete años por el Ingeniero David Loo. Este modelo se usará de base para este trabajo de titulación, en donde se harán correcciones en algunas columnas (mencionadas de la sección 1.4), se agregarán elementos faltantes (sección 1.5) y cambiarán otros aspectos (como las cargas, sismos usados, diafragmas, etc.) que serán especificados en este capítulo.

### 5.1. Materiales.

Los elementos existentes en el modelo y los que serán agregados, tienen las siguientes propiedades:

Hormigón de Losa y Columnas:

- Peso Específico:  $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia a la Compresión:  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad:  $E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 250998 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Refuerzo en Barras:

- Peso Específico:  $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia a la Fluencia:  $f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad:  $E_s = 2030000 \text{ kg/cm}^2$

Acero Estructural A36:

- Peso Específico:  $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia a la Fluencia:  $f_s = 2500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad:  $E_s = 2030000 \text{ kg/cm}^2$

### 5.2. Carga a considerar.

Para este tipo de estudio, la norma (NEC-SE-DS, 2015) establece que no hay contribución de carga viva en la sección 6.1.7, ya que es un edificio educativo, por lo que para el análisis en Etabs no se va a incluir.

Solo se tomará en cuenta la carga muerta y el sismo para el control de derivas.

### 5.2.1. Carga muerta.

Tabla 24 Carga muerta: peso de materiales. Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

Material	Peso Unitario kN/m <sup>3</sup>
Bloque hueco de hormigón	12.0
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.5
<b>Elementos secundarios</b>	
<b>G. Contrapisos y recubrimientos</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Baldosa de mármol reconstituido, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.22
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0.16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0.22

$$W \text{ losa} = [(1 * 0.05) + (2 * 0.1 * 0.25 * 1.8)] * 2400 \frac{kg}{m^3} = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ bloques alivianados} = [(0.4^2) * 4 * 0.25] * 850 \frac{kg}{m^3} = 136 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ baldosas} = \left(22 \frac{kg}{m^2}\right) * 2 = 44 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ Paredes} = 110 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ total} = 626 \text{ kg/m}^2$$

La carga muerta que se ingresó en el programa adicional es 290 kg/m<sup>2</sup>, la cual considera los bloques alivianados, baldosas y paredes. El peso de la losa lo considera automáticamente el programa, se la modeló con sus respectivos nervios en dos direcciones. (Loor, 2015)

### 5.3. Correccion de Columnas.

Como se mostró en la sección 1.4, las columnas de la planta baja frente al bar de Colón fueron reforzadas, siendo ahora una seccion reforzada de 40x55cm.

Agregando esta columna en ETABS:

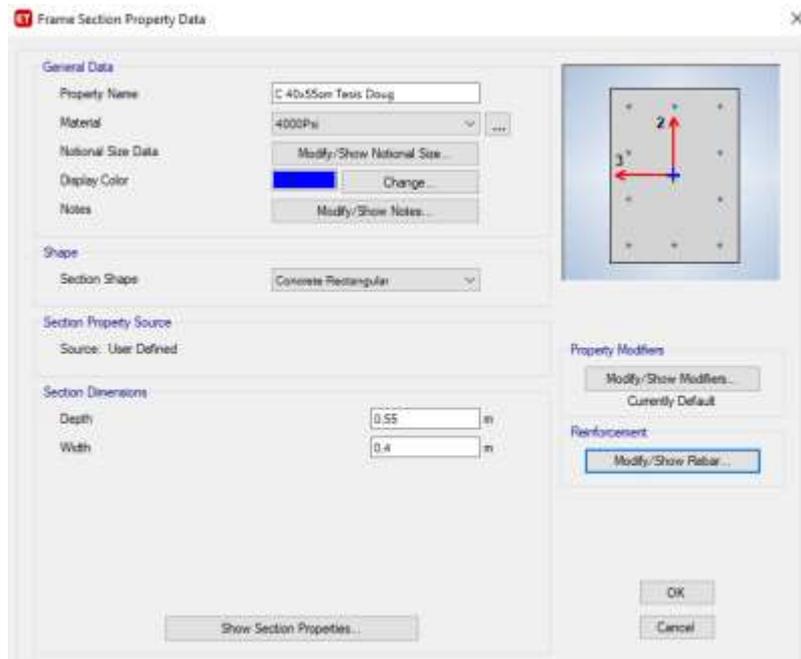


Figura 39 Adición de columna reforzada en ETABS. Fuente: Propio.

Modificando el modelo:

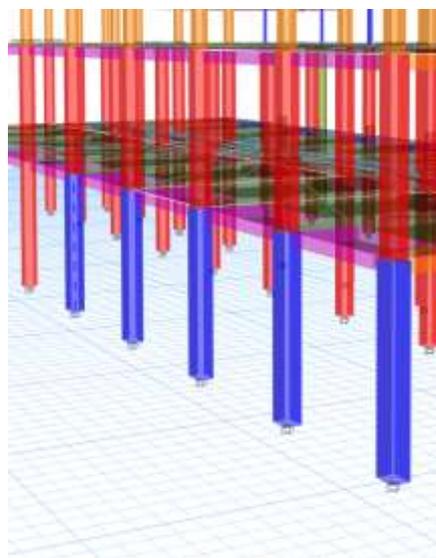


Figura 40 Adición de columna reforzada en el modelo. Fuente: Propio.

## 5.4. Adición de vigas.

Al modelo faltó considerar las vigas de la fachada frontal de 15x30cm mostradas en la sección 1.5.

Agregando esta viga en ETABS:

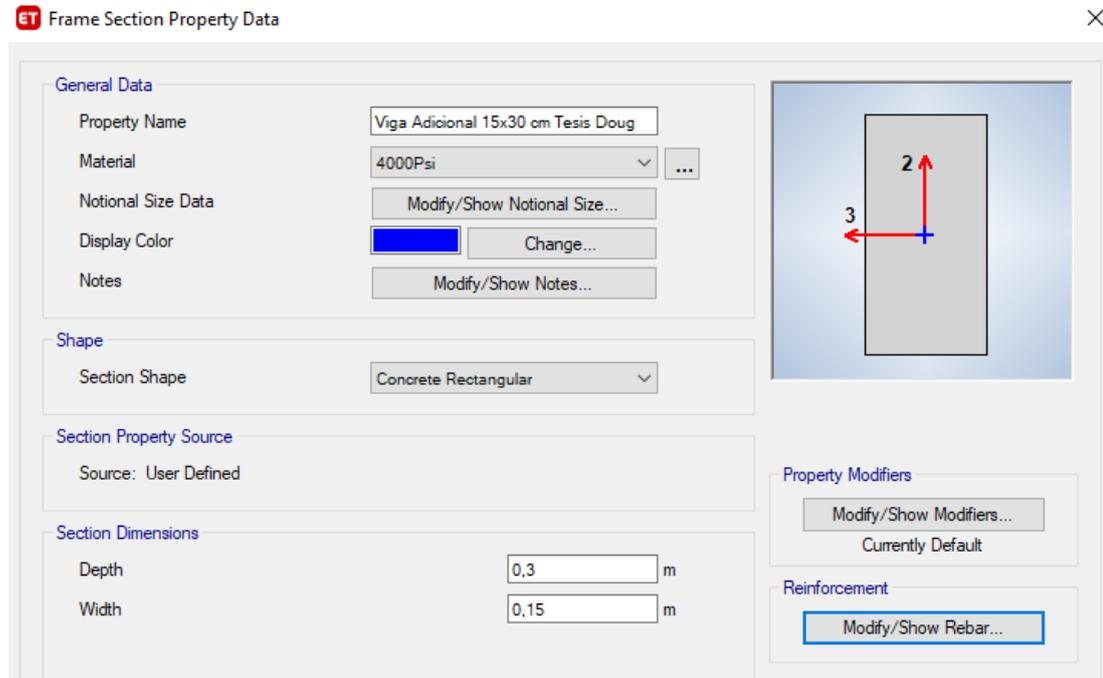


Figura 41 Adicción de vigas de la fachada frontal. Fuente: Propio.

Modificando el modelo:

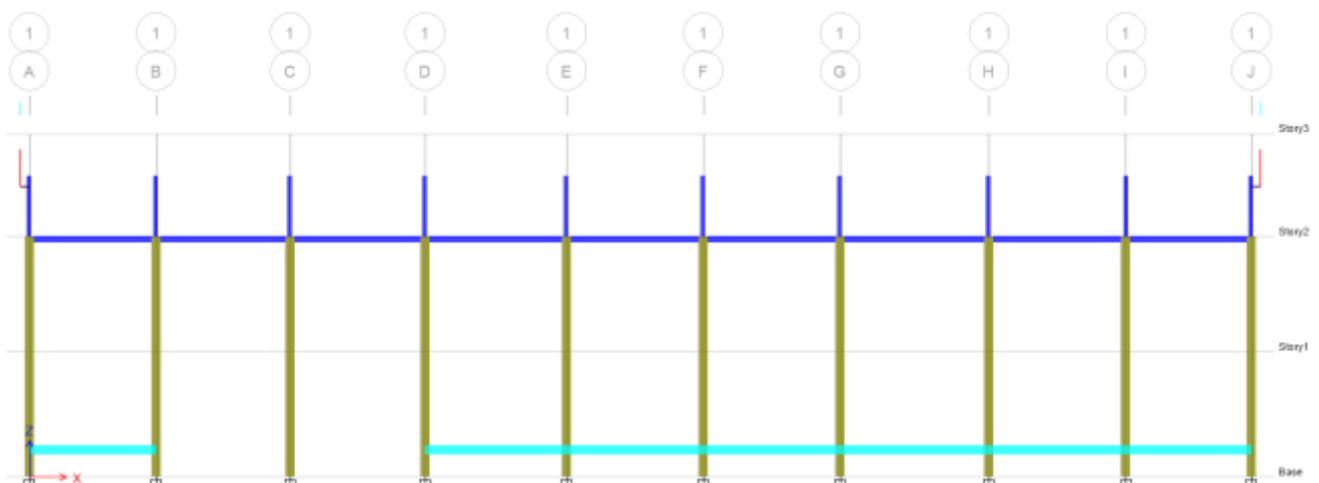


Figura 42 Vigas de amarre en el modelo. Fuente: Propio.

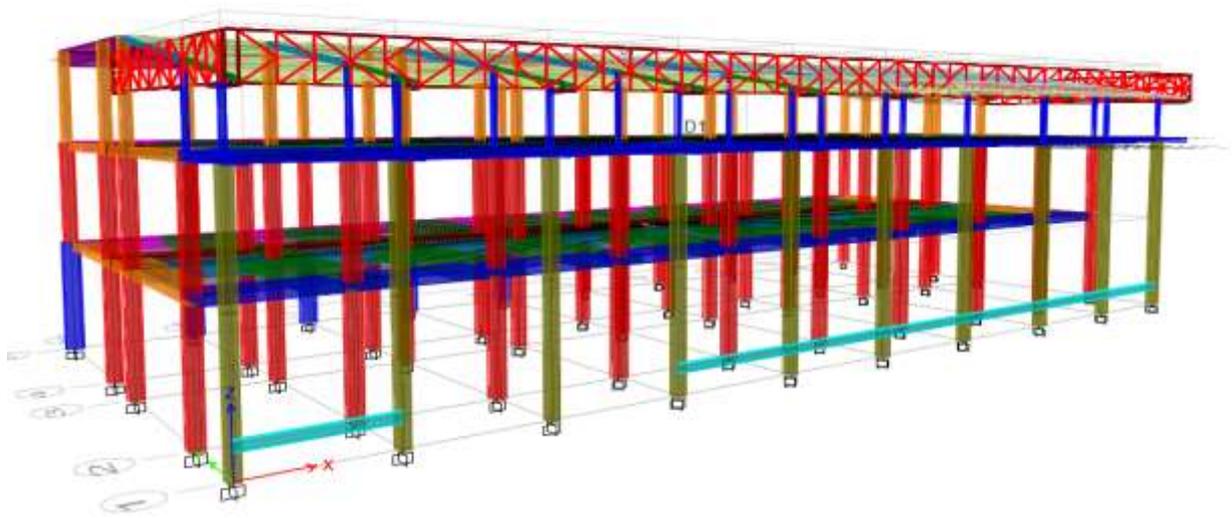


Figura 43 Modelo final en ETABS. Fuente: Propio.

Se modificó los tipos de diafragmas, ya que existían 4 diferentes tipos de diafragmas, a solamente uno semi-rígido para poder calcular las inercias relativas de los elementos.

