

UCUENCA

Universidad de Cuenca

Facultad de Arquitectura y Urbanismo

Carrera de Arquitectura

Análisis y Evaluación Sismorresistente de Edificaciones previos a la Creación de la Normativa NEC-SE-DS: Estudio de Caso en la Facultad de Filosofía de la Universidad de Cuenca

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Arquitecto

Autor:

Kevin Mateo Saeteros Orellana

Director:

Juan Medardo Solá Quintuña

ORCID:  0000-0003-1841-4124

Cuenca, Ecuador

2024-08-05



Trabajo de titulación

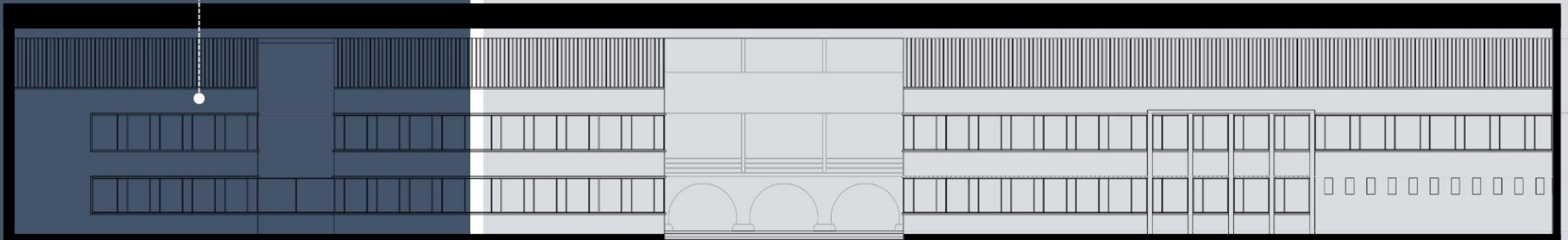
ÁNALISIS Y EVALUACIÓN SISMORESISTENTE DE EDIFICACIONES PREVIOS A LA CREACIÓN DE LA NORMATIVA NEC-SE-DS: ESTUDIO DE CASO EN LA FACULTAD DE FILOSOFÍA DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA.

Autor: Kevin Mateo Saeteros Orellana

Director: Juan Medardo Solá Quintuña

Cuenca - Ecuador

2024



Resumen

En este trabajo de titulación, se aborda la necesidad de analizar y evaluar la resistencia sísmica de edificaciones construidas antes de la implementación de la normativa "NEC-SE-DS". El edificio de la Facultad de Filosofía, Letras y Ciencias de la Educación de la Universidad de Cuenca, erigido en 1956, ha sido seleccionado como caso de estudio representativo. La antigüedad y la función esencial de este edificio hacen crucial la verificación de su conformidad con los estándares modernos de diseño sismorresistente para garantizar la seguridad de sus ocupantes durante eventos sísmicos. La evaluación se lleva a cabo utilizando una metodología basada en fuerzas, conforme a la sección de Diseño Sismo Resistente de la normativa Ecuatoriana de la Construcción. En primer lugar, se determinan las fuerzas laterales sísmicas que afectan a la estructura del edificio. Posteriormente, se realiza un modelamiento detallado utilizando el software SAP 2000 para analizar la respuesta estructural bajo cargas sísmicas, observando deformaciones y desplazamientos críticos. Finalmente, se calculan las deformaciones máximas y se comparan con los límites admisibles establecidos por la normativa. Este análisis permitirá determinar si el edificio cumple con los requerimientos actuales de diseño sismorresistente y, por ende, si es capaz de proporcionar un entorno seguro para sus ocupantes en caso de un sismo.

Palabras clave del autor: comportamiento estructural, estructuras sismorresistentes, sismos, normas NEC



El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Cuenca ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por la propiedad intelectual y los derechos de autor.

Repositorio Institucional: <https://dspace.ucuenca.edu.ec/>

Abstract

This degree work addresses the urgent need to analyze and evaluate the seismic resistance of buildings constructed before the implementation of the "NEC-SE-DS" standard. The building of the Faculty of Philosophy, Letters and Educational Sciences of the University of Cuenca, erected in 1956, has been selected as a representative case study. The age and essential function of this building make it crucial to verify its compliance with modern seismic-resistant design standards to ensure the safety of its occupants during seismic events. The evaluation is carried out using a force-based methodology, in accordance with the Earthquake Resistant Design section of the Ecuadorian Building Code. First, the lateral seismic forces affecting the building structure are determined. Subsequently, a detailed modeling is performed using SAP 2000 software to analyze the structural response under seismic loads, observing critical deformations and displacements. Finally, the maximum deformations are calculated and compared with the admissible limits established by the regulations. This analysis will make it possible to determine whether the building complies with current seismic-resistant design requirements and, therefore, whether it is capable of providing a safe environment for its occupants in the event of an earthquake.

Author Keywords: structural behavior, earthquake resistant structures, earthquakes, NEC standards.



The content of this work corresponds to the right of expression of the authors and does not compromise the institutional thinking of the University of Cuenca, nor does it release its responsibility before third parties. The authors assume responsibility for the intellectual property and copyrights.

Institutional Repository: <https://dspace.ucuenca.edu.ec/>

ÍNDICE DE CONTENIDO

ANTECEDENTES

Introducción	1
Planteamiento de la problemática	2
Objetivos	2
Pregunta de Investigación	2
Conceptos	3

MARCO TEÓRICO

01

CAPÍTULO

1.1 Peligro sísmico en el Ecuador.....	7
1.2 Peligro sísmico en Cuenca	8
1.3 Reseña histórica de movimiento telúricos en el Ecuador	9
1.4 Reseña histórica de movimiento telúricos en Cuenca	11
1.5 Normas de diseño sismorresistentes	11
1.6 Peligro sísmico: Diseño Sismoresistente..	14
1.7 Síntesis de capítulo	26

METODOLOGÍA Y CASO DE ESTUDIO

02

CAPÍTULO

2.1 Metodología	29
2.2 Selección del caso de estudio.....	29
2.3 Recopilación de datos: Caso de estudio Facultad de Filosofía	30
2.4 Caracterización del edificio de la Facultad de Filosofía	31
2.5 Planos Arquitectónicos del proyecto	33
2.6 Planos Estructurales del proyecto.....	35
2.7 Síntesis de capítulo	54

ÁNALISIS Y EVALUACIÓN SISMORESISTENTE

03

CAPÍTULO

3.1 Carga sísmica reactiva W.....	57
3.2 Espectro de diseño	57
3.3 Obtención de los valores para el espectro de diseño	57
3.4 Cálculo del cortante basal de diseño V ...	58
3.5 Fuerzas sísmicas laterales en el proyecto.....	58
3.6 Excentricidad accidentada	59
3.7 Esquematización: Distribución de cargas sísmicas por piso.....	60
3.8 Modelado en software SAP 2000.....	62
3.9 Derivas de piso.....	64
3.10 Cálculo de la deriva de piso.....	65
3.11 Interpretación de resultados.....	66

CONCLUSIONES

04

CAPÍTULO

4.1 Conclusiones	69
4.2 Recomendaciones	70

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

05

CAPÍTULO

5.1 Referencias bibliográficas.....	73
-------------------------------------	----

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Cinturón de fuego del pacifico	10	Figura 20 Segunda planta alta facultad de Filosofía.....	43
Figura 2 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z	17	Figura 21 Elevación frontal facultad de Filosofía	43
Figura 3 Mapa de daño sísmico en la ciudad de Cuenca con un PGA de 0.05g	17	Figura 22 Pilares de la facultad de filosofía	44
Figura 4 Mapa de daño sísmico en la ciudad de Cuenca con un PGA de 0.25g	18	Figura 23 Composición de los pilares de la facultad de filosofía	44
Figura 5 Daños producidos por el terremoto del 16 de abril del 2016.....	19	Figura 24 Composición de los pilares de la facultad de filosofía	44
Figura 6 Ruinas de la Iglesia de Santa Rosa, provincia de Tungurahua .	19	Figura 25 Planta Baja de columnas, arquerías y muros portantes	45
Figura 7 Daños producidos por el terremoto del 16 de abril del 2016.....	19	Figura 26 Planta Alta de columnas, arquerías y muros portantes	46
Figura 8 La fachada de una vivienda colapsó en Cuenca y dejó una persona fallecida	20	Figura 27 Planta Alta de columnas, arquerías y muros portantes primera etapa.....	47
Figura 9 Portada del Código de construcción de 1976.....	21	Figura 28 Planta de vigas primera etapa	48
Figura 10 Portada del Código de construcción de 1976.....	22	Figura 29 Planta de vigas primera etapa	49
Figura 11 Curva espectro de diseño.....	24	Figura 30 Planta Baja y Alta de columnas: segunda etapa	50
Figura 12 Derivas de piso a partir de los desplazamientos laterales	26	Figura 31 Planta de cimentación: segunda etapa.....	51
Figura 13 Centro Histórico de Cuenca.....	38	Figura 32 Planta de vigas: segunda etapa.....	52
Figura 14 Facultad de Filosofía, primera construcción	39	Figura 33 Planta de entepiso: segunda etapa	53
Figura 15 Facultad de Filosofía, Actual	39	Figura 34 Planta de columnas: tercera etapa	54
Figura 16 Ubicación facultad de Filosofía.....	40	Figura 35 Planta de columnas: tercera etapa	55
Figura 17 División del plano de la ciudad de Cuenca en Unidades Geotécnicas	41	Figura 36 Detalle de Zapata.....	55
Figura 18 Planta baja facultad de Filosofía.....	42	Figura 37 Detalle de Cadena	55
Figura 19 Primera planta alta facultad de Filosofía	42	Figura 38 Primera planta alta de vigas: tercera etapa	56
		Figura 39 Segunda planta alta de vigas: tercera etapa	56
		Figura 40 Segunda planta alta de vigas: tercera etapa	57
		Figura 41 Segunda planta alta de vigas: tercera etapa	57
		Figura 42 Planta de columnas: ampliación 3ra planta	59

Figura 43 Planta de cubierta.....	60	Figura 62 Planta baja $N=+0,72$	72
Figura 44 Alzado de cubierta	60	Figura 63 Primera planta alta $N=+4,57$	72
Figura 45 Planta de escalera principal.....	61	Figura 64 Segunda planta alta $N=+ 8,42$	72
Figura 47 Planta de escalera secundaria	61	Figura 65 Planta de cubierta $N=+11,6$	72
Figura 46 Alzado de escalera	61	Figura 66 Cargas sísmicas en sentido x y y	72
Figura 48 Alzado de escalera secundaria.....	61	Figura 67 combinaciones de cargas con el factor de reducción.....	72
Figura 49 Valor del factor Z.....	66	Figura 68 Comparación de la deformación en elevación frontal.....	73
Figura 50 Esquematización Distribución de cargas sísmicas planta baja sentido x.....	69	Figura 69 Comparación de la deformación en elevación lateral.....	73
Figura 51 Esquematización Distribución de cargas sísmicas planta baja sentido y.....	69		
Figura 52 Esquematización Distribución de cargas sísmicas planta alta sentido x.....	69		
Figura 53 Esquematización Distribución de cargas sísmicas planta alta sentido y.....	69		
Figura 54 Esquematización Distribución de cargas sísmicas 2 planta alta sentido x.....	69		
Figura 55 Esquematización Distribución de cargas sísmicas 2 planta alta sentido y.....	69		
Figura 56 Esquematización Distribución de cargas sísmicas cubierta sentido x.....	70		
Figura 57 Esquematización Distribución de cargas sísmicas por piso sentido x.....	70		
Figura 59 Esquematización Distribución de cargas sísmicas cubierta sentido y.....	70		
Figura 58 Esquematización Distribución de cargas sísmicas por piso sentido y.....	70		
Figura 60 Propiedades de sección y de materiales	71		
Figura 61 Modelado de la edificación en SAP2000	71		

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica	16
Tabla 2 Tipo de Uso. Destino e Importancia de la Estructura	25
Tabla 3 Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso	26
Tabla 4 Configuraciones estructurales recomendadas	27
Tabla 5 Configuraciones estructurales no recomendadas	28
Tabla 6 Coeficientes de irregularidad en planta	28
Tabla 7 Coeficientes de irregularidad en elevación	29
Tabla 8 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	30
Tabla 9 Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada	30
Tabla 10 Valores del factor Z en función de la zona sísmica	31
Tabla 11 Clasificación de los perfiles de suelo	32
Tabla 12 Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	33
Tabla 13 Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	33
Tabla 14 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	33
Tabla 15 Tipos de estructuras	34
Tabla 16 Tipos de estructuras	35
Tabla 17 Especificaciones de las Columnas planta baja	45
Tabla 18 Especificaciones de Columnas planta alta	46
Tabla 19 Especificaciones de plintos y cadenas	47
Tabla 20 Especificaciones de las vigas	48
Tabla 21 Especificaciones de entrepiso	49
Tabla 22 Especificaciones de las Columnas segunda etapa	50
Tabla 23 Especificaciones de los plintos segunda etapa	51
Tabla 24 Especificaciones de vigas segunda etapa	52
Tabla 25 Especificaciones entrepiso segunda etapa	53
Tabla 26 Especificaciones columnas tercera etapa	54
Tabla 27 Especificaciones columnas y planilla de hierros	54
Tabla 28 Especificaciones tipos de hierros	54
Tabla 29 Especificaciones zapatas tercera etapa	55
Tabla 30 Especificaciones cadenas de cimentación tercera etapa	55
Tabla 31 Especificaciones vigas tercera etapa	56
Tabla 32 Especificaciones de vigas en entrepiso tercera etapa	58
Tabla 33 Especificaciones columnas ampliación 3ra planta	59
Tabla 34 Valores totales de peso de estructural	66
Tabla 35 Tipo de suelo	66
Tabla 36 Resumen de valores	67
Tabla 37 Cortante basal de diseño V	67
Tabla 38 Cortante basal y coeficiente K	67
Tabla 39 Valores de fuerzas sísmicas laterales en el proyecto	68
Tabla 40 Excentricidad accidentada	68
Tabla 41 Excentricidad accidentada por planta	68
Tabla 42 Datos de SAP 2000 desplazamiento en sentido x y y	73
Tabla 43 Derivas de Piso sentido x	74

Tabla 44 Derivas de Piso sentido y	74
Tabla 45 Resumen de los valores de deriva en sentido x y y	74

Dedicatoria

A mis Padres, Francisco y Dora, por darme su amor y apoyo incondicional en cada etapa de mi vida y ser mi motivación para cumplir mis objetivos.

A mi pareja, Naomi, por acompañarme a lo largo de esta etapa dándome el apoyo y motivación de seguir adelante.

A mis amigos y compañeros, quienes formaron parte de mi vida universitaria, gracias por hacer esta travesía mas emocionante e inolvidable.

A mis seres queridos, por su amor y apoyo constante.

Kevin Mateo Saeteros Orellana

Agradecimientos

Agradezco a Dios por haberme permitido culminar mi meta con éxito.

Agradezco profundamente a mis padres por todo el esfuerzo y sacrificio que han realizado por mí en este arduo y desafiante camino.

Agradezco a mi familia por darme sus buenos deseos en mi camino.

Agradezco a mi pareja por su ayuda y motivación en las dificultades que se me han presentado en estos años.

Agradezco a mis profesores por su enseñanza a lo largo de estos años.

Agradezco a mi director de tesis, Ing. Juan Solá por ser un guía para llevar a cabo este documento y por su apoyo.

Introducción

Los movimientos sísmicos son considerados como una de las mayores catástrofes que enfrenta la humanidad. Este desastre natural ha provocado la muerte de más de catorce millones de personas desde que se tienen documentado los terremotos. Solo en este siglo se han registrado más de 1100 terremotos devastadores en el mundo, tomando la vida de más de un millón y medio de personas. Por ello, se han realizado numerosas investigaciones para encontrar medidas efectivas que reduzcan el efecto de los sismos (Yépez et al., 1995).

Un evento sísmico provoca la mayor parte de pérdidas económicas y de vidas humanas debido a la ineficiente capacidad de las estructuras para resistir las fuerzas que genera un sismo, resultando en el colapso parcial o total de las construcciones. Por ello, se establecieron normativas de construcción para el diseño sismorresistente de las construcciones con el objetivo de reducir las pérdidas al momento de un sismo (Yépez et al., 1995).

En los últimos años se han alcanzado avances significativos en la investigación de métodos en el cálculo y diseño sismorresistente. Sin embargo, estos avances solo se aplican a las nuevas construcciones que, en comparación con las estructuras ya existentes, representan una mínima parte. Por lo tanto, resulta fundamental mejorar la resistencia de las construcciones antiguas para reducir el daño relacionado con los sismos. Esta preocupación dio lugar a varios estudios sobre la vulnerabilidad y riesgo sísmico de las estructuras (Yépez et al., 1995).