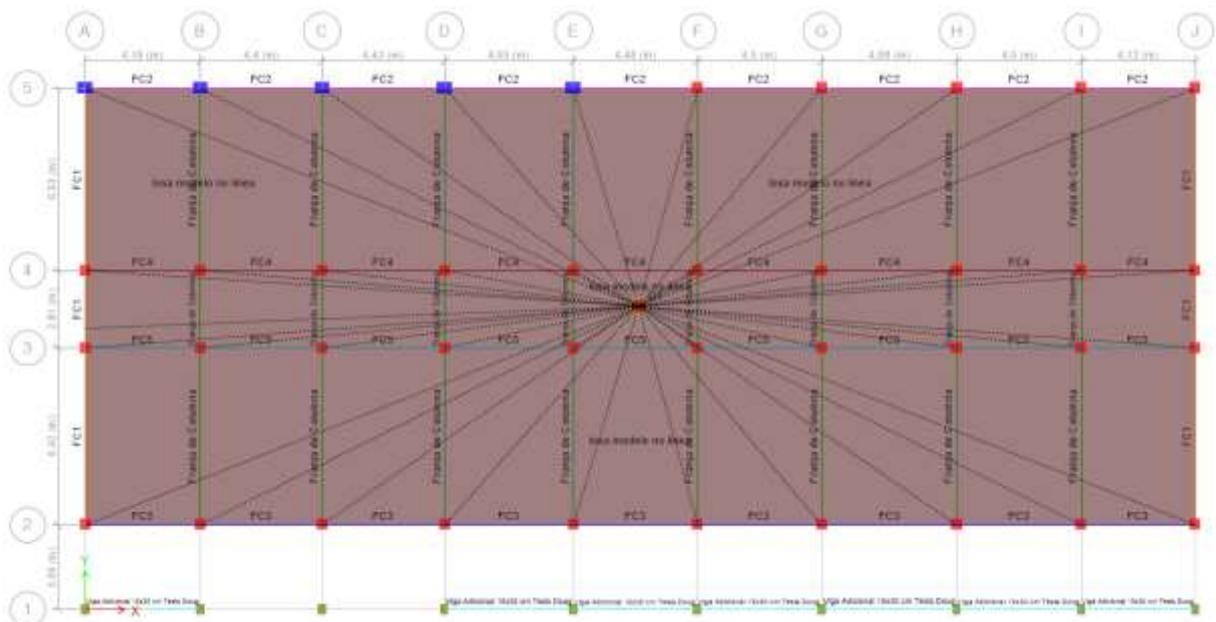


Figura 44 Diafragma D1 en el piso 1. Fuente: Propio.

## 5.5. Control de derivas.

### 5.5.1. Ingreso de espectros al modelo.

#### 5.5.1.1 Espectro de 72 años.

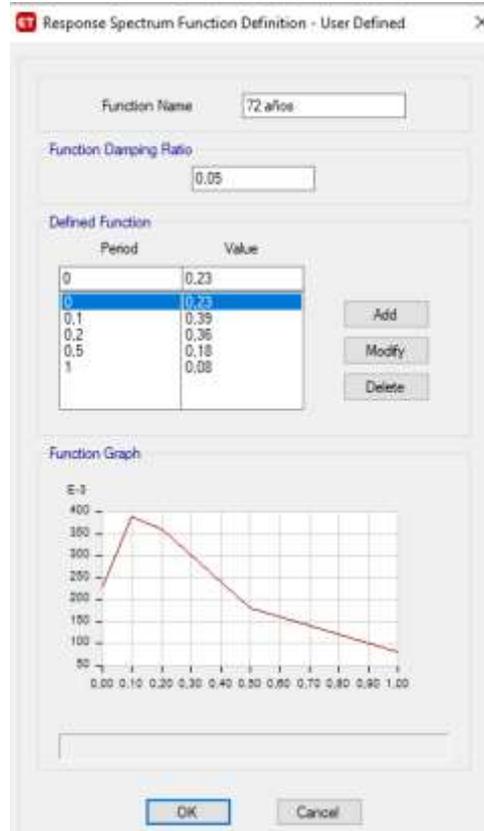


Figura 46 Adicción del sismo de 72 años sacado de la curva de peligro sísmico. Fuente: Propio.

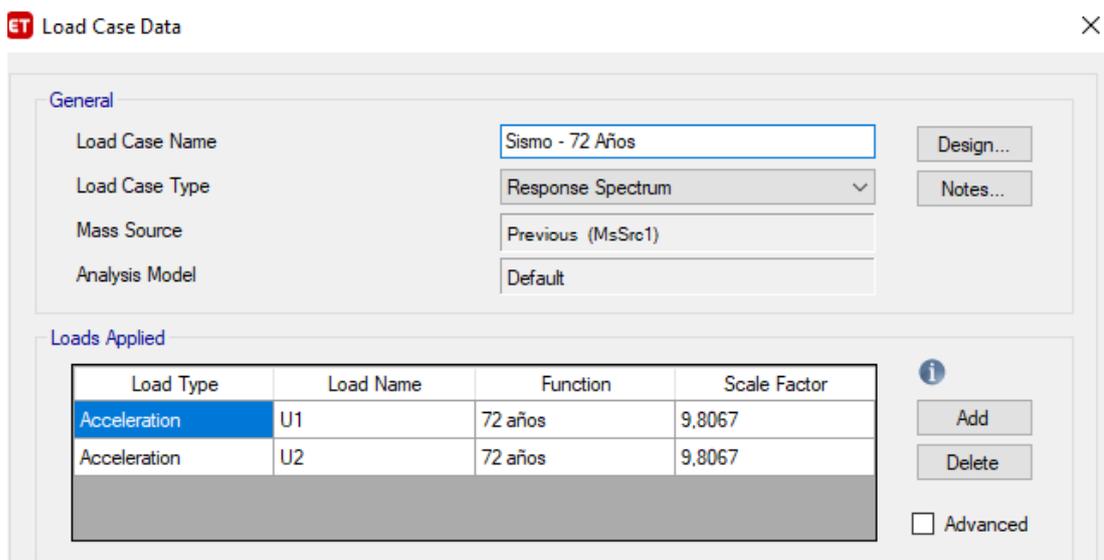


Figura 45 Estableciendo Load Case para el sismo de 72 años para las direcciones X y Y. Fuente: Propio.

### 5.5.1.2 Espectro de 225 años.

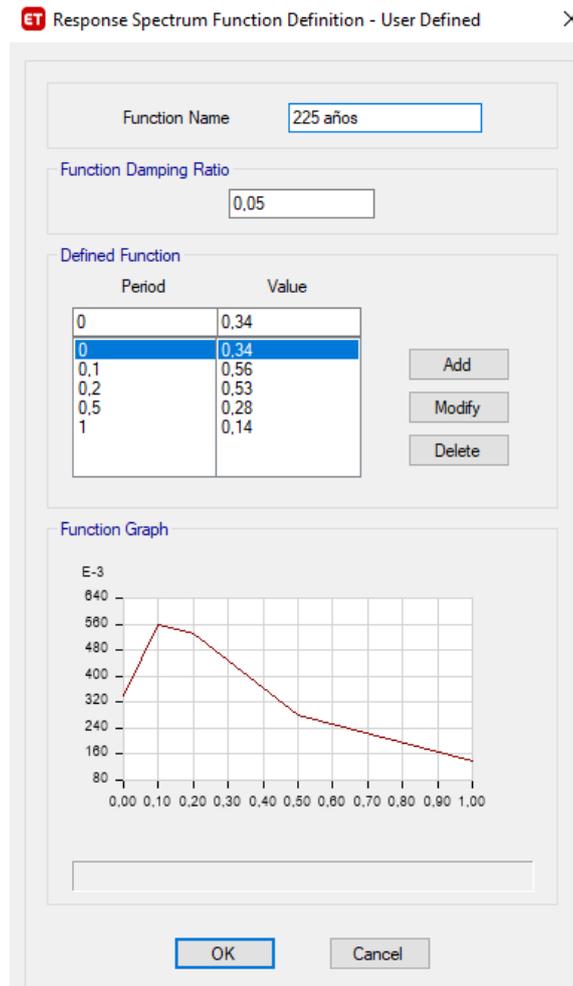


Figura 47 Adicción del sismo de 225 años sacado de la curva de peligro sísmico. Fuente: Propio.

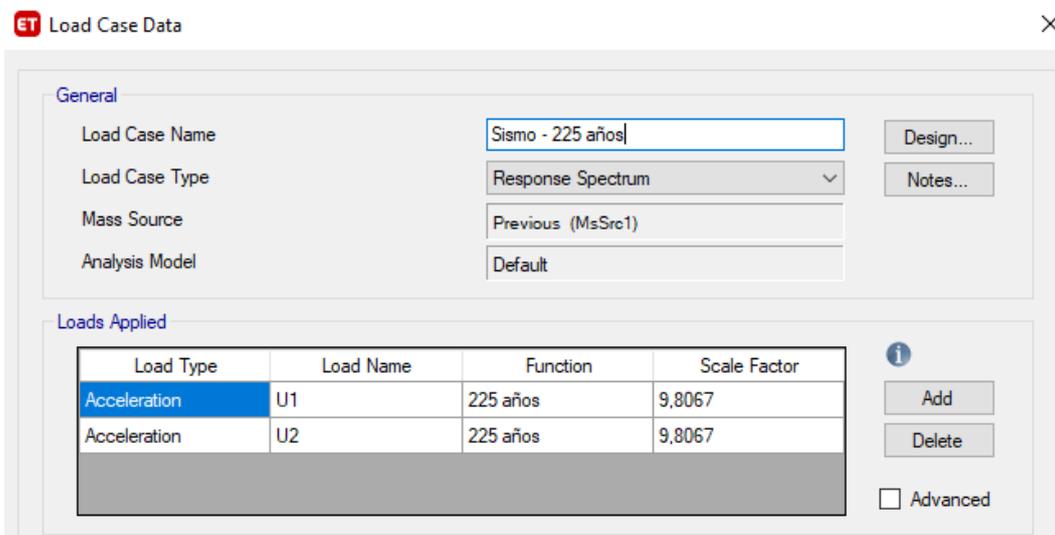


Figura 48 Estableciendo Load Case para el sismo de 225 años para las direcciones X y Y. Fuente: Propio.

### 5.5.1.3 Espectro de 475 años.

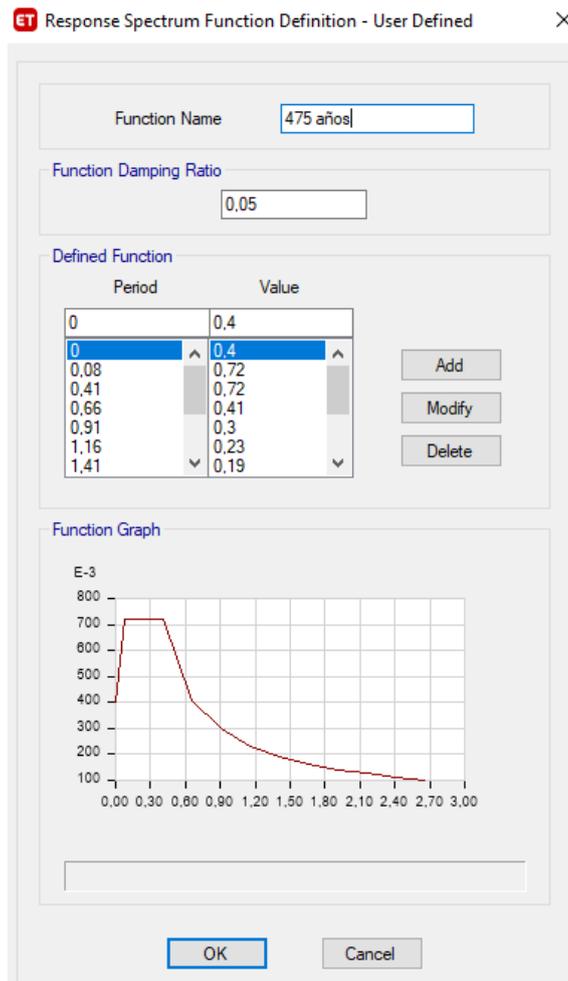


Figura 49 Adición del sismo de 475 años. Fuente: Propio.