Un estudio de vulnerabilidad sísmica tiene como finalidad determinar el daño en una estructura si se produjera un sismo con ciertas características específicas. Una vez determinado el daño, se puede encontrar soluciones para mejorar y fortalecer la estructura, con el fin de reducir pérdidas económicas y humanas. Un estudio de vulnerabilidad puede aplicarse a cualquier tipo de estructura, ya sean edificios, muros, puentes, etc. (Yépez et al., 1995).

Un sismo se puede clasificar de diferentes maneras, según su intensidad, período o frecuencia, y dependiendo del territorio puede existir un mayor o menor peligro sísmico. El Ecuador se encuentra en una zona de alto peligro, debido a que se encuentra localizado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las regiones sísmicas más activas del mundo. Por ello, muchas de las edificaciones del Ecuador poseen un nivel de vulnerabilidad alto (Rivadeneira et al., 2007).

El Ecuador ha sufrido varios eventos sísmicos a lo largo de su historia; el más catastrófico del presente siglo fue el de 2016, provocando la destrucción de varias estructuras y la muerte de alrededor de 700 personas (IGEN, 2020). Es por esta razón, que resulta crucial realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica en aquellas estructuras que fueron construidas antes de la implementación de las normativas de construcción, con el fin de evitar más pérdidas humanas y económicas.

Figura 1 Cinturón de fuego del pacifico



Fuente: National Geographic 2022.
Elaboración: Rodrigo Ayala, 2022.

Planteamiento de la problemática

Debido a la situación geográfica en la que se encuentra el Ecuador, el país se ha expuesto a diversos desastres naturales que ocasionan daños considerables, como la pérdida de vidas, destrucción de infraestructura y pérdidas económicas. En este contexto, es crucial diseñar y construir edificaciones capaces de resistir eventos sísmicos de gran magnitud sin colapsar y, en la medida de lo posible, sin sufrir daños significativos en sus componentes estructurales.

Para abordar esta necesidad, se han establecido normativas para el diseño sismorresistentes de edificios, como la Norma Ecuatoriana de la Construcción de 2015 (NEC, 2015). La NEC-SE-DS, que forma parte de la NEC 2015, se centra en establecer requisitos de diseño sismorresistentes con el fin de prevenir la pérdida de vidas humanas al evitar el colapso de las estructuras. Esta norma define requisitos para prevenir daños en elementos estructurales y no estructurales durante sismos pequeños y frecuentes, controlar daños durante sismos moderados y poco frecuentes, y garantizar la integridad estructural ante sismos severos y poco comunes, con el fin de asegurar la seguridad en diferentes niveles de movimientos sísmicos.

Es fundamental llevar a cabo el análisis y evaluación de la resistencia sísmica de las edificaciones construidas antes de la implementación de la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS. Esto nos permite determinar si estas construcciones cumplen con los requisitos mínimos de diseño sismorresistente establecidos en la normativa. Como caso de estudio de este proceso, se ha seleccionado el Edificio de la Facultad de Filosofía, Letras y Ciencias de la Educación de la Universidad de Cuenca, construido en 1956. La elección de este edificio es especialmente relevante, ya que alberga un gran número de personas a lo largo del día, y dado que los terremotos pueden ocurrir en cualquier momento, existe un riesgo significativo para la vida de sus ocupantes. Por lo tanto, es esencial asegurarse de que cumple con los estándares establecidos en la NEC para garantizar la seguridad de sus usuarios.

Objetivos

Objetivo General

Analizar y evaluar el diseño estructural sismorresistente del edificio de la facultad de filosofía, letras y ciencias de la educación de la Universidad de Cuenca.

Objetivos Específicos

- Realizar el análisis del diseño estructural sismorresistente en el edificio de la facultad de filosofía, letras y ciencias de la educación de la Universidad de Cuenca.
- Verificar si la estructura cumple con los requerimientos mínimos de acuerdo a los criterios sísmicos, con aplicación de la NEC.
- Realizar una simulación de la estructura mediante el programa SAP 2000 para observar cómo responde la estructura ante sismos; e identificar los posibles problemas en el diseño sismorresistente de la edificación.

Pregunta de Investigación

En las edificaciones construidas previas a la implementación de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS). ¿Se cumplen con los requisitos mínimos de diseño para una resistencia sísmica?

Conceptos

Peligro sísmico

Según la Real Academia Española, “peligro” hace referencia a la cualidad de riesgo. En otros términos, se refiere a la amenaza que representan diversos desastres naturales, como huracanes, erupciones, inundaciones, terremotos, etc. (Souter, 1996). Estos siniestros tienen la capacidad de causar efectos perjudiciales en la actividad humana, como consecuencias sociales, pérdidas económicas significativas y pérdidas de vidas (CSSC, 1999).

El peligro sísmico se basa en métodos de probabilidad, indicando cuán probable es que ocurra un evento sísmico, con qué intensidad, en qué área específica y la duración del mismo (Barbat et al., 2005). Los estudios del peligro sísmico tienen como finalidad determinar con exactitud la magnitud del movimiento asociado al lugar de emplazamiento de la obra y la solución estructural escogida para la misma. Esto implica la relación entre el nivel de actividad sísmica y el nivel de desempeño de la estructura, con la intención de controlar daños potenciales por eventos sísmicos. Sin embargo, existen ciertas incertidumbres que no se pueden definir con exactitud, como la distancia, la magnitud o la intensidad; por ello, se emplea el análisis de probabilidad de amenaza sísmica con el fin de predecir el comportamiento sísmico del caso de estudio (Martínez y Angulo, 2015).

Como se mencionó anteriormente, debido a la falta de una base de datos que permita conocer con exactitud los eventos sísmicos, el diseño sismorresistente de estructuras depende de métodos probabilísticos para afrontar incertidumbres en la estimación de intensidades, periodos o frecuencias. Una manera de representar visualmente los resultados del análisis de probabilidad es a través de curvas, espectros o mapas de peligro que muestran las aceleraciones máximas para diferentes periodos de retorno. Estos resultados ayudan a integrar un espectro de diseño en los códigos de construcción (Martínez y Angulo, 2015).

Vulnerabilidad Sísmica

Se han realizado estudios de terremotos que se produjeron en el pasado y se ha observado que algunas estructuras, a pesar de tener el mismo sistema constructivo y estar situados en la misma zona, pueden resultar más afectadas que otras. El nivel de daño que produce un terremoto de determinadas características a una estructura se define como vulnerabilidad. A una edificación se le puede clasificar como más vulnerable o menos vulnerable dependiendo de su respuesta a un evento sísmico (Barbat et al., 2005).

La vulnerabilidad sísmica de una edificación ante un evento sísmico de ciertas características es una cualidad propia de esa estructura y no depende del riesgo sísmico del lugar donde se ubica. Esto se refiere a que una estructura puede ser vulnerable sin estar en peligro si no está en una zona con cierta peligrosidad sísmica (Barbat et al., 2005).

Es importante mencionar que la vulnerabilidad no solo causa daños materiales o físicos hacia las estructuras, también abarca distintos problemas que surgen después del evento sísmico, como debilidades sociales, desorganización comunitaria, impactos en la economía, falta de preparación ante una emergencia, entre otros aspectos que contribuyen al aumento del riesgo (Barbat et al., 2005).

La vulnerabilidad sísmica se puede clasificar en dos tipos. La primera es la vulnerabilidad sísmica por su origen, la cual es propia de la estructura que, desde su concepción inicial, no considera un enfoque de diseño y construcción sismorresistente. Este aspecto se podría corregir mediante rehabilitaciones estructurales (Arteaga, 2016).

La segunda es una vulnerabilidad sísmica progresiva, la cual hace referencia a que una estructura, al pasar de los años, aumenta su grado de vulnerabilidad debido a la pérdida gradual de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales utilizados en su construcción. Los fenómenos climáticos o naturales pueden ser los causantes de esta vulnerabilidad; un mantenimiento preventivo o rutinario puede mitigar esta vulnerabilidad (Arteaga, 2016).

Riesgo Sísmico

La UNESCO (Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura) y la UNDRO (Organización de las Naciones Unidas para el Socorro en Casos de Desastre) proporcionaron definiciones clave que se resumen en los siguientes conceptos (Barbat et al., 2005).

- Amenaza, peligro o peligrosidad, H: Se refiere a la probabilidad de que ocurra un evento potencialmente desastroso durante un tiempo y zona específica.
- Vulnerabilidad, V: Es el nivel de pérdida que tiene los elementos en una situación de riesgo debido a la probable ocurrencia de un evento catastrófico. Se mide en una escala desde 0 (sin daño) hasta 1 (pérdida total).
- Elementos de riesgo, E: Son aquellos elementos expuestos a una amenaza en una zona determinada, incluyendo la población, las construcciones, los servicios públicos, las instalaciones y la infraestructura.
- Riesgo total, R_t : Se refiere al daño total de un desastre, el número de víctimas, heridos, daños materiales y los efectos a la economía. Esto se determina mediante el producto de la amenaza (H), la vulnerabilidad (V) y los elementos de riesgo (E), es decir: $R_t = H \cdot V \cdot E$

Reducción del riesgo sísmico

Existen tres posibilidades para reducir el riesgo sísmico:

1. Reducir la peligrosidad (H): Esto puede lograrse mediante la intervención en las condiciones del suelo. Se pueden caracterizar ciertas zonas para que tengan un bajo potencial sísmico, comprobar su resistencia, y mejorar las condiciones del suelo (Winslow & Ross, 1993).
2. Reducir la vulnerabilidad (V): Esto se consigue mediante el cumplimiento de las normativas de diseño sismorresistente a edificaciones nuevas. Es importante que estas normas estén en constante mejora. Además, para el caso de estructuras ya existentes, se deben realizar estudios de vulnerabilidad y, de ser el caso, mejorar

la estructura mediante su refuerzo o su rehabilitación (Winslow & Ross, 1993).

3. Reducir los elementos de riesgo (E): Esto implica la concientización de las personas sobre el riesgo sísmico. Deben ser educadas y preparadas para protegerse de un terremoto y deben existir planes de emergencia (Winslow & Ross, 1993).

Daño sísmico

El término “daño sísmico” hace referencia a la destrucción física de los elementos estructurales y al impacto económico relacionado. El daño físico se clasifica en:

- Daño estructural: depende de los elementos constructivos tales como vigas, columnas, muros, etc., las características físicas de los materiales y su configuración y ensamblaje.
- Daño no estructural, haciendo referencia a los elementos que no forman parte de la estructura, tales como ventanas, acabados, revestimientos, etc. Si bien no intervienen en la estructura de la edificación si causan un daño económico (Martínez, 2014).

El daño económico consiste en la reparación y reposición de los daños causados, esto implica pérdidas económicas dependiendo de la afección de los elementos estructurales y no estructurales (Barbat et al., 2005).

Resistencia, rigidez y ductilidad

La resistencia es una propiedad mecánica que tienen los elementos estructurales para resistir a la rotura cuando se someten a fuerzas externas, y depende del material utilizado, la geometría y las uniones de los elementos. En cambio, La rigidez es una propiedad de los elementos para contrarrestar las deformaciones, se oponen a los esfuerzos sin perder su forma. Por otra parte, la ductilidad se refiere cuando un objeto es expuesto a cargas estáticas, sísmicas o cíclicas, este se deformará en un rango plástico, es decir, no perderá su resistencia ni rigidez (Ortiz, 1990).

MARCO TEÓRICO

01

Como se ha mencionado con anterioridad, el Ecuador es un país que presenta un alto peligro sísmico ya que se encuentra ubicado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, zona que se caracteriza por tener una alta actividad sísmica. Se pueden mencionar eventos sísmicos significativos tales como el de 1906, con una magnitud de 8.8, uno de los sismos más grandes de la historia (Quinde et al., 2015).

La elevada actividad sísmica del país es causada principalmente por la placa oceánica de Nazca y la existencia de un complejo sistema de fallas activas locales (Aníbal et al., n.d.).

1.1 Peligro sísmico en el Ecuador

En el Ecuador el peligro sísmico está regido principalmente por dos tipos de fuentes sísmicas: subducción (interplaca e intraplaca), y de tipo corticales (superficiales).

Los terremotos de subducción-interplaca ocurren a profundidades menores a 40km, surgen debido al roce entre la placa de Nazca que se desplaza por debajo de la placa Sudamericana. Los terremotos de subducción-intraplaca ocurren en una profundidad intermedia entre los 40 y 300km, la placa oceánica de Nazca se desplaza bajo la placa continental Sudamericana. Los terremotos corticales se refieren a los sismos de poca profundidad que ocurren dentro de la placa Sudamericana (Martínez y Angulo, 2015).

Existen varios tipos de fallas geológicas en el Ecuador, las cuales se organizan en sistemas de fallas activas a nivel superficial. Se clasifican según su geometría, extensión y tipo de movimiento Rivadeneira et al., (2007). Existe una mayor concentración de fallas en la Sierra por lo que existe una mayor amenaza sísmica en esta Región (Alvarado, 2012). Es importante la identificación de estas fallas para poder determinar cuál de ellas representa una posible amenaza para el Ecuador.

Debido al existente peligro sísmico en el Ecuador, la mayor parte de los centros poblados son propensos a sufrir graves daños debido a la actividad sísmica. Las ciudades principales como Quito, Guayaquil, Cuenca, y todas las ciudades de las diferentes regiones, están expuestas a este riesgo. En estas ciudades existen edificaciones históricas que fueron construidas antes del primer código de construcción sismorresistente. Por lo tanto, se

especula que la resistencia sísmica de estas edificaciones es inaceptable y no cumple con los requisitos para afrontar un sismo (García, 2022).

En la Normativa Ecuatoriana de la Construcción se define una zonificación sísmica de todo el territorio ecuatoriano, la cual establece que se divide en seis zonas sísmicas, que representan la caracterización del peligro sísmico, y se representa mediante el valor del factor Z, Tabla 1 (NEC, 2015). Más adelante se hará énfasis en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción.

Tabla 1 Caracterización del peligro sísmico en función de la zona sísmica

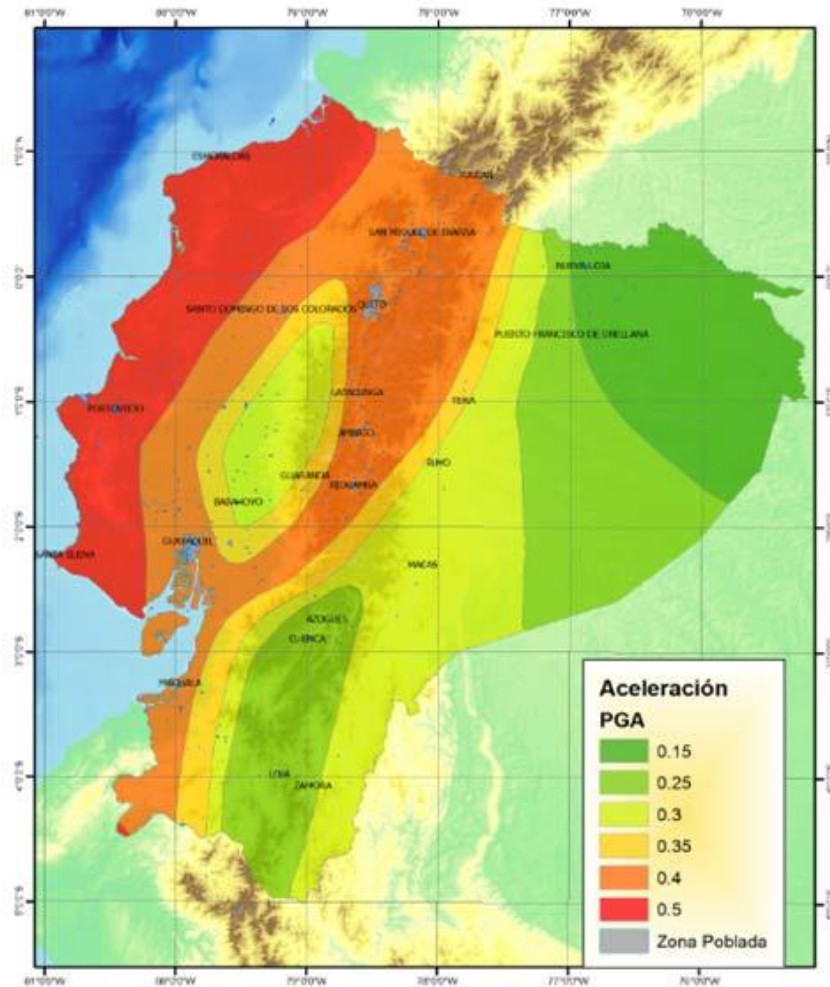
Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC, 2015

Elaboración: Adaptación realizada por Saeteros, 2024

En la siguiente figura 2 se puede observar las seis áreas sísmicas en las que se divide el territorio ecuatoriano, como se puede observar la totalidad del país está catalogado de alta amenaza sísmica, exceptuando la zona del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y la zona litoral que muestra una amenaza sísmica muy alta.

Figura 2 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z



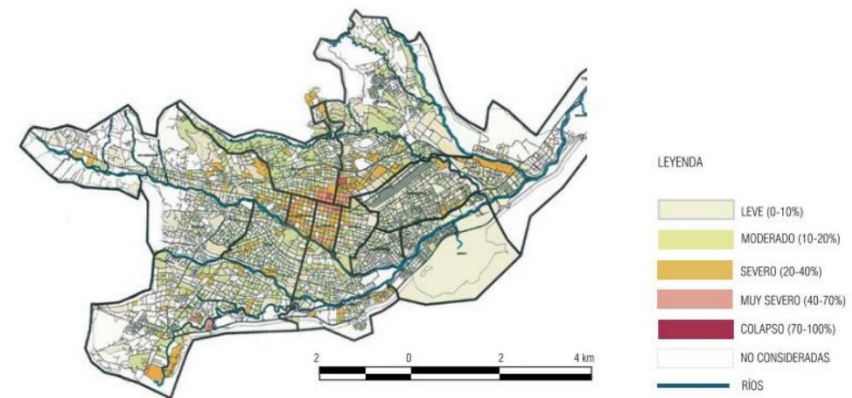
Fuente: NEC, 2015
Elaboración: NEC, 2015

1.2 Peligro sísmico en Cuenca

La ciudad de Cuenca tiene una alta amenaza sísmica y sus construcciones patrimoniales son vulnerables ante estos eventos sísmicos (Red Sísmica de Austro, 2002). La falla geológica de Girón es la fuente sísmica crítica para la ciudad. La cual inicia a 30Km del sur de cantón Girón y se extiende por 200 km, aproximadamente, atravesando la totalidad de la ciudad de Cuenca. Se estima que esta amenaza tiene un potencial de generar terremotos con una magnitud de hasta 7.1 Mw (Jiménez, 2018).

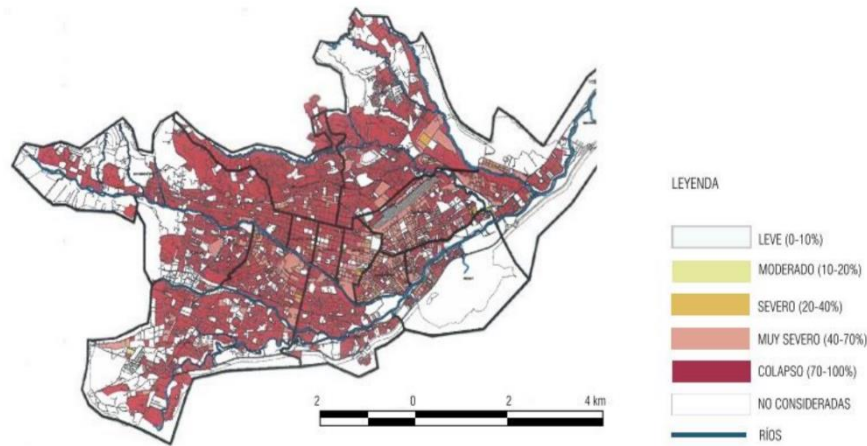
El proyecto P-BID 400: *Amenaza sísmica en el Austro, vulnerabilidad y riesgo sísmico en la Ciudad de Cuenca*, realizado por la Red Sísmica del Austro, entre 1998 y 2001, determinó la fuente sismogénica crítica para la ciudad y obtuvieron mapas de la amenaza sísmica, donde se observa que la ciudad cuenta con una aceleración máxima en roca de 0.25g, y se atribuye a un periodo de retorno de 475 años. La Norma Ecuatoriana de la Construcción ha corroborado con los resultados de estos estudios y catalogan la Ciudad de Cuenca como una zona con alta probabilidad de peligro sísmico. (RSA, 2002).

Figura 3 Mapa de daño sísmico en la ciudad de Cuenca con un PGA de 0.05g



Fuente: "Amenaza Sísmica del Austro, vulnerabilidad y riesgo sísmico en la ciudad de Cuenca", de la Red Sísmica del Austro. (2002).
Elaboración: Pérez, 2022.

Figura 4 Mapa de daño sísmico en la ciudad de Cuenca con un PGA de 0.25g



Fuente: “Amenaza Sísmica del Austro, vulnerabilidad y riesgo sísmico en la ciudad de Cuenca”, de la Red Sísmica del Austro. (2002).

Elaboración: Pérez, 2022.

Los mapas de daño sísmico establecidos en el proyecto P-BID 400, catalogan la ciudad en cinco niveles de acción sísmica, los cuales se miden en términos de aceleración máxima de roca, 0.05g, 0.10g, 0.20g, 0.25g y 0.30g. La figura 3 representa el daño correspondiente a 0.05g, y la figura 4 representa el daño correspondiente a 0.25g. Se evidencia que el centro histórico es la zona que representa mayor daño sísmico, debido a la antigüedad de estas construcciones y por su sistema constructivo de mampostería no reforzada (RSA, 2002).

Como se mencionó anteriormente, la ciudad de Cuenca se cataloga como una zona con alta amenaza sísmica. Sin embargo, la falta de un historial sísmico ha provocado que en algunas construcciones no consideren las normativas de un diseño sismorresistente (Flores y Andrade, 2022). A continuación, se hará énfasis en la historia de los terremotos en nuestro país.

1.3 Reseña histórica de movimientos telúricos en el Ecuador

En el transcurso de la historia del Ecuador se han documentado una gran cantidad de actividades sísmicas. Se han registrado 40 terremotos desde el año 1541 hasta la actualidad, con una magnitud de 8 o mayor, en la escala de MSK. Además, han ocurrido 86 eventos sísmicos significantes hasta el 2007. (Rivadeneira et al., 2007). Desde 1541 donde ocurrió el primer sismo que se tiene registro en el país, en la provincia de Napo, hasta la actualidad, ha ocurrido un promedio de un evento sísmico devastador cada doce años (Quinde y Reinoso, 2016).

Es necesario realizar una breve reseña histórica de los eventos sísmicos en el Ecuador para conocer sus características, como la intensidad, la zona y sus consecuencias. (Información con base en: Rivadeneira et al., 2007).

- Terremoto en el centro del país de 1698: Se desconoce la magnitud de este evento sísmico. Sin embargo, causó daños materiales desde Tiopulla hasta Azuay. Provocó la muerte de al menos 8000 personas.
- Terremoto de Riobamba de 1797: Este evento sísmico tuvo una magnitud de 8.3 Mw. Es considerado uno de los más devastadores terremotos en el país, destruyó la ciudad de Riobamba junto con otros asentamientos en el valle interandino. Causó la muerte de 40000 personas.
- Terremoto de Ibarra de 1868: Tuvo una magnitud aproximada de 6.3 y 6.7 Mw. Este sismo destruyó gran parte de la zona noroeste del Ecuador, y parte del suroeste de Colombia. Causó la muerte de entre 40000 y 70000 personas.
- Terremoto de Ecuador y Colombia de 1906: Es el terremoto con la mayor magnitud que se ha registrado en el Ecuador, Este alcanza una magnitud de 8.8 Mw. Devastó las zonas costeras del Ecuador y Colombia, provocando un tsunami en los pueblos de Rio Verde.
- Terremoto de Manabí de 1942: Se registró una magnitud de 7.8 Mw. Causó la muerte de 300 personas.
- Terremoto de Ambato de 1949: Tuvo una intensidad 6.8 Mw, la ciudad de Ambato y sus alrededores fueron destruidos, y causó la muerte de 5050 personas.

- Terremoto de Ecuador y Colombia de 1958: Se registro una magnitud entre 7.8 y 8.0 Mw. Causo daños en ambos países y la muerte de 111 personas.
- Terremotos en Ecuador de 1987: El primero tuvo una magnitud de 6.1 grados y el segundo tuvo una magnitud de 6.9, afecto a las ciudades de Ibarra, Otavalo y Cayambe, y provoco la muerte de 1000 personas.
- Terremoto en Quito de 2014: Tuvo una magnitud de 5.1 grados y una réplica de 4.7 grados, provoco el colapso de pocas viviendas y daño en otras, causó la muerte de 4 personas.
- Terremoto de Pedernales, Manabí de 2016: Es el terremoto más reciente que ha causado un daño significativo al Ecuador. Tuvo una magnitud de 7.8 grados, afecto a las ciudades de Esmeraldas y Manabí, causó la muerte de 673 personas y alrededor de 3.34 millones en daños materiales.

Figura 5 Daños producidos por el terremoto del 16 de abril del 2016



Fuente: Welle, D. (2016, 25 abril). Ecuador: cifra de fallecidos por el terremoto aumenta a 655. dw.com. <https://www.dw.com/es/ecuador-cifra-de-fallecidos-por-el-terremoto-aumenta-a-655/a-19212100>.

Figura 6 Ruinas de la Iglesia de Santa Rosa, provincia de Tungurahua



Fuente: Terremoto del 5 de agosto de 1949 - Instituto Geofísico - EPN. (s. f.). <https://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>.

Figura 7 Daños producidos por el terremoto del 16 de abril del 2016



Fuente: Notimundo. (s. f.). Los fondos para el terremoto no llegaron a los damnificados. Notimundo. <https://notimundo.com.ec/los-fondos-para-el-terremoto-no-llegaron-a-los-damnificados/>.

1.4 Reseña histórica de movimientos telúricos en Cuenca

Cuenca es una ciudad con alta amenaza sísmica, principalmente en su centro histórico; a pesar de ello, la ciudad no ha sufrido sismos destructores en el último siglo (Jiménez et al., 2018). Algunos sismos importantes que han ocurrido en la ciudad son los siguientes (Arteaga, 2016):

- En 1856, ocurrió un pequeño terremoto que provocó la caída de la torre de la iglesia de San Blas, causando la muerte de algunas personas.
- En 1887, ocurrió el terremoto más importante en la provincia del Azuay. Provocó daños significantes en algunas casas e iglesias en la ciudad, así como algunos pueblos del Azuay, Cañar y Chimborazo.
- En 1893, fuertes daños en Gima y Girón, con un muerto. En Cuenca, las viviendas antiguas sufrieron estragos de moderada magnitud.
- En 1913, un terremoto de magnitud considerable afectó a las poblaciones entre Molleturo y Jesús María, causando daños en las viviendas de las provincias de Loja, El Oro y Azuay.
- En 1971, se produjo un terremoto cuyos efectos no fueron de mayor consideración.
- En 2007, un pequeño terremoto que causó daños menores.
- En 2016, el terremoto de Pedernales, siendo uno de los sismos más fuertes que se ha sentido en la ciudad.
- En 2023, un fuerte sismo que provocó el colapso de varias viviendas en Cuenca, dejando una persona fallecida.

Como se mencionó anteriormente, la falla geológica de Girón es la fuente sísmica crítica para la ciudad. Se estima que esta amenaza tiene un potencial de generar terremotos con una magnitud de hasta 7.1 Mw. Sin embargo, como se ha podido observar, la ciudad no ha sufrido un evento sísmico significativo recientemente, no obstante, los que ha sufrido han dejado en evidencia la falta de un diseño sismorresistente en algunas edificaciones y que las estructuras no están preparadas para el potencial sísmico que tiene la zona.

Figura 8 La fachada de una vivienda colapsó en Cuenca y dejó una persona fallecida



Fuente: Tapia, X. (2023, 19 marzo). Temblor en Ecuador deja casas destruidas en Cuenca y Machala. El Comercio. <https://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador/casa-colapsa-cuenca-fuerte-sismo-en-ecuador>.

1.5 Normas de diseño sismorresistentes

Como respuesta a estos desastres naturales se han iniciado estudios e investigaciones, desde el primer sismo que se tiene registro en el país, ocurrido en 1541, Ecuador cuenta con un catálogo sísmico de intensidades obteniéndose como resultado el origen de un terremoto destructor cada 12 años en promedio (Martínez et al., 2022). El terremoto de Ambato fue el terremoto con mayor magnitud que se ha registrado, creó un punto de inflexión entre la construcción informal y la construcción moderna.

1.5.1 Código Nacional de Construcciones de 1951

A causa del terremoto de Ambato en 1949 que provocó la devastación de varias ciudades del Ecuador, se publicó el primer código Nacional de la construcción. El Código de Construcciones es elaborado en las oficinas del Plan Regulador junto con el apoyo del reconocido Ingeniero Estadounidense. Henry. J. Brunnier, basándose en disposiciones internacionales como las de Estados Unidos (Uniform Building Code), Chile (Ordenanza General de Urbanismo y Construcción) e Italia (Martínez et al., 2022).

El nuevo Código Nacional de la Construcción sería catalogado como norma de uso obligatorio para todo el país en 1952, contenía las reglas para construcciones sismo resistentes, pero la mayoría de los constructores e instituciones gubernamentales no aplicaron estas normas (Martínez et al., 2022).

1.5.2 Código Ecuatoriano de la Construcción. CEC-1977

En 1976 se produjeron dos sismos significativos en el Ecuador, los cuales fueron de especial interés para estudios e investigaciones, ya que los edificios construidos en hormigón armado sufrieron daños estructurales, mientras que las estructuras mixtas de mampostería y madera presentaron daños menores (Martínez et al., 2022).

El código Nacional de Construcciones de 1951 dictaba el uso de concreto armado para las construcciones, ya que este material presenta buena resistencia ante fuerzas estáticas, pero es poco elástico (Martínez et al., 2022).

En diciembre de 1976, el INEN publicó la Guía Popular de Construcciones Sismo Resistentes, este documento está basado en las 2 partes del proyecto de Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC): Requisitos del Diseño y Requisitos de la Construcción de Hormigón Armado, y trata solamente de viviendas de hasta 3 pisos y no considera elementos preesforzados o elementos con prefabricados (Martínez et al., 2022). Esta guía es una ayuda para las personas sin formación técnica, facilitando el entendimiento de las normas de construcción sismo resistentes. En 1978

se publicaría la Guía de Práctica de Mampostería Reforzada por parte del INEN debido a que es un método alternativo de construcción en el país (Martínez et al., 2022).

Figura 9 Portada del Código de construcción de 1976



Fuente: Instituto Ecuatoriano de Normalización

1.5.3 Código Ecuatoriano de la Construcción. CEC-2001

En el país tuvo lugar varios eventos catastróficos como sismos, inundaciones o deslizamientos de tierra, causando la muerte de miles de personas, la destrucción de viviendas y pérdidas económicas para el país. Debido a esto, se empezó a trabajar en el nuevo código ecuatoriano de la construcción CEC-2001 incorporando la zonificación sísmica y formas espectrales (Martínez et al., 2022).

Este documento contiene parámetros y normativas a cumplir como requisitos mínimos para el diseño, se definen principios de diseño sismorresistentes basado en un mapa de zonificación, en el que se prioriza el prevenir daños en elementos estructurales y no estructurales ante terremotos pequeños, moderados y severos (NEC, 2015).

1.5.4 Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC-2015

Después del lanzamiento del CEC-2001 no se produjeron terremotos que tuvieran consecuencias catastróficas, sin embargo, países vecinos como Perú fueron afectados por terremotos en el 2001, 2005 y 2008 al igual que Chile en 2005 y 2010 causando varios desastres. Estos eventos alertaron al país y se llevó a cabo un proceso desactualización de la normativa de acuerdo a los avances tecnológicos con el fin de mejorar los procesos de construcción (Martínez et al., 2022).

La normativa Ecuatoriana de la Construcción, en el capítulo Cargas Sísmicas. Diseño Sismo Resistente o también llamado NEC-SE-DS. Establece reglamentos para el diseño con el objetivo de evitar pérdidas de vida a través del colapso de cualquier tipo de estructura (NEC, 2015).

La NEC-SE-DS a diferencia de la anterior normativa CEC-2001, incrementa el contenido de reglamentos y de factores para el cálculo de diseño sismorresistente, se agregan factores de clasificación del suelo, estudios geotécnicos, diferenciación entre tipos de estructuras: madera, mampostería, acero, hormigón. La diferenciación más significativa con

respecto a la anterior es que las fuerzas sísmicas son para cargas ultimas, y no las cargas a nivel de servicio (Martínez et al., 2022).

Figura 10 Portada del Código de construcción de 1976



Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda

1.6 Peligro sísmico: Diseño Sismorresistente

Los criterios de diseño sismorresistente que adopta la normativa son determinísticos. Debido a que no se cuenta con base de datos exacta que permita estimar la ocurrencia de eventos sísmicos, se utiliza la teoría de probabilidades para considerar las incertidumbres en la estimación de su ocurrencia.

Una manera de ilustrar los resultados del análisis probabilista de amenaza sísmica es a través de curvas de peligro, espectros de peligro uniforme o mapas de amenaza sísmica, que muestran valores tales como aceleraciones máximas probables para diferentes periodos de retorno. A partir de estos se pueden obtener resultados, tales que, sea posible plasmar un espectro de diseño en un código de construcción (Martínez y Angulo, 2015).