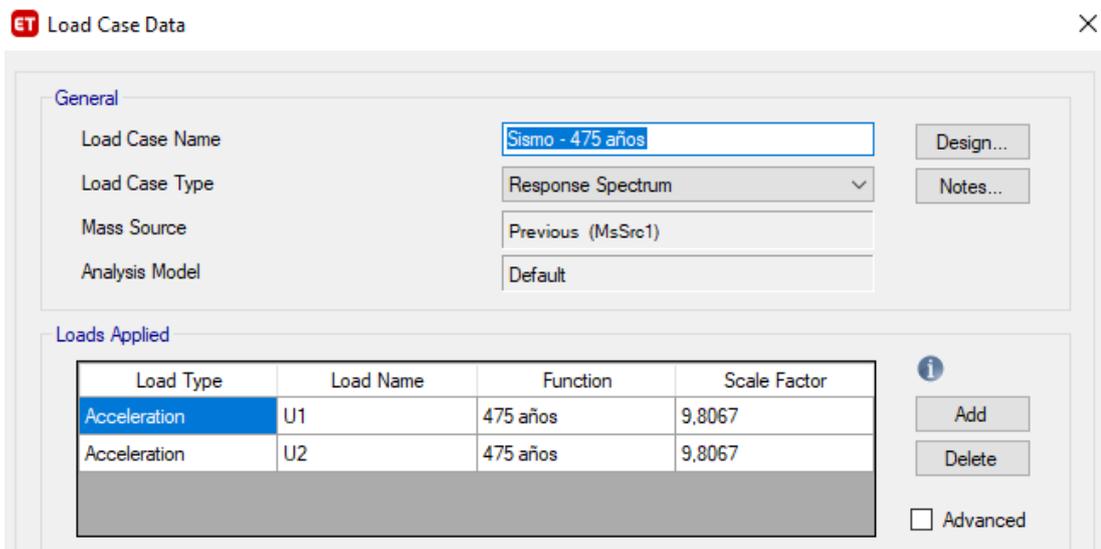


Figura 50 Estableciendo Load Case para el sismo de 475 años para las direcciones X y Y. Fuente: Propio.

### 5.5.1.4 Espectro de 2500 años.

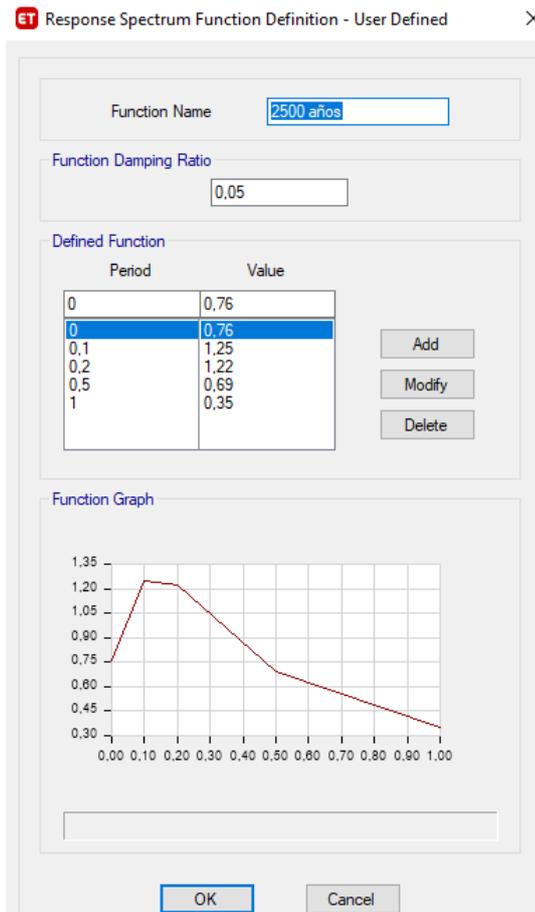


Figura 51 Adición del sismo de 2500 años sacado de la curva de peligro sísmico. Fuente: Propio.

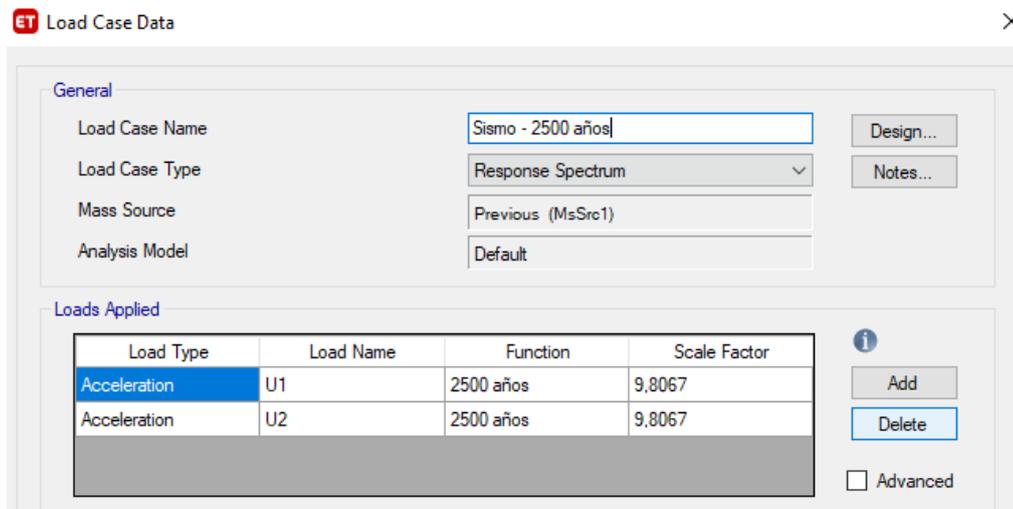


Figura 52 Estableciendo Load Case para el sismo de 2500 años para las direcciones X y Y. Fuente: Propio.

### 5.5.2. Control de derivas para sismo de 72 años.

Debido a que se espera que, para el sismo frecuente de 72 años, la estructura responda elásticamente, no se consideraron secciones agrietadas.

Analizando la estructura en ETABS y mostrando la respuesta de piso en “Story Response Plots”, con la debida configuración obtenemos las derivas para este caso (Figura 53 y Tabla 25).

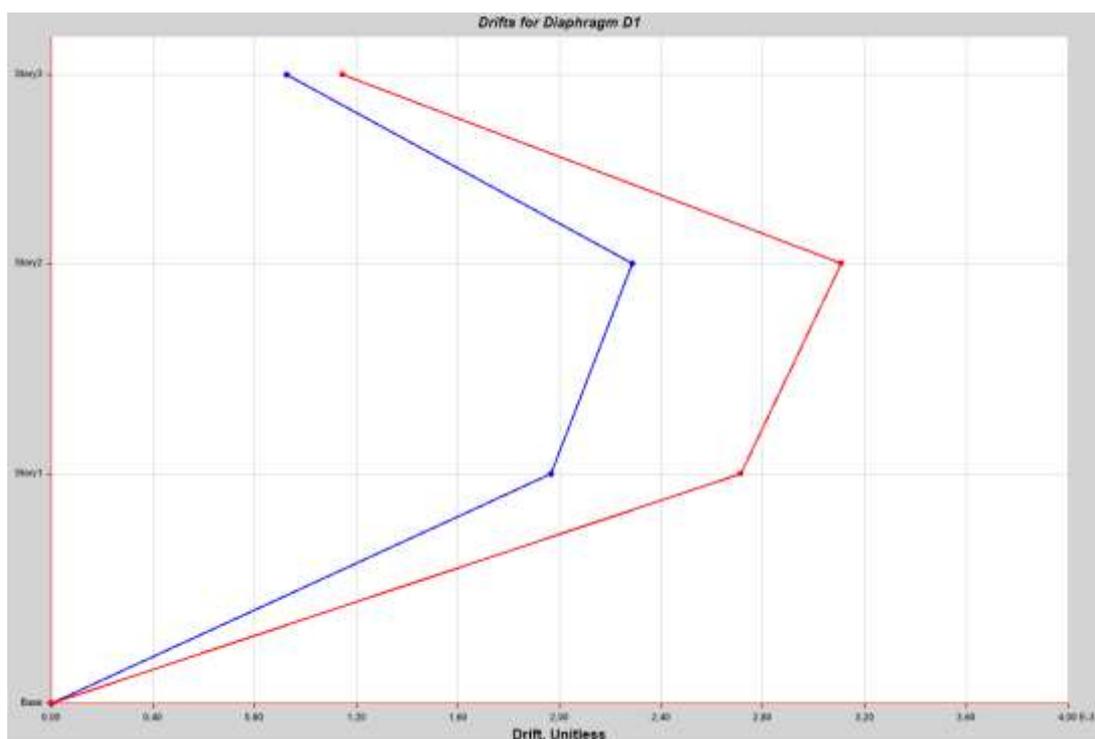


Figura 53 Derivas elásticas en dos direcciones para el sismo de 72 años. Fuentes: Propio.

Tabla 25 Resultado de derivas elásticas en porcentaje del sismo de 72 años. Fuente: Propio.

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	% X-Dir	% Y-Dir
	m					
Story3	11,33	Top	0.0009	0.0011	0.09	0.11
Story2	7,93	Top	0.0023	0.0031	<b>0.23</b>	<b>0.31</b>
Story1	4,14	Top	0.0020	0.0027	0.20	0.27
Base	0	Top	0	0		

Las derivas máximas que se obtuvieron fueron en el segundo piso, 0.23% en el sentido largo de la estructura y 0.31% en el sentido corto.

La Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras y entre otras normas indican que, para que una estructura se comporte elásticamente y no tenga daños, sus derivas de piso deben encontrarse entre el rango de 0.2-0.3%.

El 0.31% en el sentido corto Y de la estructura no cumple con esto, y de igual manera, las del primer piso están casi al límite (0.27%).

Estos resultados pudieran explicar los daños que se produjeron en las columnas al lado del bar de Colón y ventanas (Figura 54 y 55) en el terremoto de Pedernales de 2016, el cual se sintió como un sismo frecuente en Guayaquil.



*Figura 54 Daño en la columna por el golpeteo entre la Facultad de Ingeniería y el bar de Colón. Fuente: Propio.*



*Figura 55 Daño en las ventanas del bar. Fuente: Propio.*

Pero esto más pudo haberse producido por el golpe entre las dos estructuras, ya que el edificio de la Facultad de Ingeniería y el bar de Colón están básicamente pegadas, donde las columnas del edificio chocan con las paredes del bar. Aparte de esto, no hay más daños representativos.

De igual manera, según la experiencia del Ingeniero Alex Villacrés (Tutor de este trabajo de titulación), quien ha trabajado en la Institución por más de 35 años, ha vivido sismos frecuentes en el edificio de la Facultad de Ingeniería no ha presentado problemas.

### 5.5.3. Control de deriva para sismo de 225 años.

Para el sismo ocasional, se espera que la estructura también responda elásticamente, por lo que no se consideraron secciones agrietadas.

Analizando la estructura en ETABS con la debida configuración, obtenemos las derivas para este caso (Figura 56 y Tabla 26).

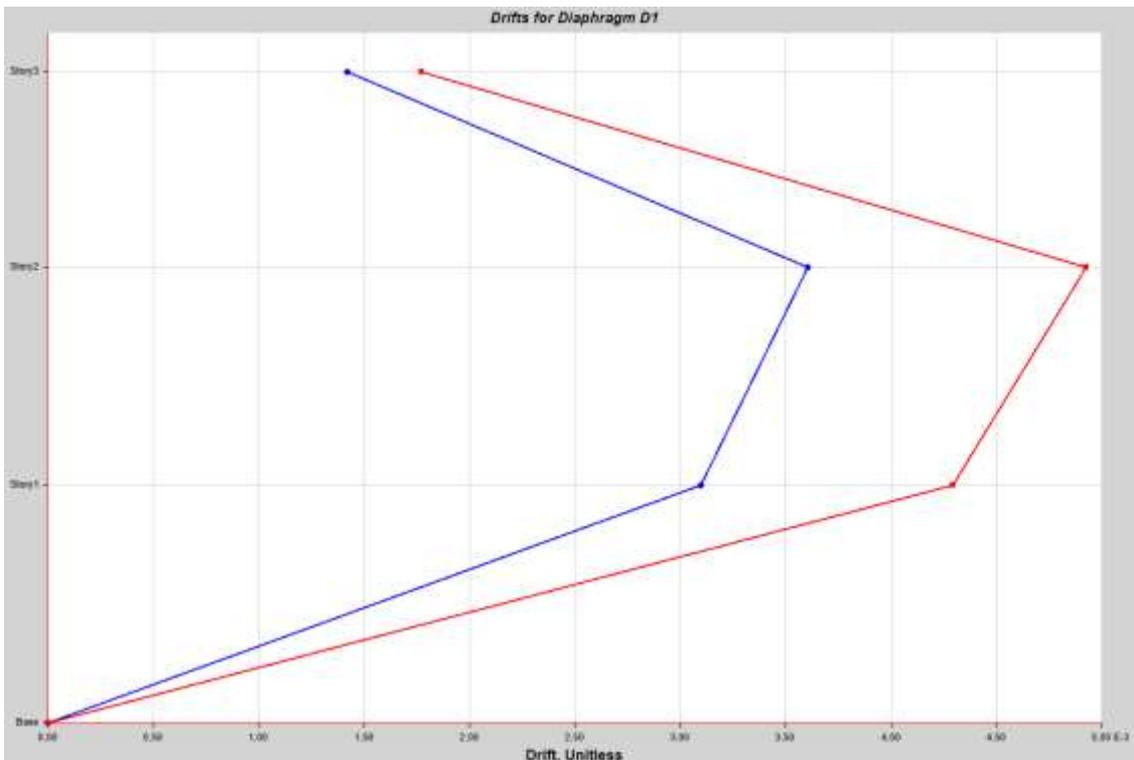


Figura 56 Derivas elásticas en dos direcciones para el sismo de 225 años. Fuentes: Propio.