La normativa Ecuatoriana de la Construcción ofrece un capítulo destinado al diseño sismo resistente de las edificaciones. En ella se presentan requerimientos y metodologías que deben ser aplicados a cualquier estructura, y se proporciona a los expertos de la construcción, herramientas necesarias para realizar cálculos basándose en conceptos de Ingeniería Sísmica. Este capítulo está en constante actualización para mejorar los cálculos y el diseño sismo resistente de las estructuras, debido al potencial sísmico del Ecuador (NEC, 2015).

A continuación, se presentará la metodología dada por la normativa ecuatoriana de la construcción.

1.6.1 Requisitos mínimos de diseño

La NEC, 2015, Presenta los siguientes requisitos para estructuras de ocupación normal, el objetivo del diseño es:

- Mitigar daños en elementos no estructurales y estructurales, frente a sismos frecuentes y de baja intensidad.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes.
- Garantizar la integridad estructural frente terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Para lograr estos requisitos, una estructura debe diseñarse para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas en la normativa.
- Limitar las derivas de piso bajo dichas cargas a niveles aceptables.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica mediante técnicas de diseño por capacidad o utilización de dispositivos de control sísmico.

1.6.2 Métodos de diseño

El cálculo de una estructura se puede determinar utilizando métodos de obtención de fuerzas laterales, ya sea estáticos o dinámicos. La elección del método dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como elevación (NEC, 2015).

Para calcular estructuras que sean uniformes tanto en planta como elevación, se pueden aplicar métodos estáticos para determinar las fuerzas laterales. En todas las estructuras es un requerimiento mínimo utilizar el método estático basado en fuerzas (NEC, 2015).

1.6.3 Metodologías de diseño

- Diseño basado en fuerzas (DBF): Este método es el utilizado en la normativa y se aplica a cualquier tipo de estructuras.
- Diseño basado en desplazamientos (DBD): Es un método que puede usarse como un complemento o una alternativa al DBF.
- Para estructuras que se configuren por sistemas específicos, los métodos análisis en FEMA 450 determinan las fuerzas sísmicas mediante un análisis dinámico.

1.6.4 Método de diseño basado en fuerzas (DBF)

El diseño basado en fuerzas emplea factores de reducción de resistencia para controlar los daños en la estructura, con la premisa de que una mayor resistencia conlleva a un menor daño. En este método, se considera que la rigidez de la estructura es independiente de su resistencia, y el período de vibración se estima sin tomar en cuenta la resistencia al inicio del proceso de diseño. La acción sísmica se reduce mediante factores de reducción de fuerza, los cuales varían ampliamente entre los códigos de diferentes países, lo que puede resultar en niveles uniformes de ductilidad, sobre-resistencia y redundancia para todas las estructuras de un mismo tipo. Además, las acciones sísmicas se distribuyen según la rigidez inicial de la estructura, sin considerar la redistribución de rigidez debido a la formación de rótulas plásticas, y se utiliza el método de superposición modal, asumiendo que las fuerzas de los modos de vibración superiores se reducen de manera similar a las del modo fundamental (Suarez, 2009).

1.6.5 Procedimiento de cálculo del DBF

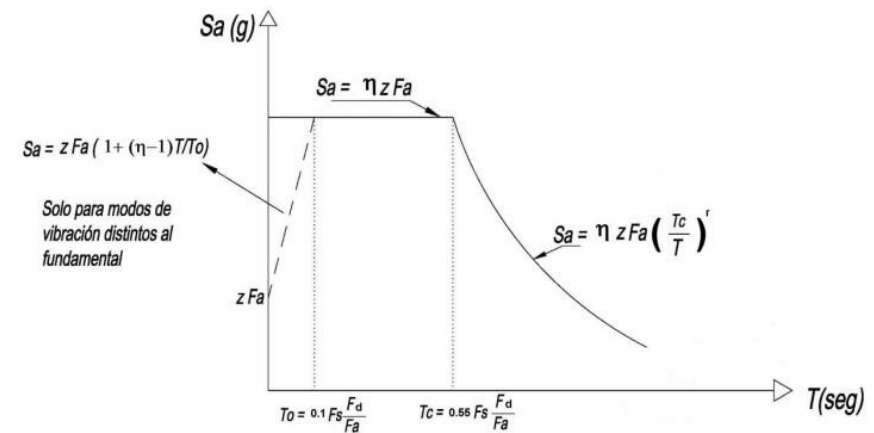
- Determinación del espectro de diseño $S_a(T)$ Figura 10. Dependerá de las características geológicas del lugar.
- Cálculo aproximado del periodo fundamental de vibración aproximado T_a .
- Determinación del cortante de base V

- Determinación de las distribuciones vertical y horizontal de V
- Dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas y verificación del límite del valor permitido de los índices de deriva.

1.6.6 Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño

El espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones se representa mediante el coeficiente S_a , y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. En la figura 10 se observa un gráfico del espectro elástico de diseño consistentes con: el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, y los valores de los coeficientes de amplificación del suelo, F_a , F_d y F_s (NEC, 2015).

Figura 11 Curva espectro de diseño



Fuente: NEC, 2015.

En el espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5% se obtiene mediante las ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T referentes a 2 condiciones:

$$S_a = n * Z * F_a \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = n * Z * F_a \left(\frac{T_c}{T} \right) \quad \text{Para } T > T_c$$

Definiciones de los coeficientes que componen el espectro elástico de diseño, extraídos de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción. 2015.

- η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto
- F_d : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño de roca
- F_s : comportamiento no lineal de los suelos
- S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
- T : Período fundamental de vibración de la estructura
- T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- T_C : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g
- r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.
- $r=1$ Para todo tipo de suelo, con excepción del suelo tipo E.
- $r=1.5$ Para tipo de suelo E

Los valores de amplificación espectral. η : (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra. Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 1.80$: Provincias del Oriente

Los límites para el periodo de vibración T_c . se obtiene mediante la expresión:

1.6.7 Categoría de Edificio y Coeficiente de Importancia I.

Las estructuras se pueden clasificar mediante un factor de importancia I , esta clasificación dependerá de la categoría de la edificación mediante el tipo de uso, su destino e importancia, El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, para que al momento de que ocurra un sismo esta sufra daños menores y puedan seguir operativas. En la tabla 2 se puede observar el tipo coeficiente I de cada categoría de edificación (NEC,2015).

Tabla 2 Tipo de Uso. Destino e Importancia de la Estructura

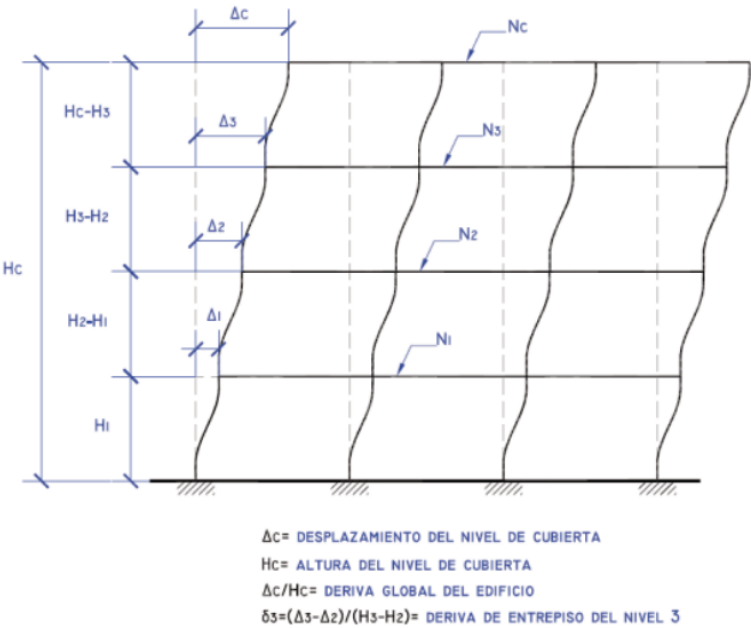
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control 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
Estructuras de ocupación especial	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
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Fuente: NEC, 2015.

1.6.8 Derivas de piso

La deriva de piso es el desplazamiento lateral de un piso debido a la acción de fuerzas sísmicas laterales. Se determina mediante dos puntos ubicados en una misma línea vertical y calculando la diferencia del desplazamiento del extremo superior y el desplazamiento extremo inferior del piso, y todo esto se divide para la altura entre los pisos (Ceballos, 2017). La figura 95 es una representación gráfica de las derivas de piso. El análisis de la deriva de entrepiso se realiza para controlar el daño que se puede producir en una estructura debido a desplazamientos excesivos.

Figura 12 Derivas de piso a partir de los desplazamientos laterales



Fuente

1.6.9 Límites Permisibles de las Derivas de los Pisos

Como dicta la NEC,2015. La deriva máxima permisible para cualquier piso no excederá los límites de establecidos en la tabla 3. Se expresa como un porcentaje de la altura de piso

Tabla 3 Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC, 2015.

Deriva inelástica permisible

$$\Delta = 0.75R * \Delta_E$$

Dónde:

Δ : Deriva inelástica

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R: Factor de reducción de resistencia

Se verifica que:

$$\Delta_M \leq \Delta_E \text{ Máxima}$$

Dónde:

ΔM : Deriva máxima inelástica de acuerdo a la tabla anterior

Comprobación de deriva elástica de los desplazamientos laterales de la estructura.

$$\Delta_{ela} = \frac{s_i - s_{i-1}}{h_i}$$

Donde:

Δ_{ela} : Derivas elástica

s_i : Desplazamiento Piso Actual –1

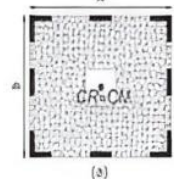
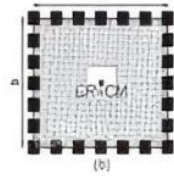
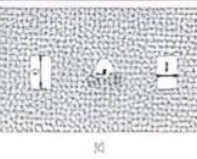
s_{i-1} : Desplazamiento Piso Anterior

1.6.10 Regularidad/Configuración Estructural

1.6.10.1 Configuración estructural

- Configuración a privilegiar: al momento de diseñar se debe procurar que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. En la tabla 4 se muestra las configuraciones recomendadas

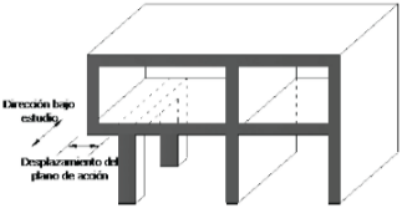
Tabla 4 Configuraciones estructurales recomendadas

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{li}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{pi}=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{li}=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{pi}=1$	
	La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{li}=1$		 

Fuente: NEC, 2015.

- Configuraciones más complejas: se debe evitar cambios abruptos de rigidez y resistencia para evitar la acumulación de daño en algunos componentes. En la tabla 4 se muestran las irregularidades que se deben evitar (NEC, 2015).

Tabla 5 Configuraciones estructurales no recomendadas

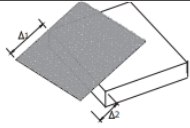
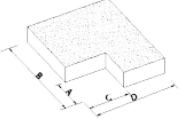
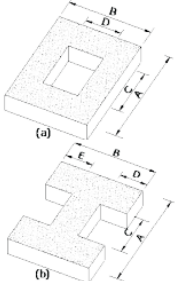
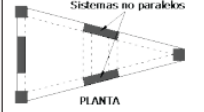
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.	Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.
Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	
Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	

Fuente: NEC, 2015.

1.6.10.2 Regularidad Planta y Elevación

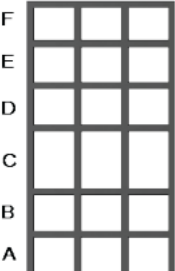
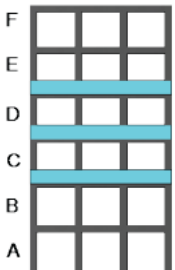
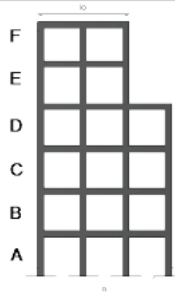
En la tabla 5 y tabla 6 se presenta las irregularidades tanto en planta como en elevación que una estructura debe evitar (NEC, 2015).

Tabla 6 Coeficientes de irregularidad en planta

Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_T=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ 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.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_T=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ 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.	
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_T=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$ 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.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_T=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
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.	

Fuente: NEC, 2015

Tabla 7 Coeficientes de irregularidad en elevación

Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ $Rigidez\ K_c < 0.70\ Rigidez\ K_D$ $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ 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.	
Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{EI}=0.9$ $m_D > 1.50\ m_E$ ó $m_D > 1.50\ m_C$ 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.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{EI}=0.9$ $a > 1.3\ b$ 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.	
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.	

Fuente: NEC, 2015

1.6.11 Ductilidad y Factor de Reducción de Resistencia Sísmica R

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que la estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rotulas plásticas. En el caso del método DBF, se considera como parámetro constante dependiente únicamente de las tipologías estructurales según la NEC, 2015.

Criterio de definición de R

Los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como: Tipo de estructura, tipo de suelo, periodo de vibración considerado. Factor de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones limite.

Grupos estructurales de acuerdo con R

Se seleccionará uno de los dos grupos estructurales siguientes, a utilizarse para la edificación:

- Sistemas estructurales dúctiles, tabla 7.
- Sistemas estructurales de ductilidad limitada, junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente, tabla 8.

Tabla 8 Coeficiente *R* para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistema Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5

Fuente: NEC, 2015

Tabla 9 Coeficiente *R* para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SEHM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SEHM, con armadura electro soldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frio, aluminio, madera limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: NEC, 2015

1.6.12 Parámetros para el Análisis Sísmico: Factor de zona sísmica

El valor del factor Z nos indica la caracterización del peligro sísmico del lugar en donde se encuentra la estructura, dicho factor está expresado como fracción de la aceleración de la gravedad e indica la aceleración máxima de roca para el sismo de diseño. La NEC, 2015. Establece seis zonas sísmicas en nuestro país tal como se observa en la tabla 10

Tabla 10 Valores del factor Z en función de la zona sísmica

Factor de zona sísmica						
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

Fuente: NEC, 2015.

1.6.13 Geología local

Se establecen 6 categorías de suelo mostradas en la tabla 11, cada una con sus propiedades específicas. Se clasifican tomando en cuenta los datos de los primeros 30m del perfil para los tipos A, B, C, D, E. Si se evidencia estratos claramente distinguibles en el suelo, estos perfiles se subdividen asignándoles un subíndice I que va desde 1 hasta n en la profundidad de los primeros 30m. (NEC, 2015).

Tabla 11 Clasificación de los perfiles de suelo

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

Fuente: NEC, 2015

Donde:

Vs: Velocidad de onda cortante promedio del suelo que sobrepase al semiespacio.

N: Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil del suelo.

Su: Resistencia al corte no drenado.

IP: Índice de Plasticidad. Se obtiene cumpliendo la norma ASTM D4318.

W: Contenido de agua en porcentaje (en la clasificación de los estratos de arcilla se determina por medio de la norma ASTM D 2166).

1.6.14 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

- Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto: En la tabla 11 se observa los valores del coeficiente, se amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño de roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. (NEC, 2015).

Tabla 12 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	VI	V	VI
	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	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: NEC, 2015.

- Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño de roca: La tabla 12 muestra los valores de este coeficiente. (NEC, 2015).

Tabla 13 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	VI	V	VI
	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	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: NEC, 2015.

- Fs: comportamiento no lineal de los suelos. En la tabla 13 se muestran los valores de este coeficiente. la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. (NEC, 2015).

Tabla 14 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

Tipo de perfil	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	VI	V	VI
	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	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: NEC, 2015.

1.6.15 Carga Sísmica Reactiva W

Otro parámetro importante para determinar el cortante basal de diseño es la carga sísmica W, la cual representa la carga reactiva por sismo

$$W = D$$

Donde:

- D: Carga total de la estructura

1.6.16 Cortante basal de diseño V

Es la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño (NEC, 2015). Se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Donde:

- Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.
- $\phi_P * \phi_E$: Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- I: Coeficiente de importancia.
- R: Factor de reducción de resistencia sísmica.
- V: Cortante Basal total de diseño.
- W: Carga sísmica reactiva.
- Ta: Periodo de vibración.

1.6.18 Periodo de vibración T

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación. Puede determinarse mediante la expresión:

$$T = C_t * h_n^a$$

Donde:

- C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio. Tabla 4.
- h_n^a : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
- T: Período de vibración.

Tabla 15 Tipos de estructuras

Tipo de Estructura	C_t	a
Estructuras de Acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores	0.055	0.75

Fuente: NEC, 2015.