Tabla 26 Resultado de derivas elásticas en porcentaje del sismo de 225 años. Fuente: Propio.

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	% X-Dir	% Y-Dir
	m					
Story3	11,33	Top	0.0014	0.0018	0.14	0.18
Story2	7,93	Top	0.0036	0.0049	<b>0.36</b>	<b>0.49</b>
Story1	4,14	Top	0.0031	0.0043	0.31	0.43
Base	0	Top	0	0		

Las derivas máximas que se obtuvieron fueron en el segundo piso, 0.36% en el sentido largo de la estructura y 0.49% en el sentido corto.

La guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras y entre otras normas indican que, para que una estructura no tenga daños estructurales, sus derivas de piso no deben superar 0.5%.

El edificio de Facultad de Ingeniería cumple con este concepto, pero está casi al límite, de seguir recibiendo sismos y si no se hace nada al respecto, pudiera empezar a presentar daños estructurales.

#### 5.5.4. Control de deriva para sismo 475 años.

Para el sismo raro, se espera que la estructura trabaje inelásticamente debido a la magnitud de este. De acuerdo con (NEC-SE-DS, 2015), se considera un 20% de agrietamiento en la inercia gruesa de las columnas, para vigas el 50% de agrietamiento.

Con estas consideraciones, podemos encontrar las derivas elásticas (tabla 25) de la misma forma que en los casos anteriores, pero usando el espectro de diseño reducido de la sección 3.8., encontrando las siguientes derivas  $\Delta_E$ :

*Tabla 27 Resultado de derivas en porcentaje del espectro de diseño reducido. Fuente: Propio.*

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	% X-Dir	% -Dir
	m					
Story3	11,33	Top	0.0015	0.0017	0.15	0.17
Story2	7,93	Top	0.0039	0.0047	0.39	0.47
Story1	4,14	Top	0.0032	0.0039	0.32	0.39
Base	0	Top	0.0000	0.0000	0.00	0.00

Normalmente, para encontrar las derivas inelásticas hay que hacer un análisis no lineal pushover, pero la norma (NEC-SE-DS, 2015) en la sección 6.3.9, establece que para encontrar la deriva máxima inelástica de piso se puede calcular mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

$\Delta_M$  Deriva máxima inelástica.

$\Delta_E$  Desplazamiento obtenido en la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

$R$  Factor de reducción de resistencia.

Entonces, obteniendo las derivas inelásticas para el sismo raro de 475 años:

*Tabla 28 Resultado de derivas inelásticas en porcentaje del sismo de 475 años. Fuente: Propio.*

Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir	Elástica		Inelástica	
					% X-Dir	% -Dir	% X-Dir	% -Dir
Story3	11,33	Top	0.0015	0.0017	0.15	0.17	0.33	0.38
Story2	7,93	Top	0.0039	0.0047	0.39	0.47	<b>0.89</b>	<b>1.06</b>
Story1	4,14	Top	0.0032	0.0039	0.32	0.39	0.71	0.89
Base	0	Top	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00

Los resultados cumplen con el máximo del 2% establecido con la norma, habrá daños estructurales, pero cumple con el nivel de desempeño esperado de seguridad de vida.

### 5.5.5. Control de deriva para sismo de 2500 años.

Para un sismo de esta magnitud, la estructura deberá comportarse inelásticamente, por lo que se considerará sección agrietada también.

Se podría interpolar valores elásticos con respecto a los obtenidos en el sismo de 475 años y obtener las derivas inelásticas para el sismo de 2500 años, pero para cumplir con el desempeño esperado de prevención al colapso, será necesario hacer un análisis no lineal pushover.

#### 5.5.5.1 Análisis no lineal pushover para un sismo de 2500 años.

Seleccionando las columnas y vigas, usando “Assign-Frame-Hinges”, se define las rótulas a 5. 50 y 95 % de la longitud de los elementos.

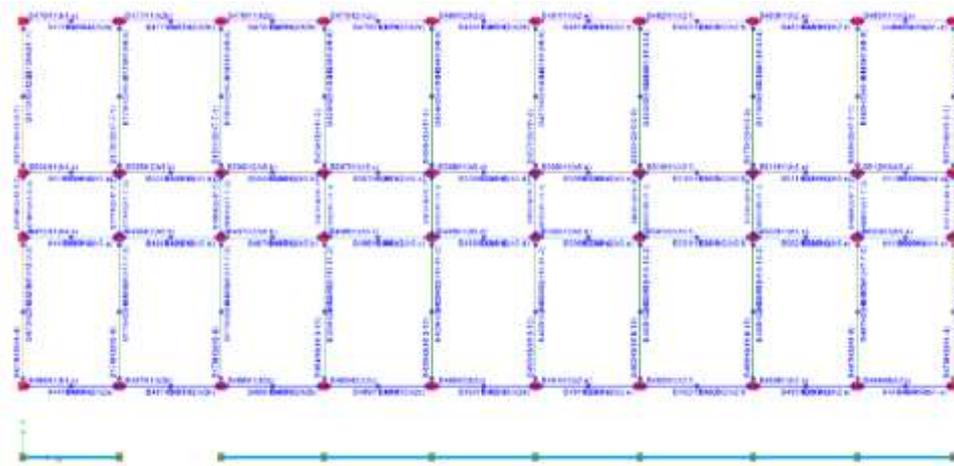


Figura 57 Rótulas en vigas – Vista en Planta. Fuente: Propio.

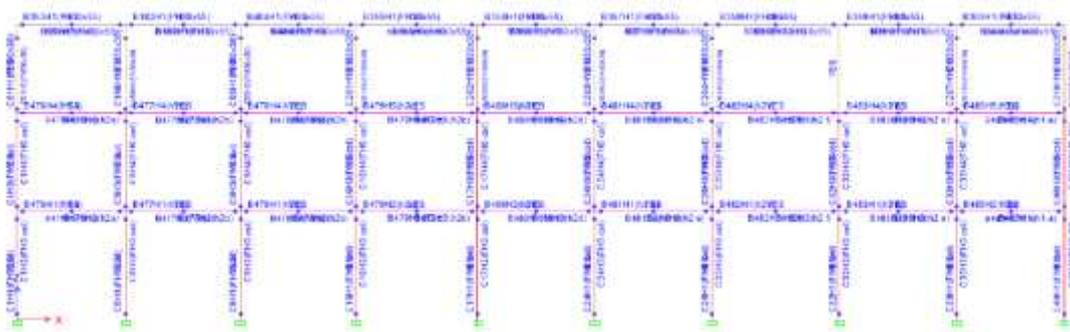


Figura 58 Rótulas en columnas – Vista en Elevación. Fuente: Propio.

Agregando la fuerza pushover para X y Y:

**ET** Load Case Data ✕

**General**

Load Case Name: PUSHOVER Y - 2500 Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UY	0,001

i Add Delete

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

Figura 59 Establecimiento del Load Case para Pushover en la dirección Y  
Fuente: Propio.

General

Load Case Name: PUSHOVER X - 2500 [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [ ]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	0,001

[i] [Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 60 Establecimiento del Load Case para Pushover en la dirección X  
Fuente: Propio.

Y se establecerá un control de desplazamiento del 4% de la altura (45.32cm), ya que la (Guia de Evaluacion Sísmica y Rehabilitación de Estructuras., 2016) y entre otros códigos, consideran que a esta deriva la estructura será inestable y tenderá a colapsar.

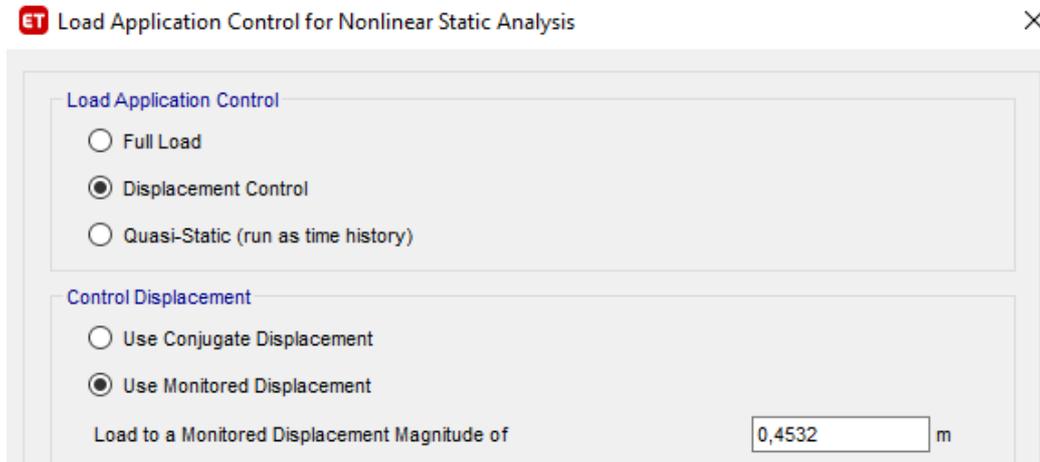


Figura 61 Control de desplazamiento para el análisis pushover en el sismo de 2500 años. Fuente: Propio.

Corriendo el programa se obtienen los siguientes resultados para la dirección en X con la siguiente configuración:

▼ <b>Name</b>	
Name	Pushover1
▼ <b>Plot Definition</b>	
Plot Type	ASCE 41-13 NSP
Load Case	PUSHOVER X - 2500
Legend Type	Integrated
▼ <b>Demand Spectrum</b>	
Damping Ratio	0,05
Spectrum Source	Defined Function
Function Name	2500 años
SF (m/sec <sup>2</sup> )	9,8
Ts (sec)	1
Include SSI	No
C2 Type	Default Value
Cm Type	Default Value

Figura 62 Configuración para el análisis pushover del sismo de 2500 años para la dirección X. Fuente: Propio.

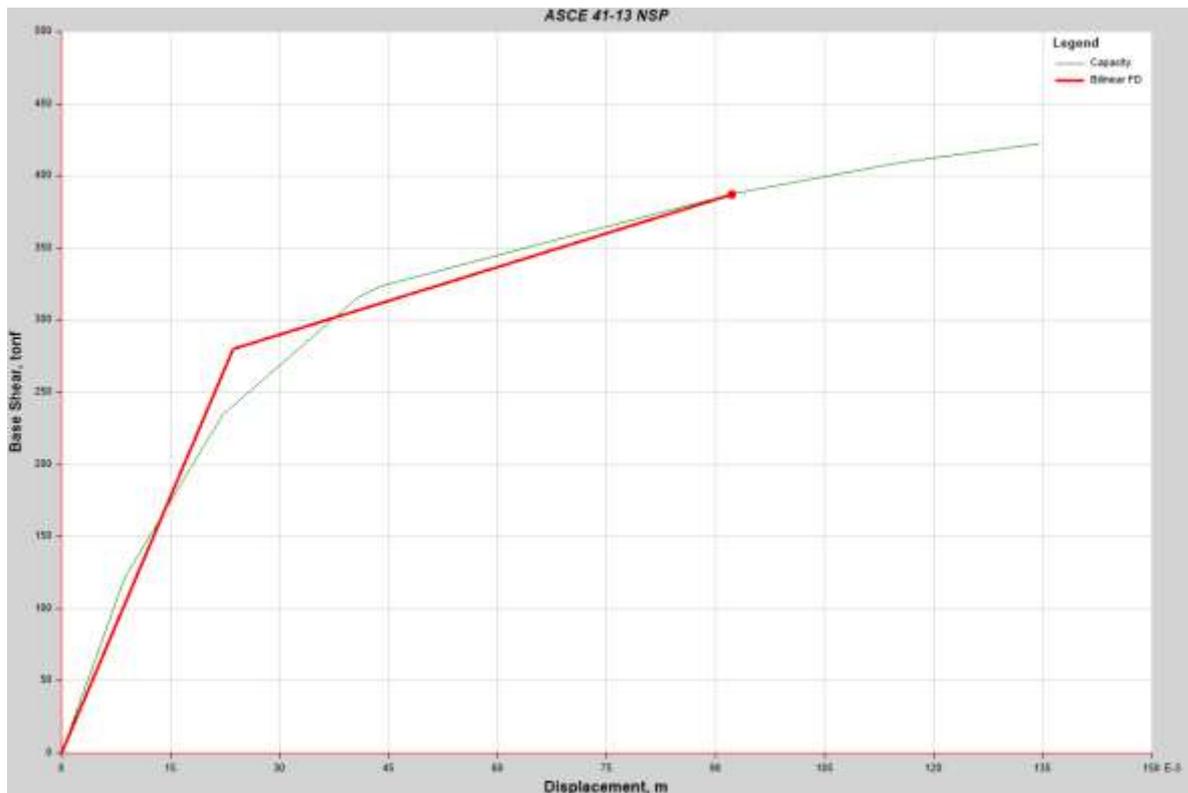


Figura 63 Resultado del análisis pushover para el sismo de 2500 años en dirección X. Fuente: Propio.

Tabla 29 Resultados del analisis pushover para el sismo de 2500 años tabulado en la dirección X. Fuente: Propio.

Dirección X	$\delta$ (cm)	V (Ton)
Primera Rotula	1.23	122.26
Punto de Fluencia efectiva	2.75	315.67
Punto previo al colapso	13.45	422.56

La línea en rojo es la demanda del sismo y la línea en verde es la capacidad, en la dirección X, el edificio de la Facultad de Ingeniería si resistirá este sismo.

Para la dirección en Y:

<b>✓ Name</b>	
Name	Pushover1
<b>✓ Plot Definition</b>	
Plot Type	ASCE 41-13 NSP
Load Case	PUSHOVER Y - 2500
Legend Type	Integrated
<b>✓ Demand Spectrum</b>	
Damping Ratio	0,05
Spectrum Source	Defined Function
Function Name	2500 años
SF (m/sec <sup>2</sup> )	9,8
Ts (sec)	1
Include SSI	No
C2 Type	Default Value
Cm Type	Default Value

Figura 64 Configuración para el análisis pushover del sismo de 2500 años para la dirección Y. Fuente: Propio.

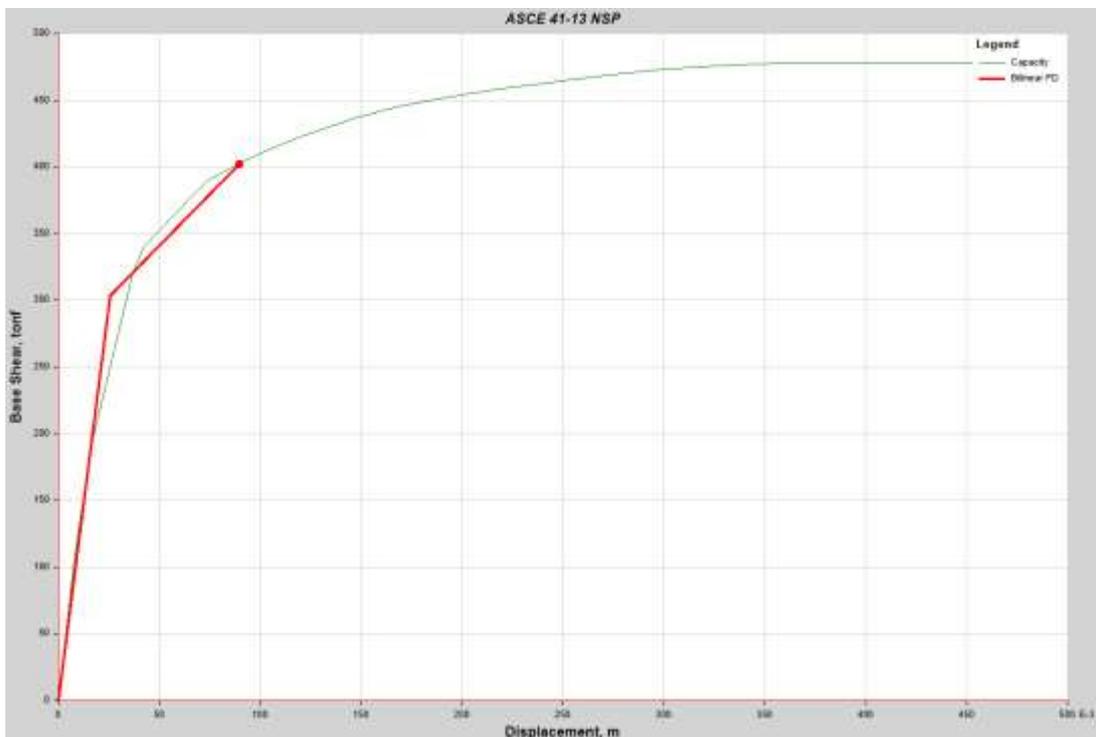


Figura 65 Resultado del análisis pushover para el sismo de 2500 años en dirección Y. Fuente: Propio.

Tabla 30 Resultados del análisis pushover para el sismo de 2500 años tabulado en la dirección Y. Fuente: Propio.

Dirección Y	$\delta$ (cm)	V (Ton)
Primera Rotula	1.61	189.80
Punto de Fluencia efectiva	4.28	340.66
Punto previo al colapso	31.89	475.22

Dividiendo la deformación previa al colapso en la dirección “x” y “y” para la altura total de la estructura obtenemos la deriva máxima.

Obteniendo:

$$\Delta_x = \frac{13.45 \text{ cm}}{(11.33 * 100) \text{ cm}} = 0.01187 * 100\% = \mathbf{1.18 \%}$$

$$\Delta_y = \frac{31.89 \text{ cm}}{(11.33 * 100) \text{ cm}} = 0.02815 * 100\% = \mathbf{2.82 \%}$$

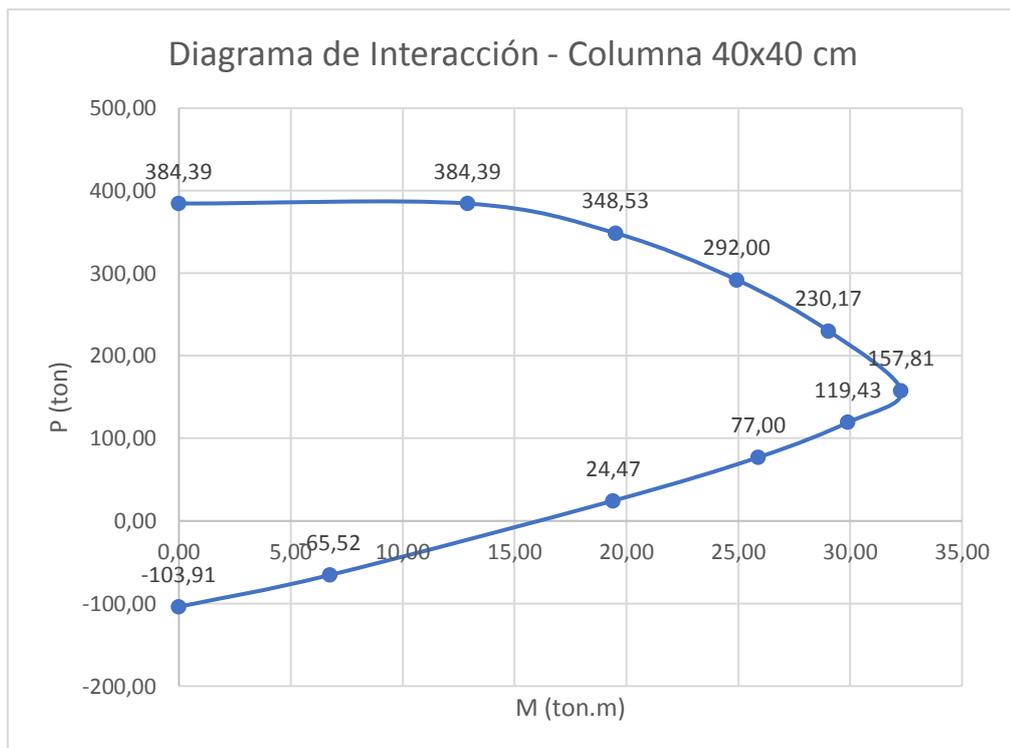
Cumpliendo con el nivel de prevención al colapso.

## Capítulo 6. Capacidad de columnas y vigas.

### 6.1. Capacidad en columnas.

El edificio de la Facultad de Ingeniería Civil tiene cuatro tipos de columnas, las generales de 40x40cm, las reforzadas de 40x55cm, las de la terraza de 30x30cm y las que se añadieron para evitar el volteo en la fachada frontal de 30x40cm.

Para cada una de las columnas se necesita tener un diagrama de interacción para verificar la capacidad de estas; con los datos recopilados del refuerzo en el Capítulo 1 de este trabajo, se obtienen los siguientes diagramas:



Gráfica 6 Diagrama de Interacción para la columna de 40x40 cm. Fuente: Propio.

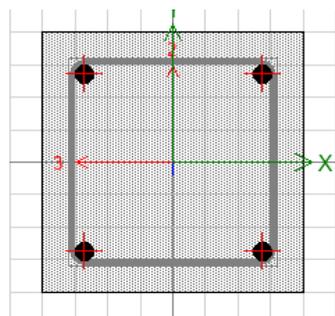
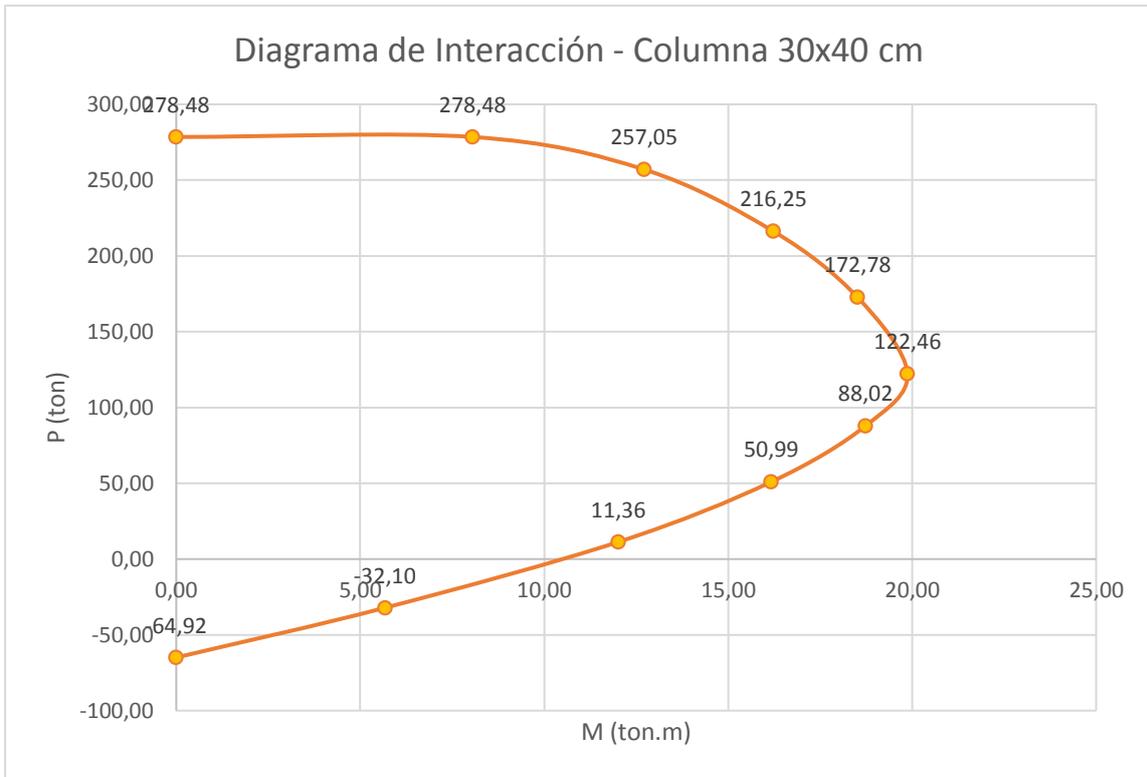


Figura 66 Columna 40x40cm en Section Designer de ETABS. Fuente: Propio.