1.6.17 Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal, similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración Ta. En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales

totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura (NEC, 2015).

$$V = \sum_{i=1}^n Fi; V_x = \sum_{i=x}^n Fi; F_x = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k} * V$$

Donde:

- V: Cortante total en la base de la estructura.
- V_x: Cortante total en el piso x de la estructura.
- F_i: Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.
- F_x: Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.
- n: Número de pisos de la estructura.
- w_x: Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.
- w_i: Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.
- h_x: Altura del piso x de la estructura
- h_i: Altura del piso i de la estructura
- k: Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

1.6.18 Determinación Coeficiente K

Tabla 16 Tipos de estructuras

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2

Fuente: NEC, 2015.

1.7 Síntesis del capítulo

El diseño basado en fuerzas permite evaluar la capacidad de una estructura para resistir los efectos de un sismo mediante la determinación de la respuesta sísmica elástica y su posterior ajuste utilizando factores de reducción de fuerza. Esto ayuda a controlar el daño en la estructura al considerar la relación entre la resistencia y la rigidez, así como la distribución de las acciones sísmicas en función de la rigidez inicial de la estructura. El presente trabajo de titulación se basará en la metodología previamente descrita para llevar a cabo el análisis y la evaluación del diseño sismorresistente del caso de estudio detallado en el próximo capítulo. En el capítulo 3, se desarrollará la metodología expuesta.

METODOLOGÍA Y CASO DE

ESTUDIO

02

2.1 Metodología

El presente trabajo de titulación utiliza una metodología cuantitativa. Se realizó una búsqueda bibliográfica en artículos académicos, libros, y normativas, con la finalidad de recolectar datos que sean útiles para el desarrollo de este trabajo. El enfoque cuantitativo implica una metodología de diseño, centrada en el análisis de la evaluación del diseño sismorresistente de la edificación, conforme a las especificaciones de la norma NEC en su sección de Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS).

El desarrollo de la metodología comprenderá diferentes fases; la primera fase corresponde al levantamiento detallado y redibujo de la estructura, así como al análisis de los materiales utilizados y la realización de cálculos, todo ello de acuerdo con los parámetros establecidos en la NEC. El objetivo es obtener valores de carga sísmica horizontal que incidan en la estructura y comprendan su impacto. La segunda fase implica la utilización del software SAP 2000 para modelar la estructura, facilitando así la obtención de datos esenciales y la observación detallada del comportamiento ante eventos sísmicos.

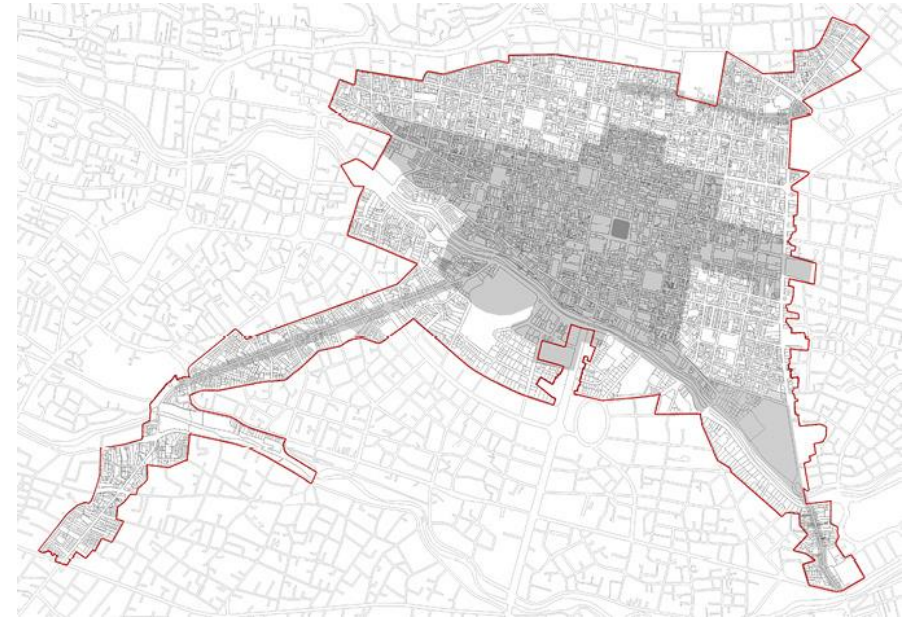
El resultado de este análisis será esencial para determinar si la estructura cumple con las normas establecidas para un diseño sismorresistente, según la Normativa NEC-SE-DS. Al comparar los datos obtenidos con los parámetros establecidos en la normativa, se identificarán posibles desviaciones o áreas de mejora en la sismorresistencia de la edificación. Además, este análisis proporcionará información sobre cómo la estructura responde a cargas sísmicas, identificando problemas de comportamiento estructural y factores que influyen en la resistencia sísmica. Esta información resultará útil para tomar decisiones informadas sobre ajustes o mejoras estructurales que optimicen la seguridad ante eventos sísmicos.

2.2 Selección del caso de estudio

Las instituciones educativas son equipamientos sociales que, al transcurso del día, existe una concurrencia significativa de usuarios, y debido al peligro sísmico que existe en la ciudad de Cuenca, es de suma importancia realizar un análisis de diseño sismorresistente a estos equipamientos, para garantizar la seguridad de los usuarios.

En este contexto se tomó en consideración realizar la evaluación del diseño sismorresistente en el edificio de la facultad de filosofía, letras y ciencias de la educación de la Universidad de Cuenca por su ubicación, sus características de ocupación, por su antigüedad y por su importancia. Así pues, el estudio del diseño sismorresistente de la edificación permite el conocer si la estructura soportaría la amenaza sísmica que tiene la ciudad.

Figura 13 Centro Histórico de Cuenca



Fuente: Cabrera, xx

2.2.1 Reseña histórica

El 15 de octubre de 1867 se fundó legalmente la Universidad de Cuenca, siendo su primer Rector el Dr. Benigno Malo, La universidad inició su funcionamiento con tres facultades: la Facultad de Jurisprudencia, la Facultad de Medicina y la Facultad de Filosofía y Letras, la cual fue cerrada en el año de 1897 para luego volver a ser abierta en el año de 1952. En 1956 se inaugura el edificio de la facultad de filosofía.

En el año 2010, la universidad de cuenca deja de formar parte de la zona de “El Ejido”, y pasa a formar parte de la expansión del Centro Histórico de Cuenca como un área protegida. Por esta razón, y de acuerdo con la ordenanza para la gestión y conservación de las áreas históricas y patrimoniales, es fundamental preservar, conservar y difundir estas expansiones, mediante el desarrollo de estudios y normativas para la conservación y gestión de estas áreas (Rodas, 2016).

Figura 14 Facultad de Filosofía, primera construcción



Fuente: Rodas, 2008

2.3 Recopilación de datos: Caso de estudio Facultad de Filosofía

2.3.1 Descripción de la edificación

La Facultad de Filosofía, Letras y Ciencias de la Educación se encuentra ubicada en el campus central de la Universidad de Cuenca. Esta construcción tiene un área total bruta de 2790 m². Según la investigación realizada por la Unidad de Planificación Física de la Universidad, el edificio original fue diseñado por el arquitecto Guillermo Cubillo Renella y su construcción se inició a principios de la década de 1950. Posteriormente, se llevaron a cabo dos ampliaciones en la parte sur del edificio, como se muestra en la figura 12, realizadas por el estudio arquitectónico D.O.U. Además, en el año 2008 se añadió un tercer piso, diseñado por el arquitecto Hernán Rodas, como se muestra en la figura 15.

Figura 15 Facultad de Filosofía, Actual

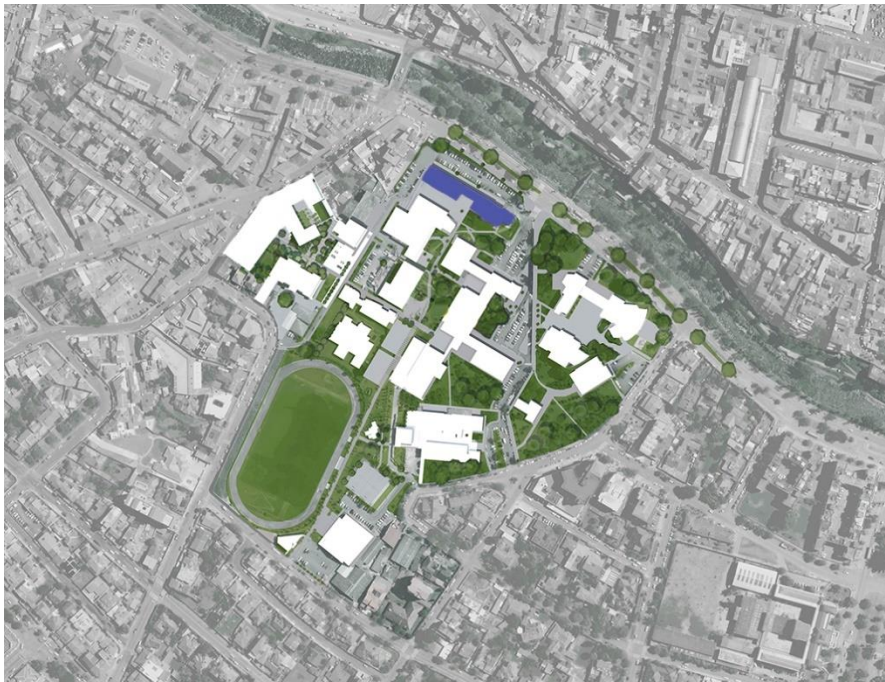


Fuente: El comercio, 202

2.3.2 Emplazamiento

El edificio de la Facultad de Filosofía se encuentra ubicado en la ciudad de Cuenca en el campus Central de la Universidad de Cuenca, está emplazado en un terreno regular frente a la Av. 12 de abril, como se muestra en la figura 14.

Figura 16 Ubicación facultad de Filosofía



Fuente: Archivo BAQ, xx

2.4 Caracterización del edificio de la Facultad de Filosofía

El análisis cuantitativo de un edificio es fundamental para estimar su resistencia frente a eventos sísmicos, ya que la edificación dispone de características tanto funcionales, como formales, además de técnicas constructivas únicas que determinarán su comportamiento estructural. Este análisis incluye la evaluación de materiales de construcción, técnicas utilizadas, el diseño arquitectónico. Además, se considera el entorno del edificio, como la proximidad a fallas sísmicas y las condiciones del suelo, para obtener una visión completa de su capacidad para resistir movimientos sísmicos.

2.4.1 Sistema estructural: Materiales, Sistemas Constructivos y tipo de Cubierta

El edificio construido en su primera etapa, es de construcción mixta, esto es: Mampostería soportante, pilastras y arquerías del mismo material y, elementos de hormigón armado, tales como: losa de planta alta, dinteles y cadenas de coronación de muros. En su segunda etapa, la construcción es también mixta en la que prevalece la mampostería como elemento de soporte, combinada con columnas y algunas vigas de hormigón armado, la presencia de cadenas de arriostramiento es mayor que la zona de primera construcción; también existen, a nivel de cubierta, algunas vigas metálicas de celosía que tienen por finalidad proporcionar soporte lateral a algunas "paredes largas". La cubierta en toda la edificación tiene estructura de madera y placas de techo de asbesto-cemento. Por otra parte, el estado general de la edificación es bueno, ninguno de los elementos constructivos investigados: pisos, paredes, cubierta, etc. presenta síntomas de deterioro que pueda afectar a la construcción; no se han detectado fisuras que revelen asentamientos peligrosos o daños estructurales (Rodas, 2008).

En el año 2008 la Universidad de Cuenca dispuso ampliar el edificio que ocupa la Facultad de Filosofía, mediante la adición de un piso en la construcción existente que en ese momento disponía de dos plantas; para el efecto, la Unidad de Planificación Física, elaboró un proyecto arquitectónico y ; su personal técnico, de entre diferentes alternativas, optó por construir el piso adicional a nivel 7,60 (aproximadamente) con relación a la planta baja, a base de Losas pretensadas, la cubierta de estructura metálica, el área total de ampliación con este sistema es de aproximadamente 1240m² (Rodas, 2008).

Para levantar un nuevo piso sobre la primera planta ya existente se debió seguir los siguientes parámetros:

Debe respetarse el sistema de estructura de mampostería soportante, salvedad hecha de los vanos mayores para los cuales deberán diseñarse las vigas o cadenas adecuadas a la carga del nuevo entrepiso que deberá necesariamente ser liviano, en consecuencia, podrá diseñarse para el mismo, un sistema de losa liviana con placa metálica colaborante, soportada por viguetas metálicas o bien, podrían utilizarse “Vigas-losa” pretensadas que, como tales, son de bajo peso unitario, comparable o quizá menor que el de viguetas metálicas antes citado. En cuanto a la cubierta, ésta deberá ser de estructura metálica soportada por columnas del mismo material y llevará como material de techumbre un material de placas livianas y recubrimiento de teja. Los tabiques de la nueva planta, deberán ser de material liviano como ladrillo hueco de pequeño espesor o de materiales sintéticos como madera aglomerada, fibrocemento, etc. (Rodas, 2008).

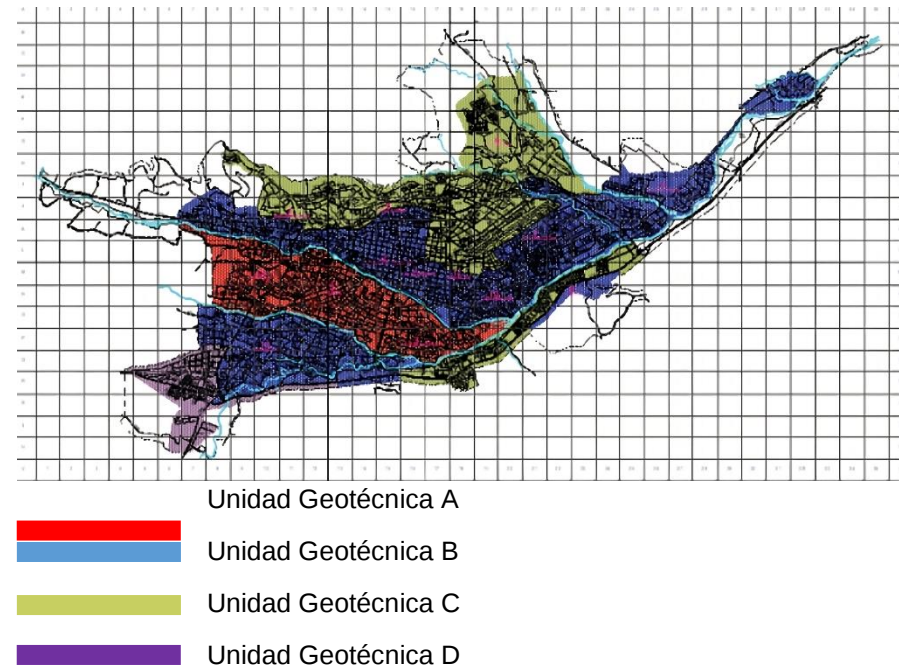
2.4.2 Determinación de tipo de ocupación

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo "Peligro Sísmico", el caso de estudio se clasifica como "Estructuras de ocupación especial" debido a su función como centro educativo (NEC, 2015).

2.4.3 Determinación del tipo de suelo

La Universidad de Cuenca se asienta sobre un suelo de partículas gruesas, como se observa en la clasificación de unidades geotécnicas en la figura 15. El edificio está ubicado en la unidad Geotécnica A, donde predominan las gravas y arenas, las cuales son suelos densos o de roca blanda. Estas características son idóneas para la construcción debido a la resistencia que presentan (Morales, 2010).

Figura 17 División del plano de la ciudad de Cuenca en Unidades Geotécnicas



Fuente: Riquette Morales, 2010.

2.4.4 Estado de preservación de la construcción

El edificio fue construido en 1956 y, en 2008, con la ampliación de un tercer piso, se realizó un diagnóstico de los diferentes elementos constructivos y estructurales del edificio. Además, se llevó a cabo un análisis para determinar el impacto de la ampliación en la estructura. Actualmente, el edificio se encuentra en buen estado, con buena conservación y mantenimiento.