Gráfica 7 Diagrama de Interacción para la columna de 30x40 cm. Fuente: Propio.

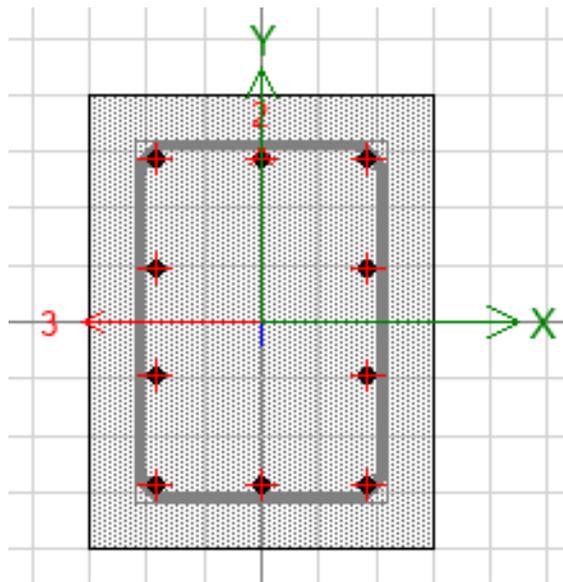
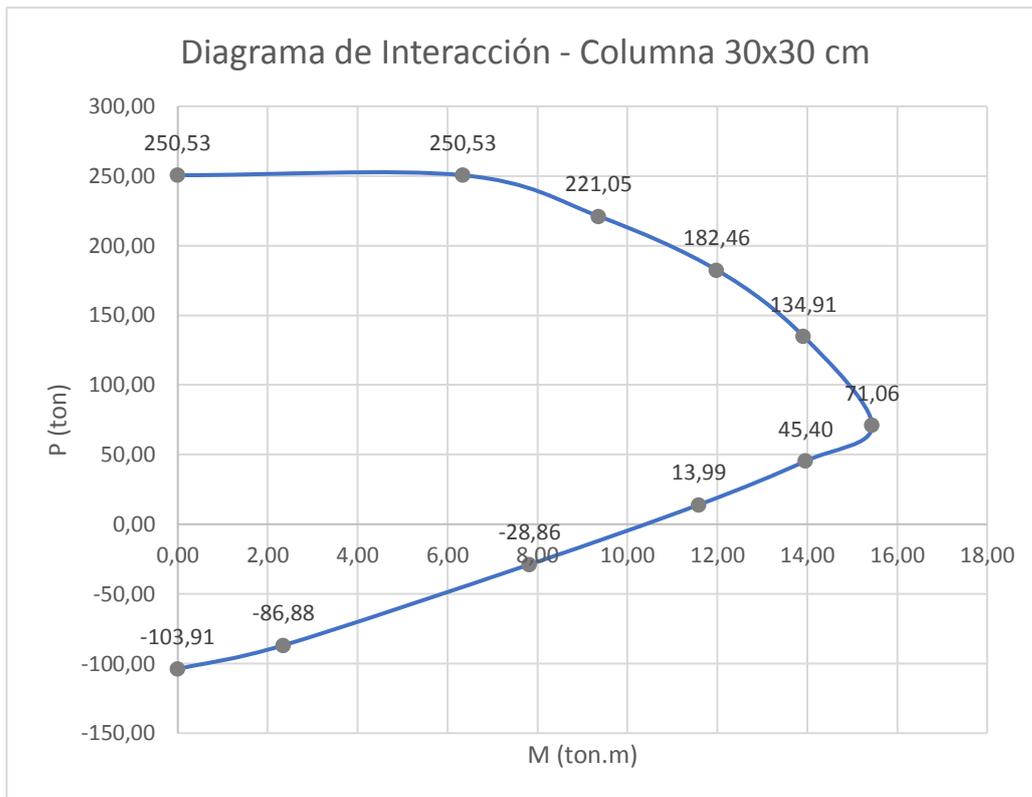


Figura 67 Columna 30x40cm en Section Designer de ETABS. Fuente: Propio.



Gráfica 8 Diagrama de Interacción para la columna de 30x30 cm. Fuente: Propio.

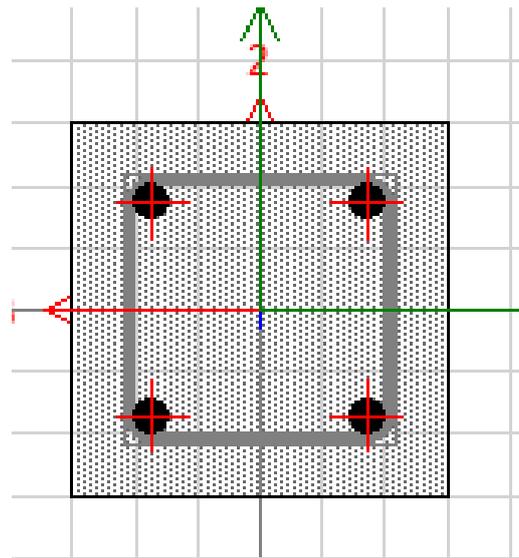
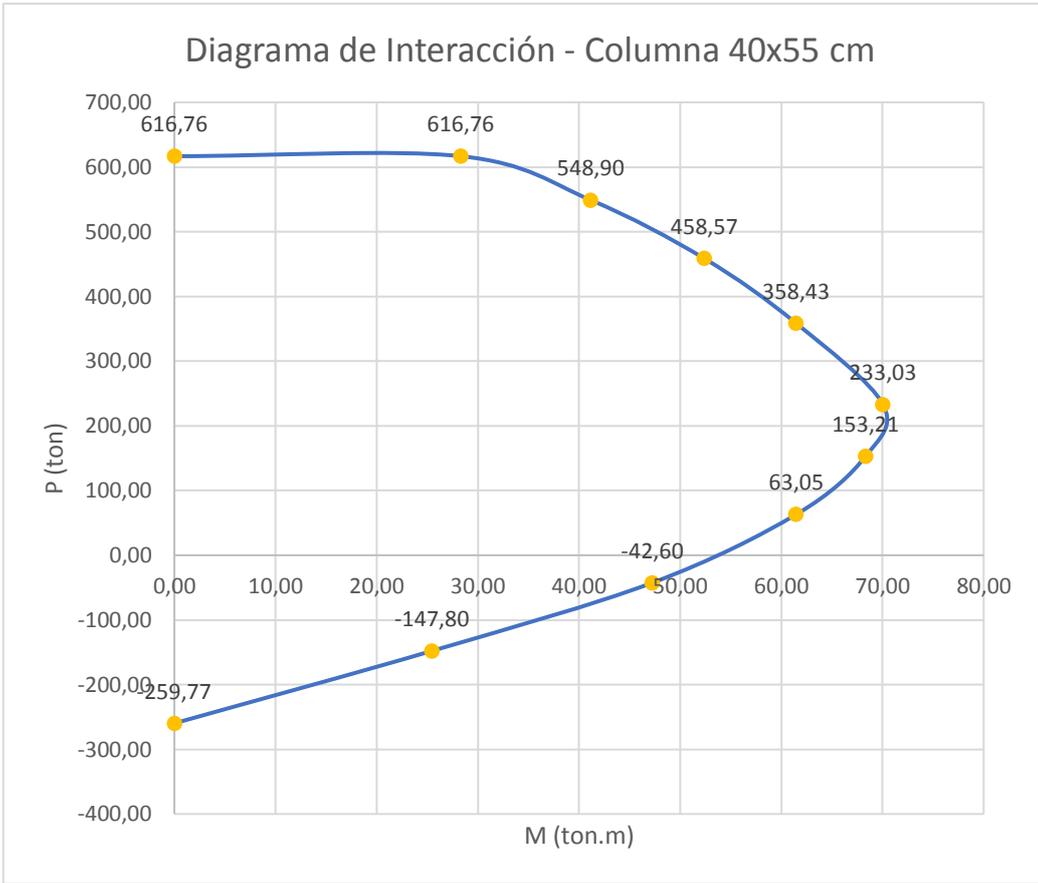


Figura 68 Columna 30x30cm en Section Designer de ETABS. Fuente: Propio.



Gráfica 9 Diagrama de Interacción para la columna de 40x55 cm. Fuente: Propio.

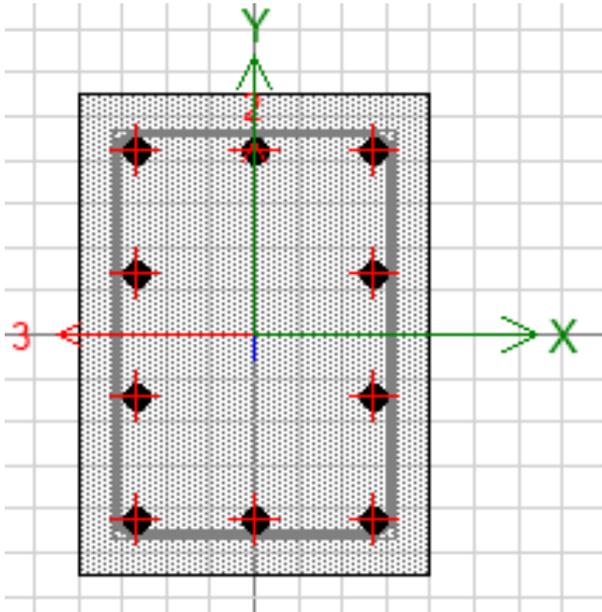


Figura 69 Columna 40x55cm en Section Designer de ETABS. Fuente: Propio.

Ahora se establecen las combinaciones para correr el programa y ver el comportamiento de las columnas con el sismo de 475 años:

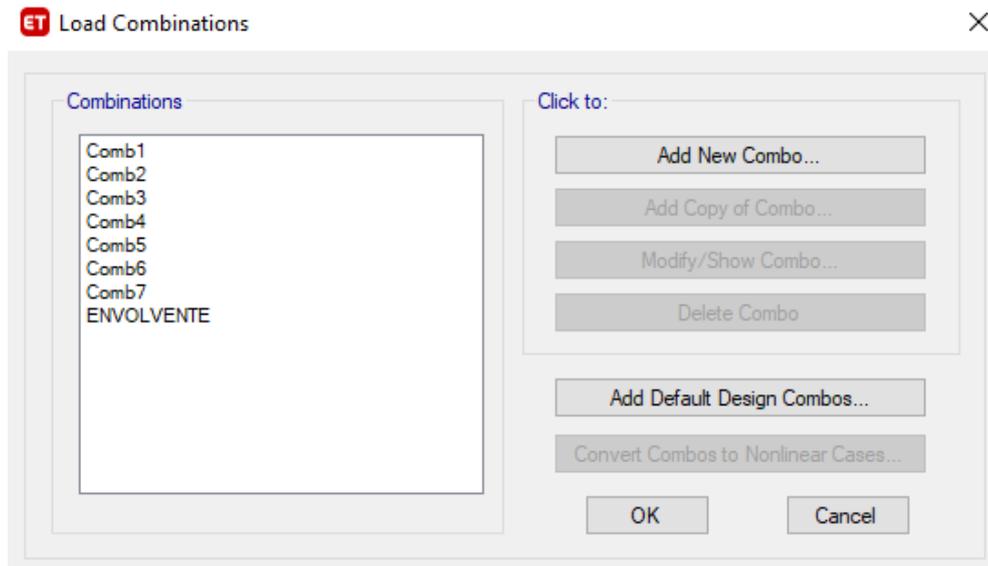


Figura 70 Combinaciones establecidas en ETABS. Fuente: Propio.