2.5 Planos Arquitectónicos del Proyecto

Figura 18 Planta baja facultad de Filosofía

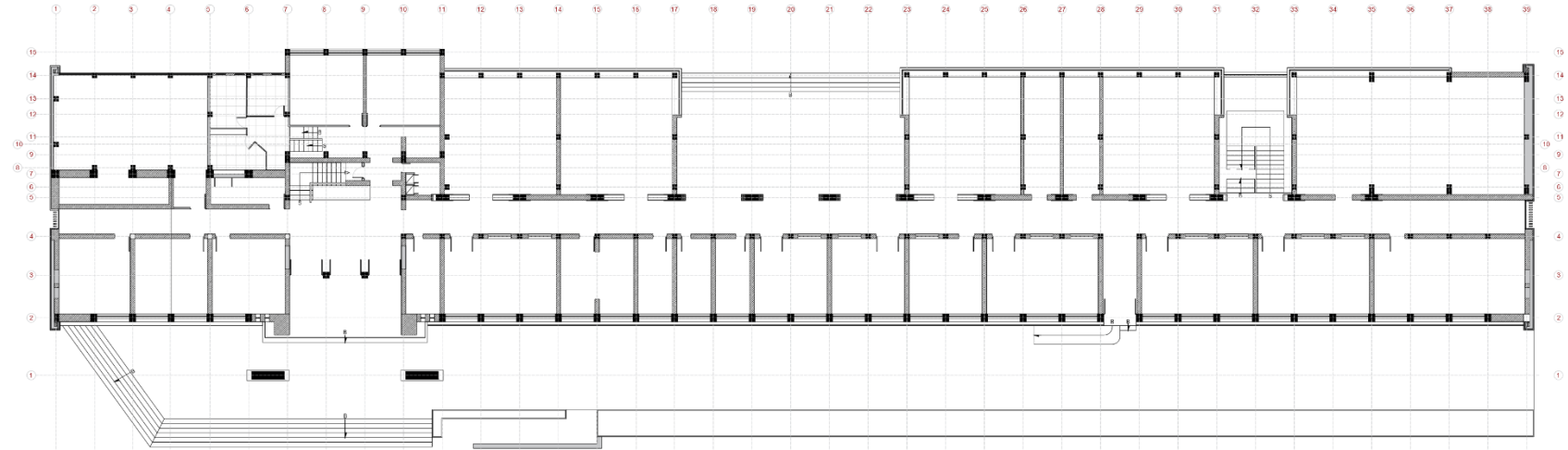
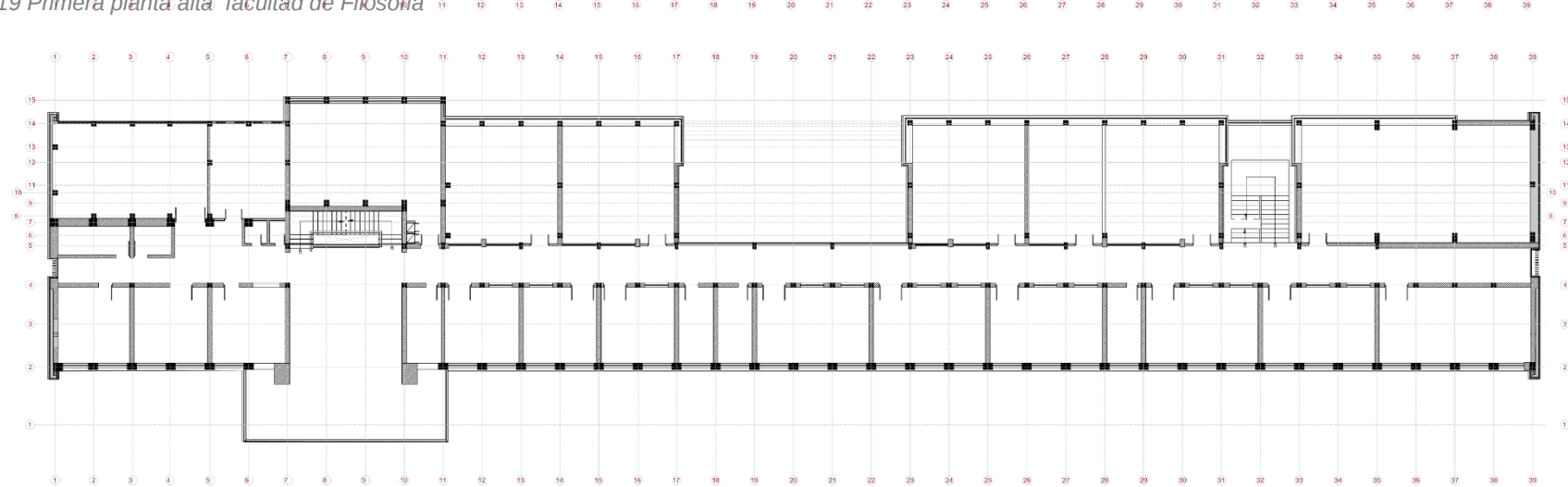
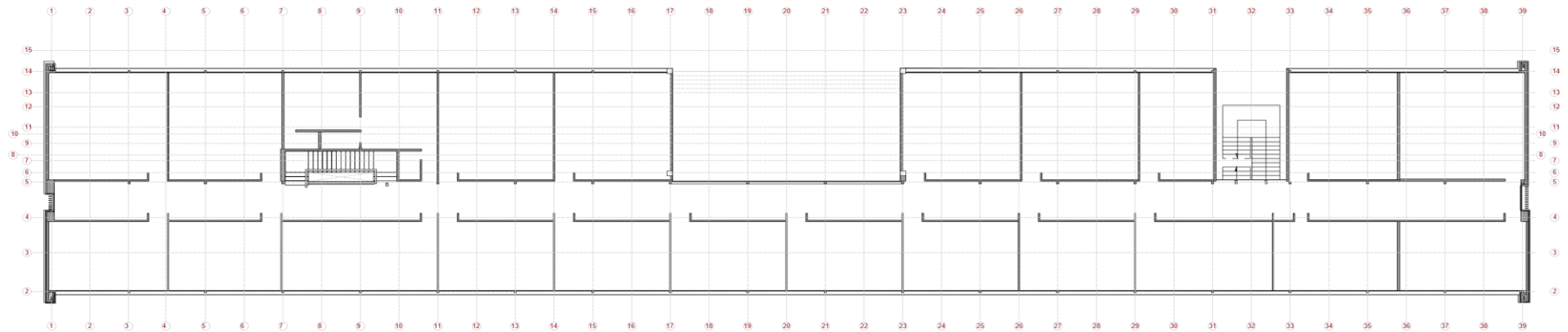


Figura 19 Primera planta alta facultad de Filosofía



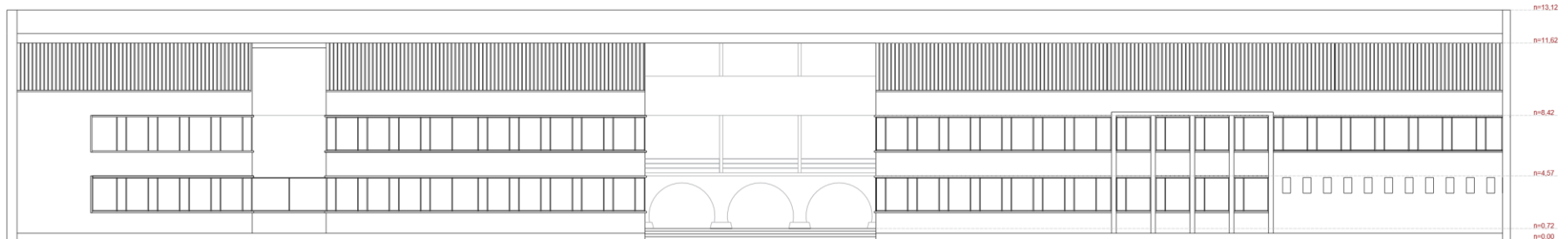
Fuente: Kevin Saeteros, 2024.

Figura 20 Segunda planta alta facultad de Filosofía



Fuente: Kevin Saeteros, 2024.

Figura 21 Elevación frontal facultad de Filosofía



Fuente: Kevin Saeteros, 2024.

2.6 Planos Estructurales del Proyecto

Como se mencionó anteriormente, el edificio de la Facultad de Filosofía se divide en tres etapas de construcción, realizadas en diferentes años. Para facilitar un mejor entendimiento de la estructura de cada una de estas etapas, se presentarán por separado los planos estructurales correspondientes a cada fase.

2.6.1 Planimetría de columnas, arquerías y muros portantes: primera etapa

En la primera etapa, el material que predomina es la mampostería, utilizada en los elementos estructurales ya sean columnas, arquerías y muros portantes. Además, se construyeron pilares de hormigón armado en el cruce de todos los muros y paredes soportantes del edificio. Estos pilares están empotrados desde los cimientos y debidamente amarrados en los muros, además, tienen una sección igual a la definida por los espesores de las paredes o muros en los que se cruzan. La enfierradura mínima consiste en 4 barras de acero de Φ 1/2" y estribos de acero de Φ 1/4" cada 25 centímetros. La mezcla de concreto utilizada tiene una resistencia de 240 kg/cm² y se elabora con una dosificación 1:2:4. En la figura 17 y 18 se puede observar la composición de los pilares de la facultad.

Figura 22 Pilares de la facultad de filosofía



Fuente: Kevin Saeteros, 2024.

Figura 23 Composición de los pilares de la facultad de filosofía



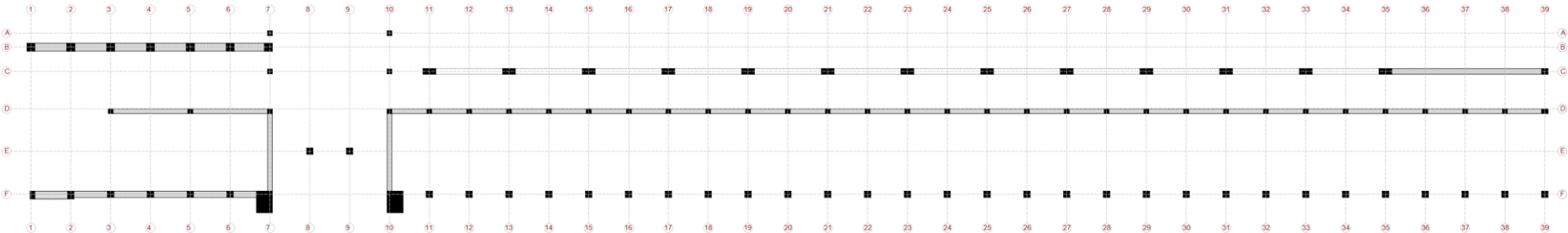
Fuente: Rodas, 2008.

Figura 24 Composición de los pilares de la facultad de filosofía



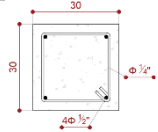
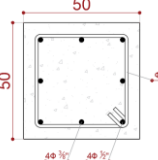
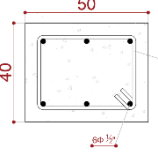
Fuente: Rodas, 2008.

Figura 25 Planta Baja de columnas, arquerías y muros portantes



Fuente: Kevin Saeteros, 2024.

Tabla 17 Especificaciones de las Columnas planta baja

Eje	Sección	Hierros	Estribos		Columna
	cmxcm		Φ	Distr. (cm)	
A-7/A-10 C-7/C-10	30x30	4Φ 1/2"	1/4"	15	
B-1-2-3-4- 5-6-7	50x50	4Φ 1/2" + 4Φ 3/8"	1/4"	15	
C-39	40X50	6Φ 1/2"	1/4"	15	

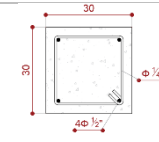
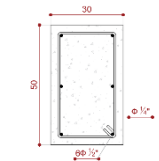
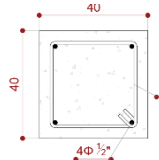
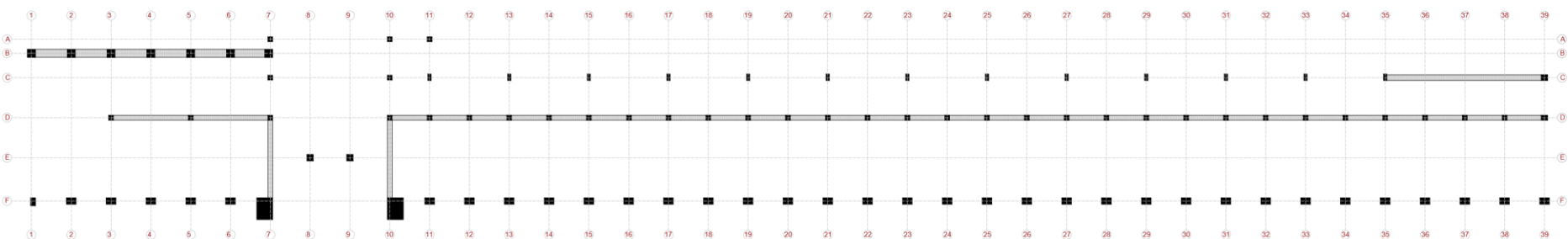
D-3-5-7 D-10/D-39	30x30	4Φ 1/2"	1/4"	25	
F-1	30X50	6Φ 1/2"	1/4"	15	
F-2 a F-39	40X40	4Φ 1/2"	1/4"	25	

Figura 26 Planta Alta de columnas, arquerías y muros portantes



Fuente: Kevin Saeteros, 2024.

Tabla 18 Especificaciones de Columnas planta alta

Eje	Sección	Hierros	Estribos		Columna
	cmxcm	N° y Φ	Φ	Distr.	
A-7/A-10 C-7/C-10	30x30	4 Φ 1/2"	1/4"	15	
B-1-2-3-4-5-6-7	50x50	4 Φ 1/2" + 4 Φ 3/8"	1/4"	15	
C-39	40X50	6 Φ 1/2"	1/4"	15	
C-11-13-15-17- 19-21-23-25- 27-29-31-33-35	20X30	4 Φ 1/2"	1/4"	15	
D-3-5-7 D-10/D-39	30x30	4 Φ 1/2"	1/4"	25	
F-1	30X50	6 Φ 1/2"	1/4"	15	
F3 a F39	40X60	4 Φ 1/2"	1/4"	25	

2.6.2 Planos de Cimentación: primera etapa

Figura 27 Planta Alta de columnas, arquerías y muros portantes primera etapa

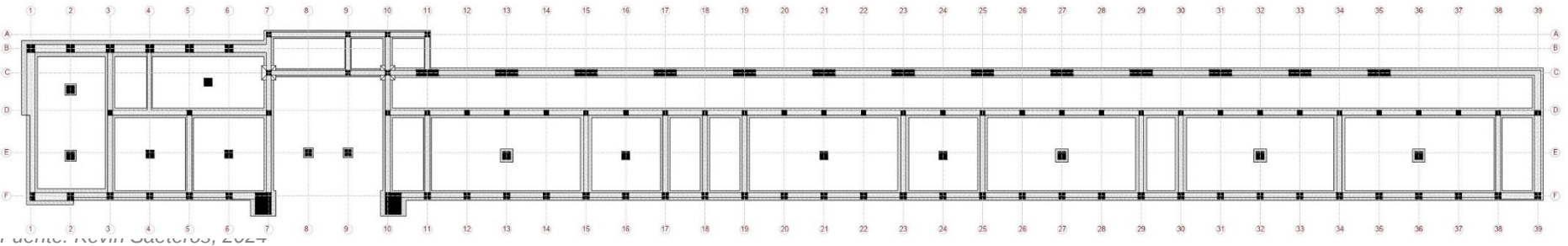


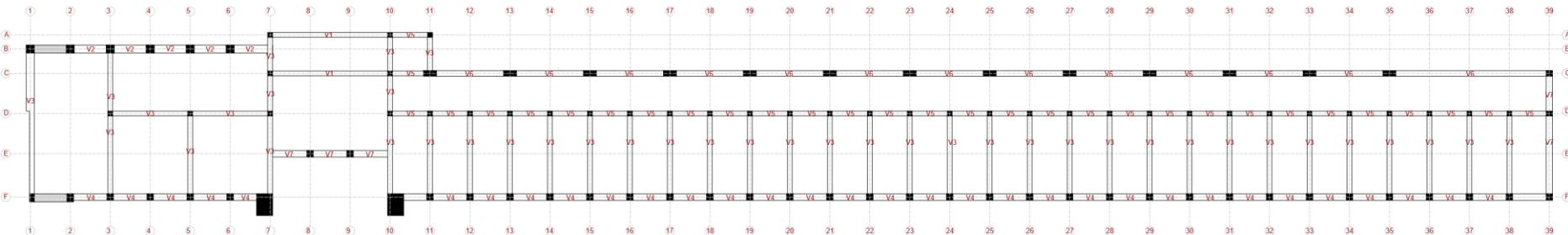
Tabla 19 Especificaciones de plintos y cadenas

PLINTOS						CADENAS			
a	b	c	Φ	d	Detalle	eje	a	b	Detalle
90	15	10	3/8"	15		A	0,50	1,00	
						B	1,00	1,00	
						C	0,60	1,00	
						D	0,60	1,00	
						F	0,60	1,00	
						1	1,00	1,00	
						2-39	0,60	1,00	

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

2.6.3 Plano de vigas: primera etapa

Figura 28 Planta de vigas primera etapa



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

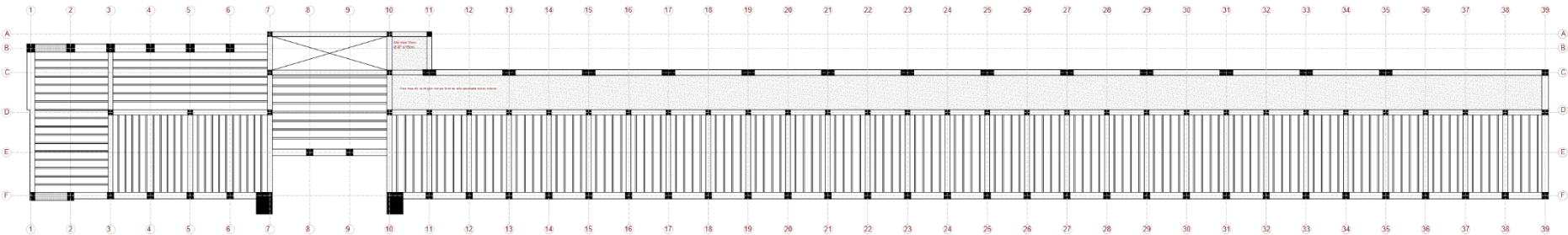
Tabla 20 Especificaciones de las vigas

VIGAS PRIMER PISO ALTO								
Viga	Ancho y Alto	Rectas Superior		Rectas Inferior		Estribos		Detalle
N°	cm/cm	N°	Φ	N°	Φ	Φ	Dist. (cm)	
V1	30x60	2	1/2"	2	7/8"	1/4"	25	
V2	50X27	2	1/4"	3	3/8"	1/4"	25	
V3	30x40	2	1/4"	2	3/4"	1/4"	25	

V4	45x27	2	1/4"	3	3/8"	1/4"	25	
V5	30x15	3	3/8"	3	3/8"	1/4"	25	
V6	30x45	4	1/2"	3	1/2"	1/4"	25	
V7	40x60	2	1/4"	2	3/4"	1/4"	25	

2.6.4 Plano de Entrepiso: primera etapa

Figura 29 Planta de vigas primera etapa



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Tabla 21 Especificaciones de entrepiso

VIGUETAS DE ENTREPISO						
Viga	Cuartón y-x	Cuartón x-y		Espesor de losa d (cm)	Separación Ejes Dist. (cm)	Detalle
Nº	in/in	Nº	Φ			
Vg1	3"x7"	4"x7"		8	45	

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

2.6.5 Planimetría de columnas: Segunda etapa

Figura 30 Planta Baja y Alta de columnas: segunda etapa



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

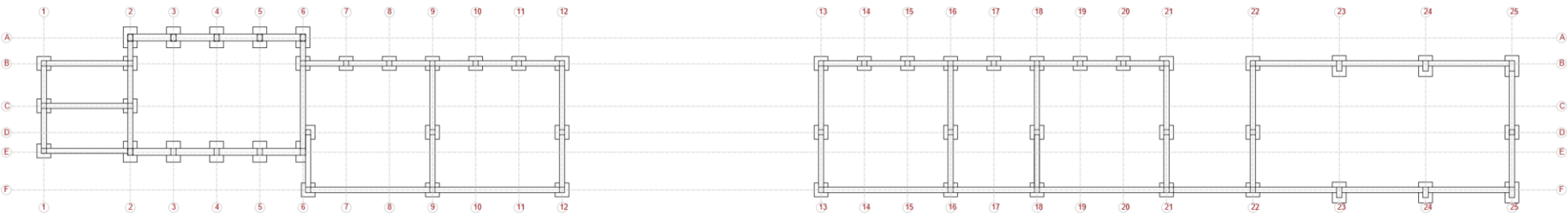
Tabla 22 Especificaciones de las Columnas segunda etapa

Eje	Sección cmxcm	Hierros N° y Φ	Estribos Φ Distr.		Columna
A2-A3-A4-A5-A6-E2-E3-E4-E5-E6	30x40	8 Φ 18mm	6mm	30	
B1-B2-B6-B7-B8-B9-B10-B11-B12-B13-B14-B15-B16-B17-B18-B19-B20-B21-B22/C1-C2/D6-D9-D12-D13-D16-D18-D21-D22-D25/E-1/F6-F9-F12-F13-F16-F18-F21-F22	30x30	6 Φ 15mm	6mm	30	
B23-B24-B25/F23-F24-F25	30X60	8 Φ 18mm	6mm	30	

Fuente: Kevin Saeteros, 2024.

2.6.6 Planos de Cimentación: segunda etapa

Figura 31 Planta de cimentación: segunda etapa



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

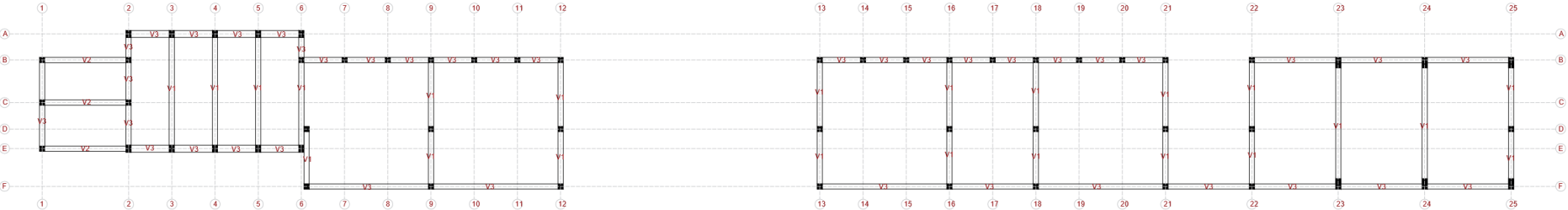
Tabla 23 Especificaciones de los plintos segunda etapa

PLINTOS							Detalle
Columna	a	b	h	H	d	Φ	
30x30	80	80	30	80	20	3/8"	
30X40	80	120	30	90	20	3/8"	
30X60	80	160	30	120	20	3/8"	

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

2.6.7 Plano de vigas: Segunda etapa

Figura 32 Planta de vigas: segunda etapa



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

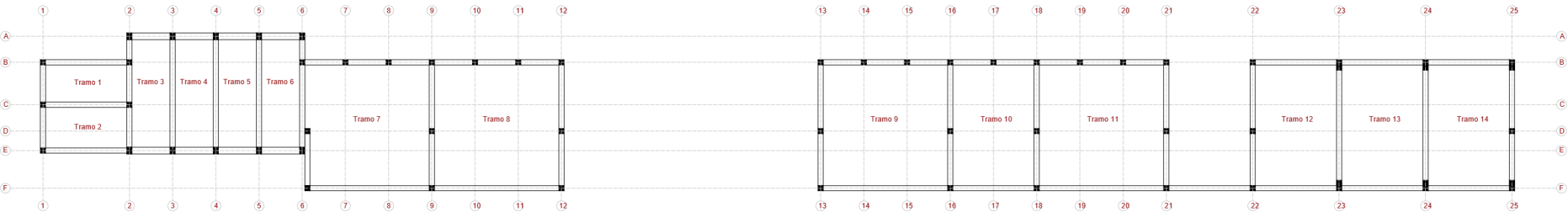
Tabla 24 Especificaciones de vigas segunda etapa

Viga	Ancho y Alto	Rectas Superior		Rectas Inferior		Estribos		Armadura	Detalle
N°	cm/cm	N°	Φ (mm)	N°	Φ (mm)	Φ (mm)	Dist. (cm)		
V1	30x50	2	12	2	18	6	30	1 Φ 18mm 1 Φ 18mm 1 Φ 18mm	
V2	30x50	2	12	2	15	6	30	1 Φ 15mm 1 Φ 15mm	
V3	15x50	2	12	2	12	6	30		

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

2.6.8 Plano de Entrepiso: segunda etapa

Figura 33 Planta de entrepiso: segunda etapa



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

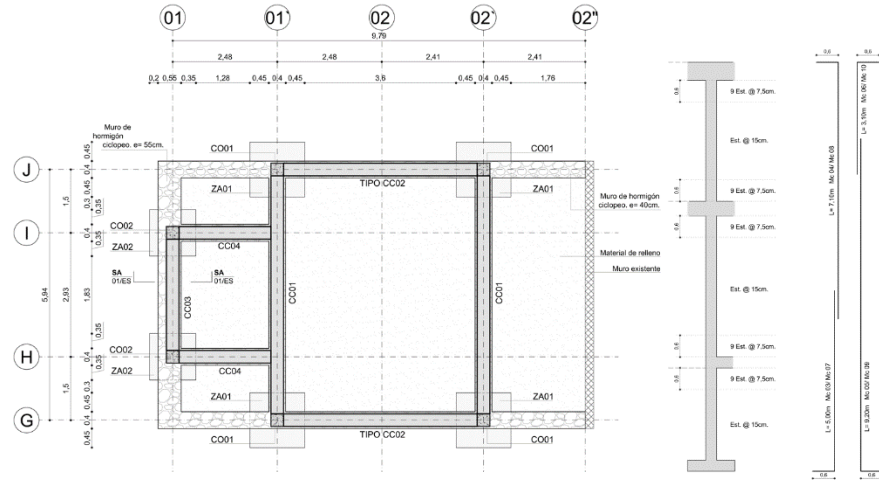
Tabla 25 Especificaciones entrepiso segunda etapa

Tramo	Armadura Inferior			Armadura Superior			Detalle Armadura Inferior	Detalle Armadura Superior	Detalle Armadura Cadenas
	N°	Φ (mm)	Dist. (cm)	N°	Φ (mm)	Dist. (cm)		Encima de cada viga	Encima de cada cadena
Tramo 1-2	1	9	14	1	9	14	1Φ 9mm	1Φ 9mm	1Φ 6mm
Tramo 3-4-5	1	9	14	1	9	14	1Φ 9mm	1Φ 9mm	1Φ 6mm
Tramo 7-8-9-10-11-12-13-14	1	9	14	1	9	14	1Φ 9mm	1Φ 9mm	1Φ 6mm

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

2.6.9 Planimetría de columnas: tercera etapa

Figura 34 Planta de columnas: tercera etapa



Fuente: Rodas, 2008

Tabla 26 Especificaciones columnas tercera etapa

Columna	Sección	Hierros	Estribos		Detalle
	cmxcm	N° y Φ	Φ	Distr	
CO01	30x30	4 Φ 22mm	10mm	7,5 15	
CO02	30x30	4 Φ 18mm	1/4"	7,5 15	

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Tabla 27 Especificaciones columnas y planilla de hierros

Cuadro de Columnas				Planilla de Hierros										
eje	tipo	especificación	Long.	Mc	Tipo	O	Dimensiones (cm.)			Longitud de desarrollo	Cantidad	Longitud Total (m.)		
							a	b	c	Gancho				
01 H-I	CO02	H°=240Kg/cm2 Fy=4200kg/cm2 4 Φ18mm	10,44	1	I	12	120					120	56	67,20
				2	I	12	100					100	24	24,00
				3	II	22	390	60				560	8	44,80
				4	II	22	630	60				770	8	61,60
				5	II	22	740	60				980	8	78,40
				6	II	22	290	60				370	8	29,60
				7	II	18	390	60				560	4	22,40
01´ G-J	CO01	H°=240Kg/cm2 Fy=4200kg/cm2 4 Φ22mm	10,44	8	II	18	630	60				770	4	30,80
				9	II	18	740	60				980	4	39,20
				10	II	18	290	60				370	4	14,80
				11	IV	10	22	22		11,5	111	468	519,48	
				12	I	18	1000				1000	8	80,00	
				13	I	20	380				380	4	15,20	
				14	III	18	620	33	33		686	24	164,64	
02´ G-J	CO01	H°=240Kg/cm2 Fy=4200kg/cm2 4 Φ22mm	10,44	15	I	25	1000					1000	4	40,00
				16	I	25	400					400	2	8,00
				17	IV	10	24	34		11,5	139	525	729,75	
				18	IV	10	24	44		11,5	159	73	116,07	
				19	I	20	1000				1000	4	40,00	
				20	I	22	400				400	2	8,00	
				21	V	16	600			25	650	8	52,00	
				22	V	16	500			25	550	8	44,00	
				23	V	14	300			25	350	4	14,00	
				24	V	14	250			25	300	8	24,00	

Fuente: Rodas, 2008

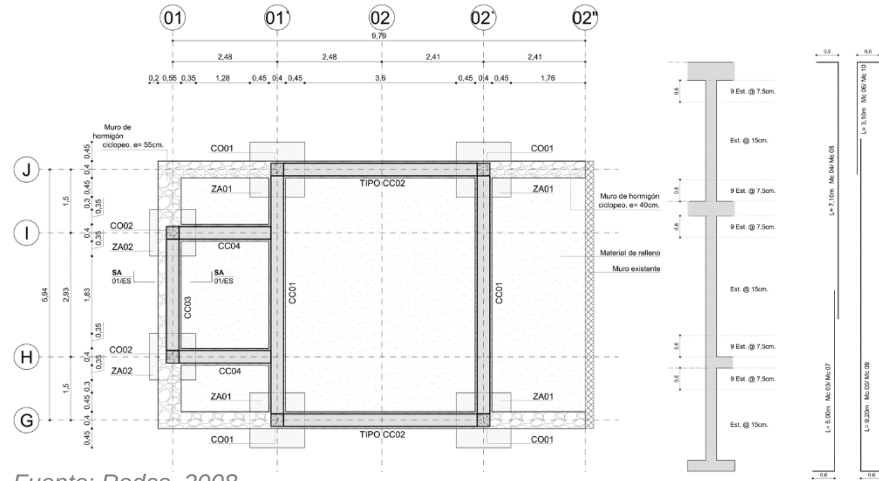
Tabla 28 Especificaciones tipos de hierros

Tipos de Hierros	
I	
II	
III	
IV	
V	

Fuente: Rodas, 2008

2.6.10 Planimetría de cimentación: tercera etapa

Figura 35 Planta de columnas: tercera etapa



Fuente: Rodas, 2008

Tabla 29 Especificaciones zapatas tercera etapa

Cuadro de Zapatas				
eje	tipo	especificaciones		dimensiones
01 H-I	ZA02	H°=240kg/cm ²	Fy=4200Kg/cm ²	110x110x30cm
01' G-J	ZA01	H°=240kg/cm ²	Fy=4200Kg/cm ²	130x130x30cm
02' G-J	ZA02	H°=240kg/cm ²	Fy=4200Kg/cm ²	130x130x30cm

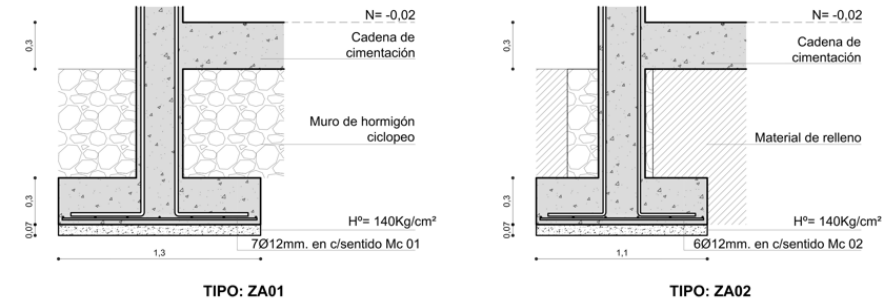
Fuente: Rodas, 2008

Tabla 30 Especificaciones cadenas de cimentación tercera etapa

Cuadro de Cadenas de Cimentación			
nombre	tipo	especificaciones	sección
Cadena de cimentación	CC01	H°=240kg/cm ² Fy=4200Kg/cm ² 4 Φ16mm Est. Φ10mm@15cm	30x30cm