Siendo:

$$Comb1 = 1.4 D$$

$$Comb2 = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr$$

$$Comb3 = 1.2 D + 0.5 L + 1 Ex + 1 Ey + 0.5 Lr$$

$$Comb4 = 1.2 D + 0.5 L + 0.3 Ex + 1 Ey + 0.5 Lr$$

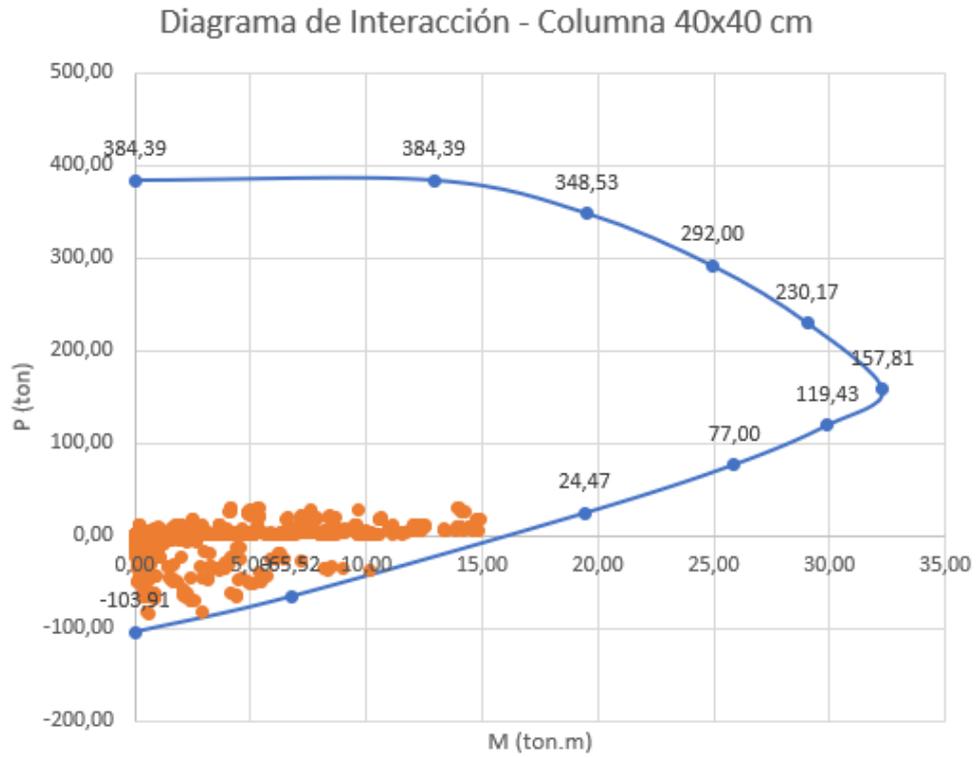
$$Comb5 = 1 D + 1 L + 1 Lr$$

$$Comb6 = 1 D + 1 Ex + 0.3 Ey$$

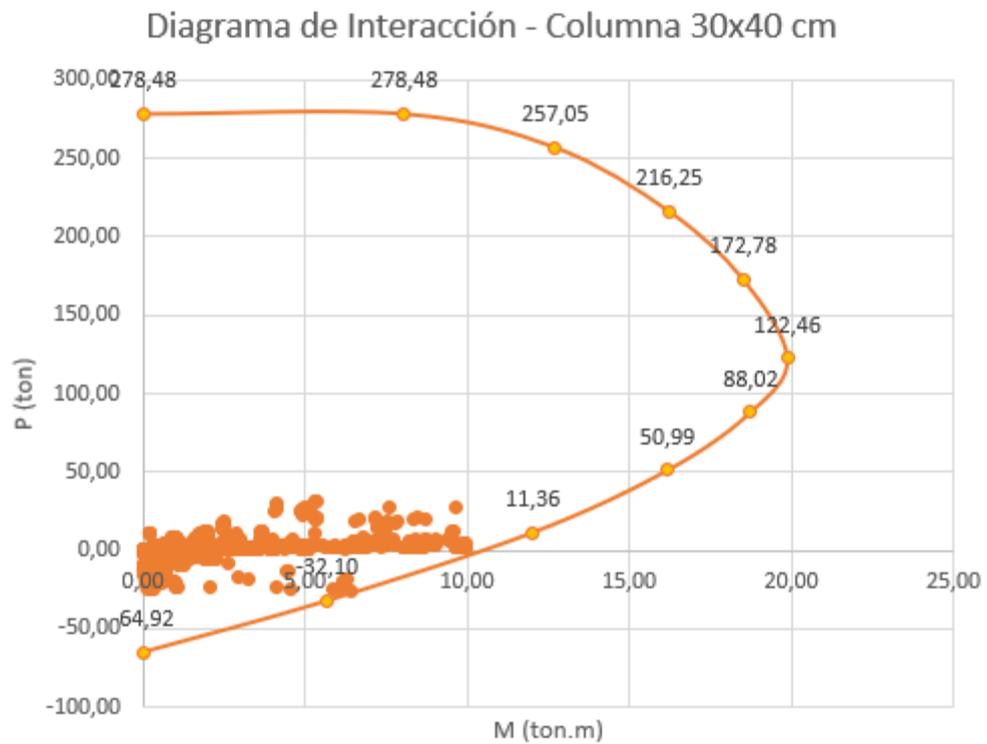
$$Comb7 = 1 D + 0.3 Ex + 1 Ey$$

Una vez analizado el programa, vamos a “Choose table for display” y escogemos los resultados del análisis para columnas.

Los resultados serán una tabla gigantesca de puntos (P, M), esta lluvia de puntos la agregaremos en su diagrama de interacción respectivo.

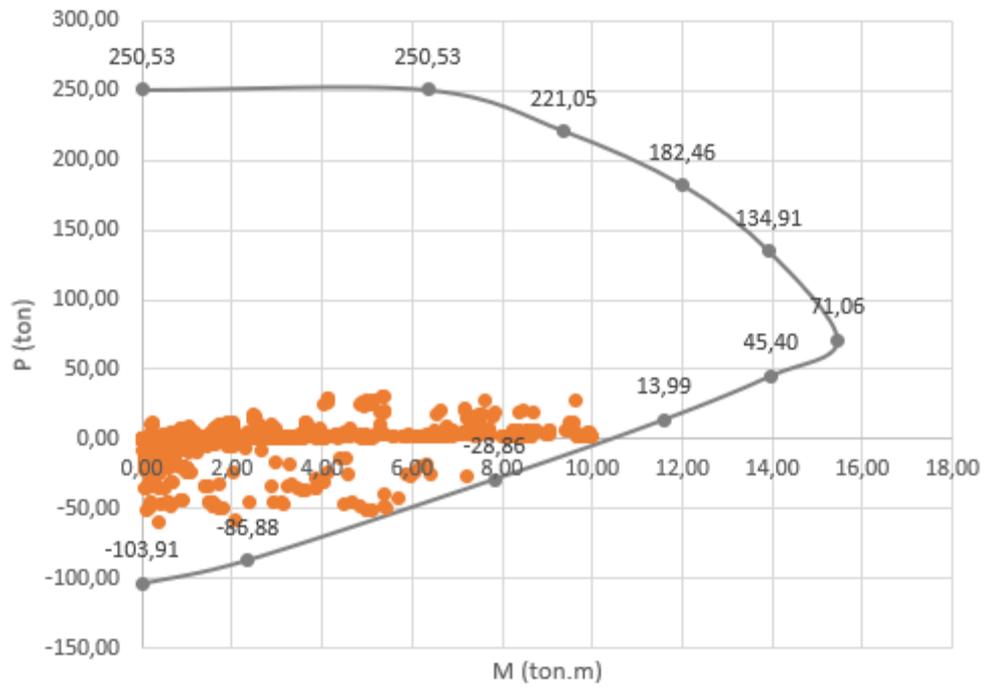


Gráfica 10 Resultados de capacidad para la columna 40x40cm. Fuente: Propio.



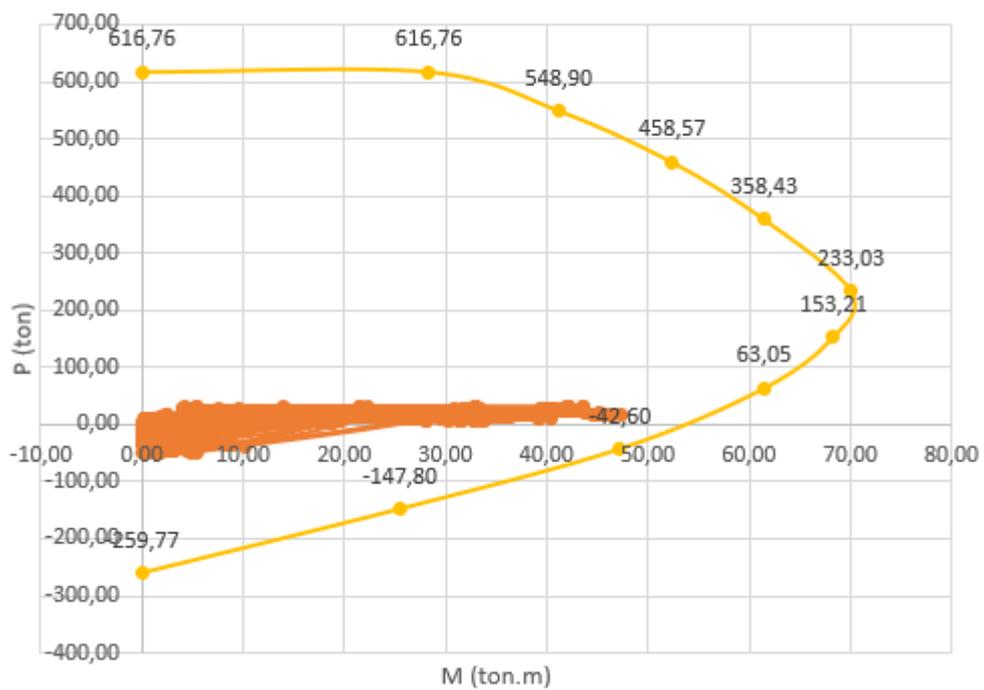
Gráfica 11 Resultados de capacidad para la columna 30x40cm. Fuente: Propio.

Diagrama de Interacción - Columna 30x30 cm



Gráfica 12 Resultados de capacidad para la columna 30x30cm. Fuente: Propio.

Diagrama de Interacción - Columna 40x55 cm



Gráfica 13 Resultados de capacidad para la columna 40x55cm. Fuente: Propio.

Concluyendo que cumple con la capacidad para las columnas.

## 6.2. Capacidad en vigas.

Para la sección de viga considerada para simular el sistema de losa determinaremos su capacidad.

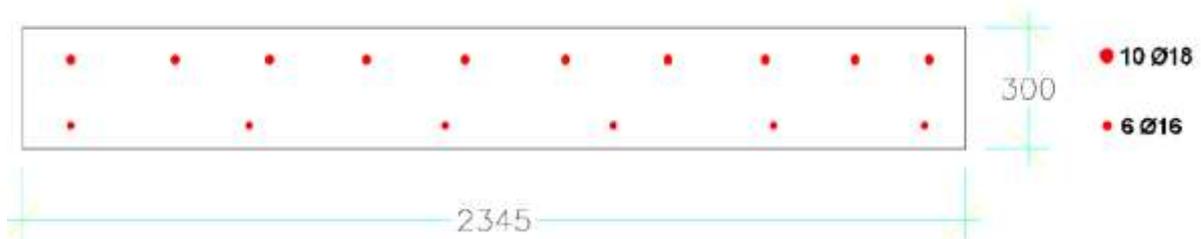


Figura 71 Sección de viga considerar para simular la losa. Fuente: (Loor, 2015).

Para ello se necesita definir una envolvente, la cual tiene que contener todas las combinaciones establecidas por la norma.

La interfaz de usuario muestra los siguientes campos y opciones:

- General Data:**
  - Load Combination Name: ENVOLVENTE
  - Combination Type: Envelope
  - Notes: Modify/Show Notes...
  - Auto Combination: No
- Define Combination of Load Case/Combo Results:**

Load Name	Scale Factor
Comb1	1
Comb2	1
Comb3	1
Comb4	1
Comb5	1
Comb6	1

Botones: Add, Delete

Botones de control: OK, Cancel

Figura 72 Combinación para generar la envolvente. Fuente: Propio.

Donde:

$$Comb1 = 1.4 D$$

$$Comb2 = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr$$

$$Comb3 = 1.2 D + 0.5 L + 1 Ex + 1 Ey + 0.5 Lr$$

$$Comb4 = 1.2 D + 0.5 L + 0.3 Ex + 1 Ey + 0.5 Lr$$

$$Comb5 = 1 D + 1 L + 1 Lr$$

$$Comb6 = 1 D + 1 Ex + 0.3 Ey$$

$$Comb7 = 1 D + 0.3 Ex + 1 Ey$$

Verificando el momento obtenemos:

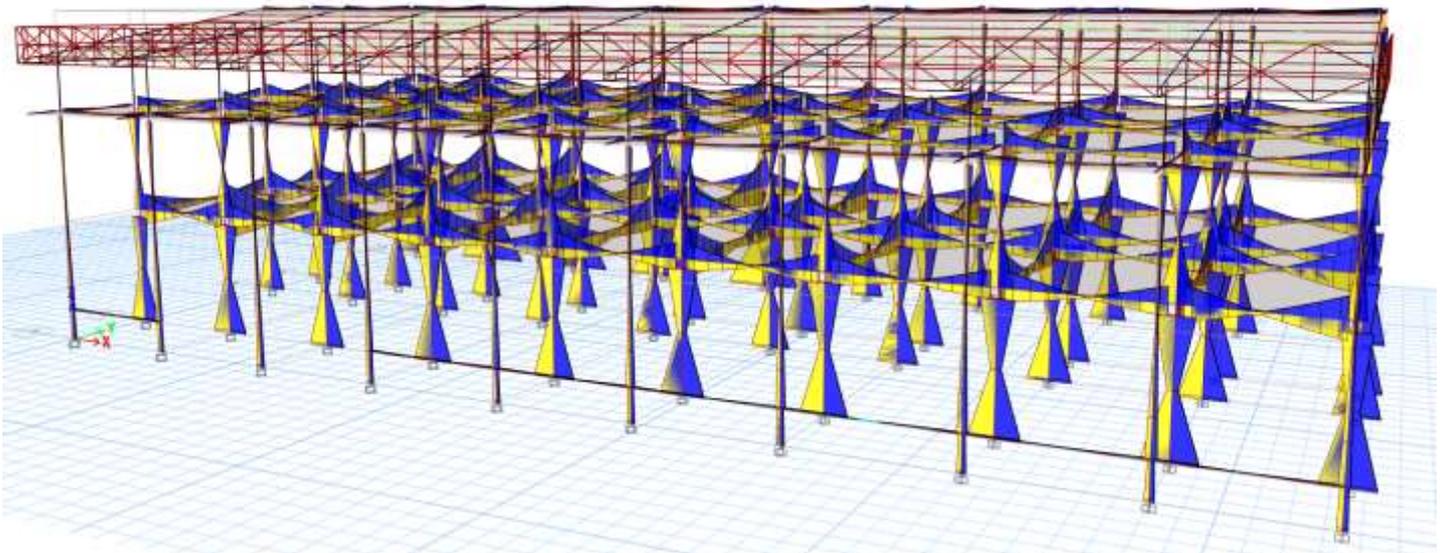
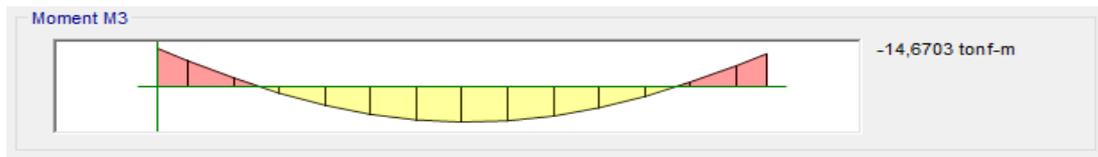


Figura 73 Resultados de momentos para la envolvente. Fuente: Propio.

En la viga más crítica, el momento negativo es de:



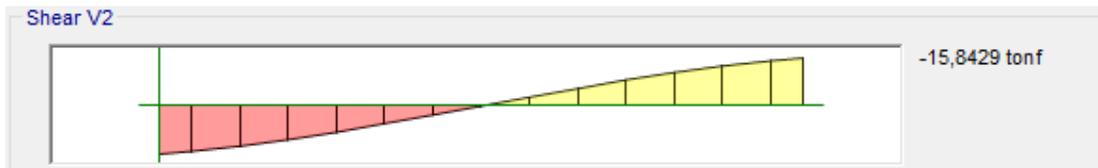
$$Mu^- = 14.67 \text{ ton.m}$$

El momento positivo es de:



$$Mu^+ = 13.55 \text{ ton.m}$$

Y el máximo cortante de:



$$Vu = 15.85 \text{ ton}$$

Verificando flexión:

$$Mn = As * fy * \left( d - \frac{As * fy}{2 * 0.85 * f'c * b} \right)$$

$$Mn^+ = (6 * 2) * (4200) * \left( 25 - \frac{(6 * 2) * (4200)}{2 * 0.85 * 280 * 234.5} \right) = \mathbf{12.37 \text{ ton.m} < 13.55 \text{ ton.m}}$$

$$Mn^- = (10 * 2.54) * (4200) * \left( 25 - \frac{(10 * 2.54) * (4200)}{2 * 0.85 * 280 * 234.5} \right) = \mathbf{25.65 \text{ ton.m} > 14.67 \text{ ton.m}}$$

Verificando cortante:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.75 * 0.53 * \sqrt{280} * 234.5 * 25 = 39 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_u * f_y * d}{S}$$

$$\phi V_s = \frac{0.75 * 1 * 0.79 * 4200 * 25}{20} = 3.11 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \mathbf{42.11 \text{ ton} > 15.85 \text{ ton}}$$

## Conclusiones.

- Para los sismos de 72 y 225 años de retorno, las derivas elásticas cumplen con los límites considerandos de 0.3% y 0.5%.
- Para el sismo de 72 años, a pesar de haber cumplido con la deriva permisible, en el sismo de Pedernales del 2016, el cual se sintió como un sismo frecuente, hubo daños no estructurales por el golpeteo entre las columnas y el bar de Colón.
- Para el sismo de 225 años, se asegura que con los resultados de las derivas que no habrá daños estructurales, pero posiblemente, de seguir unido el bar de Colón con las columnas, pudiera haber daños estructurales en las columnas del edificio de la Facultad de Ingeniería, y en el bar de Colón se terminaría de romper las ventanas.
- Para el sismo de 475 años, las derivas inelásticas cumplen con el límite del 2% establecido con la norma, habrá daños estructurales, pero cumple con el nivel de desempeño esperado de seguridad de vida y prevención al colapso.
- Se concluye que para un sismo raro de 475 años no es necesario un reforzamiento.
- Para el sismo muy raro de 2500 años se vio en las gráficas de los resultados del análisis pushover que la demanda es menor a la capacidad, y las derivas inelásticas antes del colapso son menores al 4%.
- Para los cuatro tipos de columnas, cumplen capacidad siendo verificados usando diagramas de interacción.
- Con las consideraciones hechas a la estructura para modelar en ETABS la losa nervada con macizo, las vigas más críticas que se encuentran en el primer piso no cumplen con capacidad a flexión.
- La verificación a cortante cumple debido a la gran sección que se está considerando.

## **Recomendaciones.**

- Se recomienda hacer nuevos relevamientos estructurales y tener planos actualizados de la Facultad.
- Para conseguir nuevos planos estructurales se recomienda hacer ensayos destructivos para tener una mejor idea del refuerzo y como está distribuido en las columnas y losas.
- Una vez obtenidos nuevos planos estructurales, se recomienda verificar la capacidad a flexión y corte para una mejor exactitud y respuestas similares a la realidad.
- Separar el bar de Colón de las columnas, ya que, en otro sismo frecuente, los vidrios del bar podrían terminar de romperse y provocar más daños a las columnas.
- Debido a que partes de la estructura metálica que se encuentra en la terraza se encuentra corroída, se recomienda cambiarlo o añadir anticorrosivos.
- Se recomienda hacer estudios de suelo para ver el estado de los pilotes mega y el suelo en general.
- Debido a que en la capacidad las vigas no cumplen el momento positivo, se recomienda limitar la carga viva por área y no hay que poner equipos pesados en las losas; prohibir la concentración de gente.

## Bibliografía

- Álbum Virtual de Historia de la UCSG. (1973). *Universidad Católica Santiago de Guayaquil*. Obtenido de <https://www.ucsg.edu.ec/album/0001/fac-ingenieria.htm>
- ASCE. (7-10). Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles.
- CivilMDC, & EngineeringWorld. (12 de agosto de 2019). Stiffness Irregularity Check, Soft Story check, Extreme Soft Story check.
- Coordinación Académica. (s.f.). Planos Arquitectónicos de la Facultad de Ingeniería.
- Facultad de Ingeniería. (s.f.). *Universidad Católica Santiago de Guayaquil*. Obtenido de <https://www.ucsg.edu.ec/ing/historia-facultad/>
- Guía de Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras. (Septiembre de 2016). Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
- Loor, M. D. (2015). Comportamiento lineal y no lineal del edificio de la facultad de ingeniería de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil. Guayaquil, Ecuador.
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Peligro Sísmico-Diseño Sísmo Resistente*.
- NEC-SE-CG. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas (No sísmicas).
- NEC-SE-DS. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas Sísmicas - Diseño Sísmo Resistente.
- NEC-SE-RE. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción, Riesto Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras. Ecuador.
- Ripalda, O. N. (Marzo de 2012). Estudio de Suelos para la construcción del edificio de Post Grado.

Silva, O. J. (2022). 360 *Concreto*. Obtenido de <https://360enconcreto.com/blog/detalle/sistemas-de-placa-de-piso-postensado-para-edificios/#:~:text=Permite-áreas-más-grandes-sin,de-la-placa-en-sí>.

Licencia de ETABS del Ingeniero Guillermo Ponce, profesor de la Facultad de Ingeniería de la UCSG y Coordinador de Área de este trabajo de titulación.

## DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **Itúrburu Altamirano Douglas Daniel**, con C.C: # 0941204703 autor del trabajo de titulación: **Estudio de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación del Edificio de la Facultad de Ingeniería de la UCSG**, previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, miércoles 22 de **febrero** del **2023**



f. \_\_\_\_\_

Nombre: **Douglas Daniel Itúrburu Altamirano**

C.C: **0941204703**

<b>REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA</b>			
<b>FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN</b>			
<b>TEMA Y SUBTEMA:</b>	Estudio de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación del Edificio de la Facultad de Ingeniería de la UCSG.		
<b>AUTOR(ES)</b>	Douglas Daniel Itúrburu Altamirano		
<b>REVISOR(ES)/TUTOR(ES)</b>	Ing. Villacrés Sánchez, Alex Raúl, M.Sc.		
<b>INSTITUCIÓN:</b>	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
<b>FACULTAD:</b>	Facultad de Ingeniería		
<b>CARRERA:</b>	Ingeniería Civil		
<b>TÍTULO OBTENIDO:</b>	Ingeniero Civil		
<b>FECHA DE PUBLICACIÓN:</b>	22 de febrero del 2023	<b>No. DE PÁGINAS:</b>	88
<b>ÁREAS TEMÁTICAS:</b>	Análisis Estructural		
<b>PALABRAS CLAVES/KEYWORDS:</b>	Sismo-Resistencia, Reforzamiento, Levantamientos Estructurales, Espectros, Derivas Elásticas, Derivas Inelásticas, Daño.		
<b>RESUMEN/ABSTRACT :</b>	<p>Este presente trabajo de titulación tiene como objetivo evaluar la sismo-resistencia actual del edificio de la Facultad de Ingeniería de la UCSG, mediante la comparación de los requisitos sismo-resistentes establecidos por los Capítulos de la Norma NEC-2015 y determinar si es necesario o no su reforzamiento. Para esto se recopiló toda la información relevante de la estructura como levantamientos estructurales y arquitectónicos, del suelo y nuevas lecturas en columnas. Con la ayuda del programa ETABS se encontraron derivas elásticas e inelásticas para comparándolas con los límites establecidos por la Norma NEC-2015 y relacionarlas con el daño; después se revisó la capacidad en columnas usando diagramas de interacción y la capacidad en vigas. Los resultados demuestran que no es necesario el reforzamiento de la Facultad de Ingeniería con todas las consideraciones que se han hecho en esta investigación; sin embargo, un nuevo levantamiento estructural y nuevo estudio de suelo más exactos son necesarios.</p>		
<b>ADJUNTO PDF:</b>	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	
<b>CONTACTO CON AUTOR/ES:</b>	<b>Teléfono</b> +593-0980250025	<b>E-mail:</b> diturburualtamirano@gmail.com	
<b>CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE)::</b>	<b>Nombre:</b> Ing. Clara Glas Cevallos, M.Sc.		
	<b>Teléfono:</b> +593-984616792		
	<b>E-mail:</b> clara.glas@cu.ucsg.edu.ec		
<b>SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA</b>			
<b>Nº. DE REGISTRO (en base a datos):</b>			
<b>Nº. DE CLASIFICACIÓN:</b>			
<b>DIRECCIÓN URL (tesis en la web):</b>			