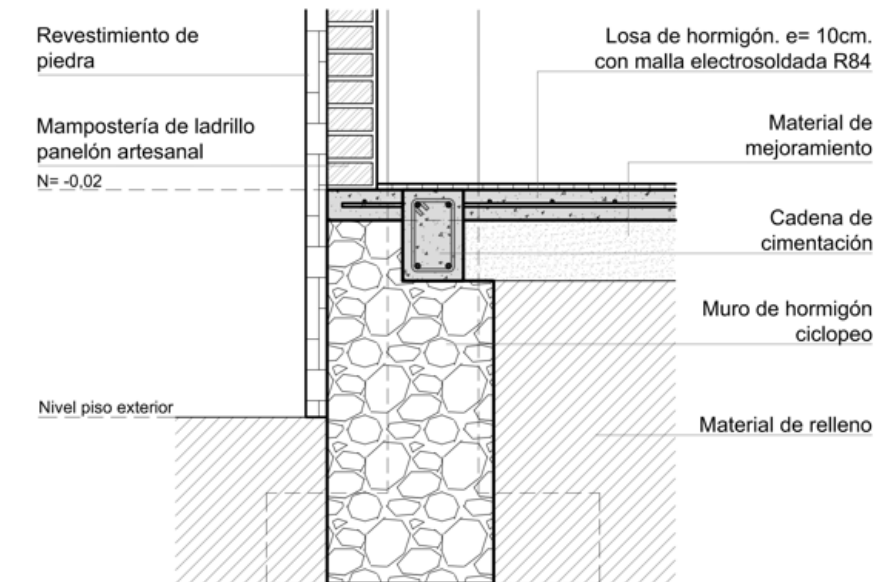
Fuente: Rodas, 2008

Figura 36 Detalle de Zapata



Fuente: Rodas, 2008

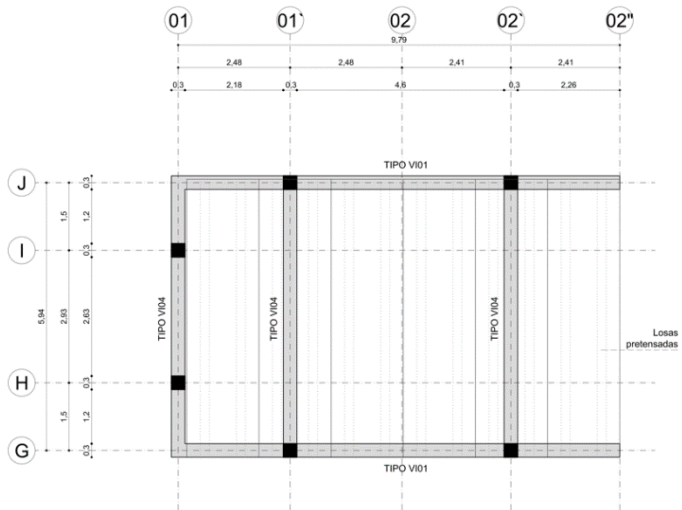
Figura 37 Detalle de Cadena



Fuente: Rodas, 2008

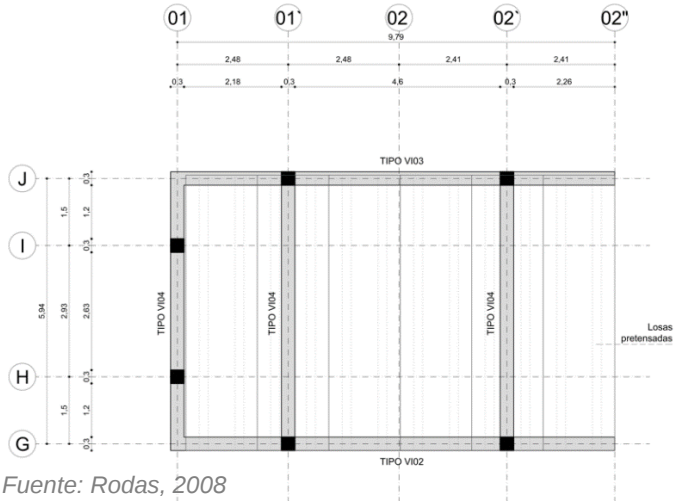
2.6.11 Planimetría de vigas: tercera etapa

Figura 38 Primera planta alta de vigas: tercera etapa



Fuente: Rodas, 2008

Figura 39 Segunda planta alta de vigas: tercera etapa



Fuente: Rodas, 2008

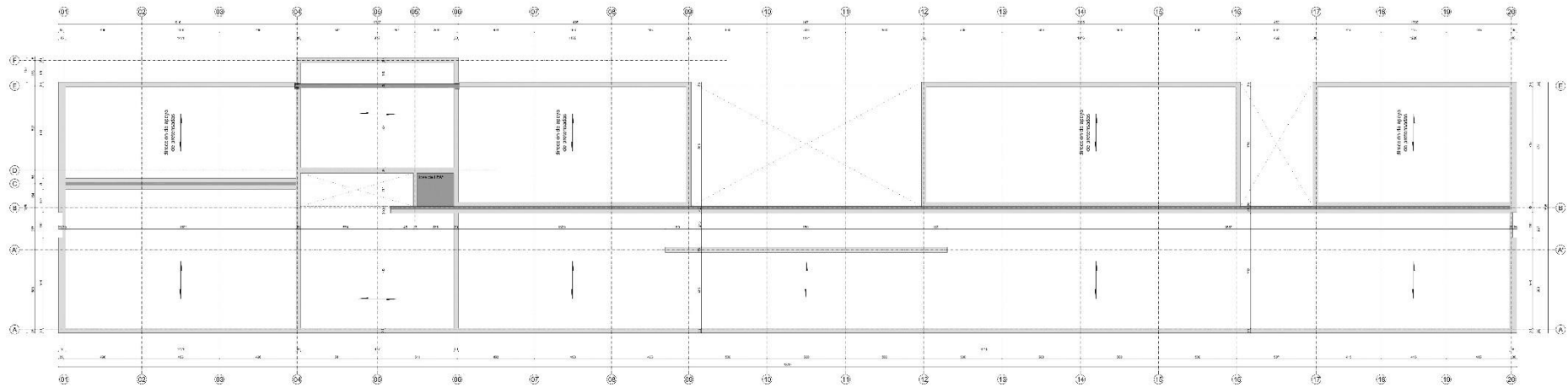
Tabla 31 Especificaciones vigas tercera etapa

Cuadro de Vigas					
Ubicación	tipo	especificaciones			Detalle
1ra planta alta G 01'-02'	VI01	H°=240kg/ cm2	Fy=4200Kg/ cm2	4 Φ18mm Ref. 1 Φ20mm Est. Φ10mm@ 8 y 17,5 cm	
2da planta alta G 01'-02'	VI02	H°=240kg/ cm2	Fy=4200Kg/ cm2	4 Φ20mm Ref. 1 Φ25mm Est. Φ10mm@ 8 y 17,5 cm	
1ra planta alta J 01'-02'	VI01	H°=240kg/ cm2	Fy=4200Kg/ cm2	4 Φ18mm Ref. 1 Φ20mm Est. Φ10mm@ 8 y 17,5 cm	
2da planta alta J 01'-02'	VI03	H°=240kg/ cm2	Fy=4200Kg/ cm2	4 Φ25mm Ref. 1 Φ25mm Est. Φ10mm@ 8 y 17,5 cm	
1ra y 2da P.A 01' G-J	VI04	H°=240kg/ cm2	Fy=4200Kg/ cm2	4 Φ18mm Est. Φ10mm@ 8 y 17,5 cm	
1ra y 2da P.A 02' G-J	VI04	H°=240kg/ cm2	Fy=4200Kg/ cm2	4 Φ18mm Ref. 1 Φ20mm Est. Φ10mm@ 8 y 17,5 cm	

Fuente: Rodas, 2008

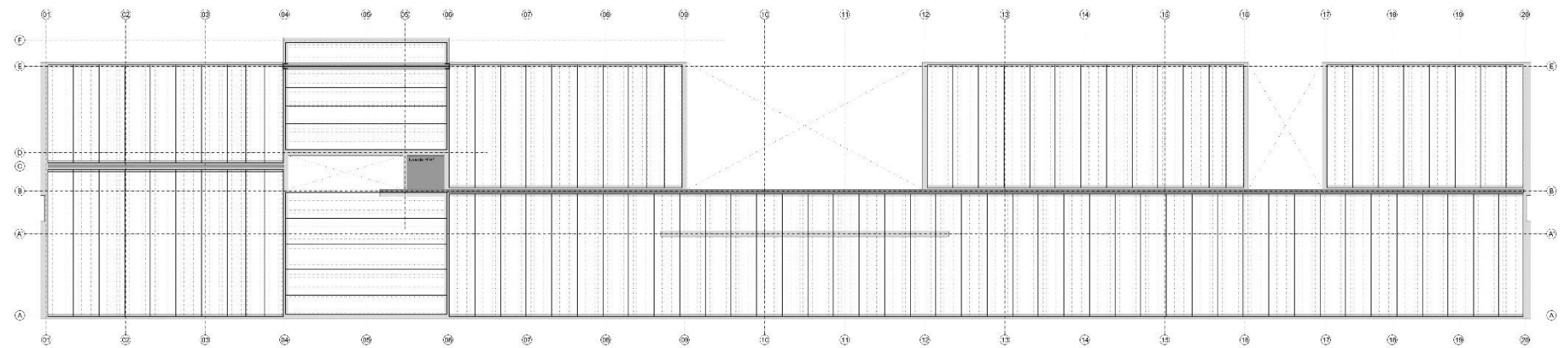
2.6.12 Planimetría de entepiso: 3ra planta

Figura 40 Segunda planta alta de vigas: tercera etapa



Fuente: Rodas, 2008

Figura 41 Segunda planta alta de vigas: tercera etapa



Fuente: Rodas, 2008

Tabla 32 Especificaciones de vigas en entrepiso tercera etapa

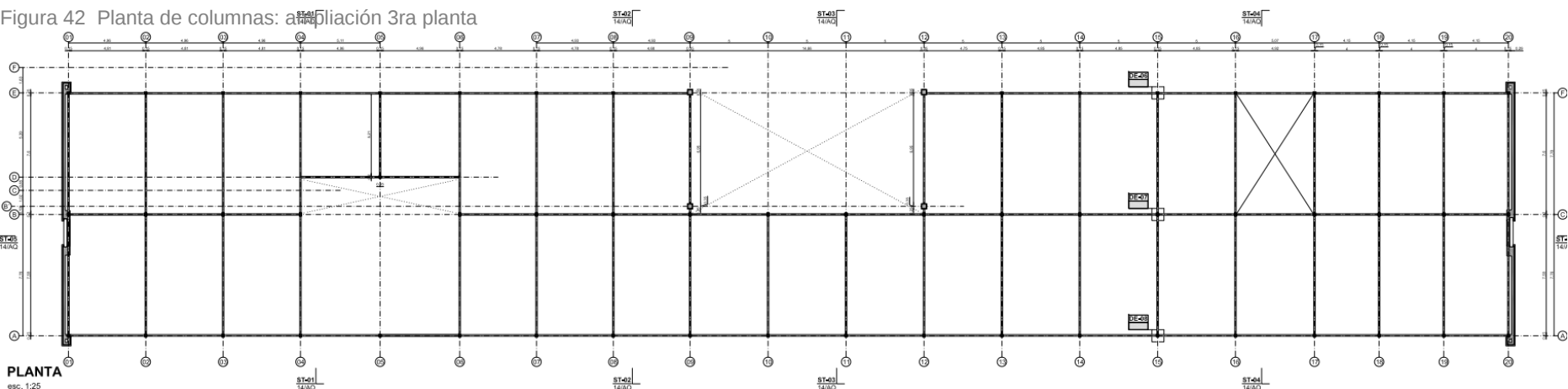
Cuadro de Cadenas Ejes Longitudinales		Cuadro de Cadenas Ejes Transversales	
eje	tipo	eje	tipo
A 1-20	C	1 A-E	E
A' 9-12	D	4 A-F	D
B5-6, 9-12	B	5' B-D	D
B 16-17	B'	6 A-F	D
B6-9, 12-16, 17-20	A	9 B-E	D
C 1-4	A	12 B-E	D
D 4-6	D	16 B-E	D
E 1-4, 6-9, 12-16, 17-20	D	17 B-E	D
E 4-6	E	20 A-E	E
F 4-6	D		

Detalle	

Fuente: Rodas, 2008

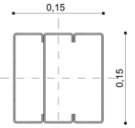
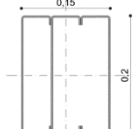
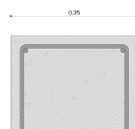
2.6.13 Planimetría de columnas: 3ra planta

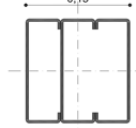
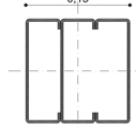
Figura 42 Planta de columnas: ampliación 3ra planta



Fuente: Rodas, 2008

Tabla 33 Especificaciones columnas ampliación 3ra planta

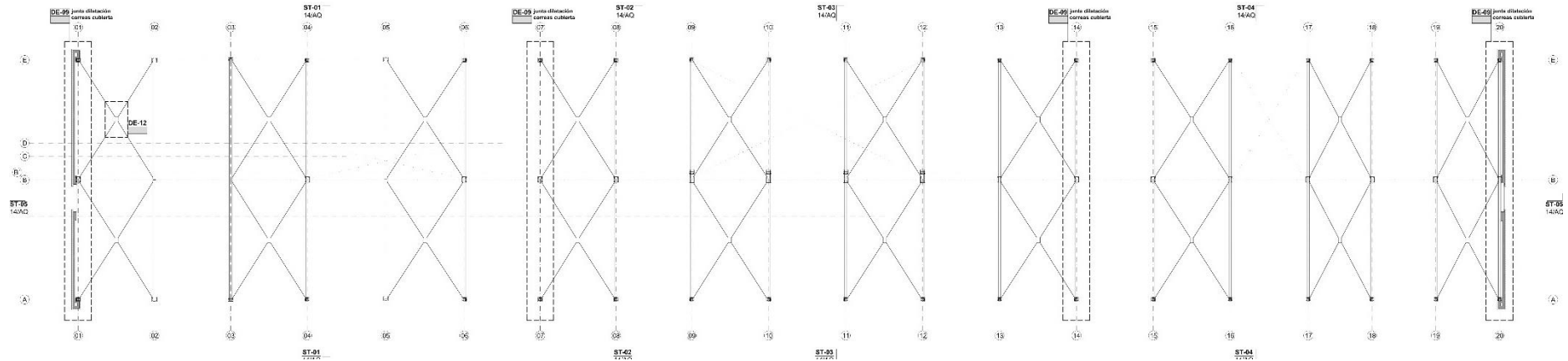
Cuadro de Columnas			
eje	tipo	especificaciones	dimensiones
A 1-20	CO1	3G 150x50x15x3mm	 TIPO: CO1
B 1-20	CO3	3G 200x50x15x3mm	 TIPO: CO3
B 9', 12'	CO4	$H^o=240\text{Kg/cm}^2$; $F_y=4200\text{Kg/cm}^2$ 4 Φ 12mm; Est. Φ 10m@20cm	 TIPO: CO4

D-5	CO3	3G 200x50x15x3mm	 TIPO: CO2
E 1-3; 5;7- 8;13-20	CO1	3G 150x50x15x3mm	
E4; E6	CO2	3G 150x50x15x4mm	 TIPO: CO2
E9; 12	CO4	$H^o=240\text{Kg/cm}^2$; $F_y=4200\text{Kg/cm}^2$ 4 Φ 12mm; Est. Φ 10m@20cm	

Fuente: Rodas, 2008

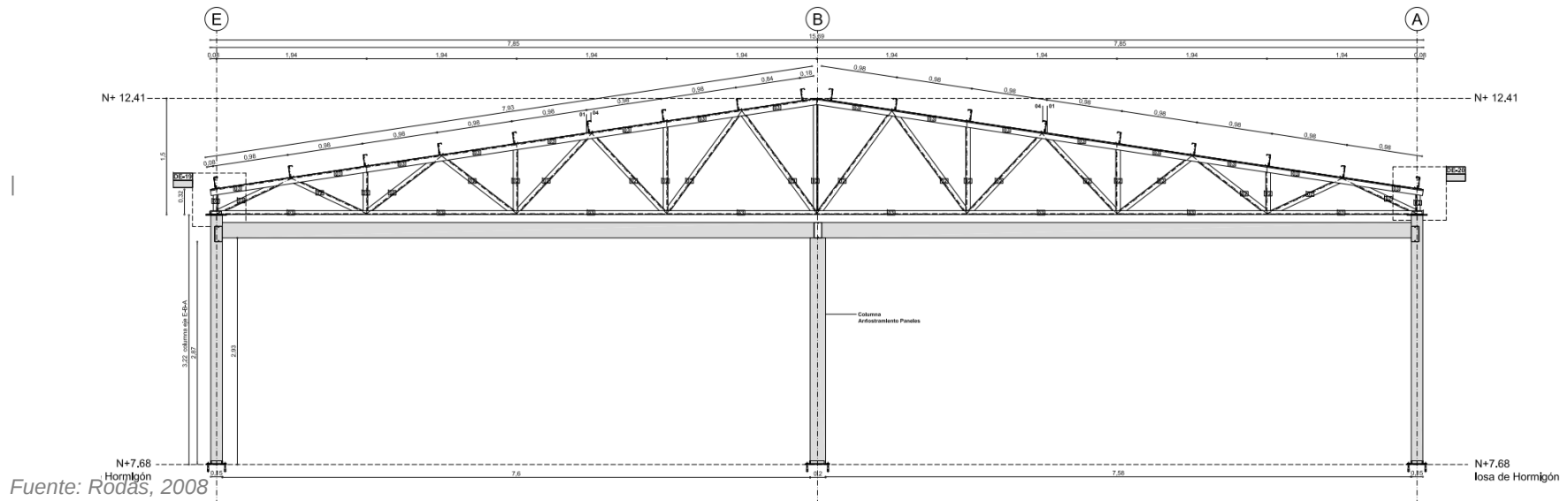
2.6.14 Planimetría de cubierta

Figura 43 Planta de cubierta



Fuente: Rodas, 2008

Figura 44 Alzado de cubierta



Fuente: Rodas, 2008



2.7 Síntesis del capítulo

En conclusión, en este capítulo se ha llevado a cabo la recopilación de datos del edificio de la Facultad de Filosofía, Letras y Ciencias de la Educación de la Universidad de Cuenca, con el objetivo de conocer en detalle sus componentes estructurales y arquitectónicos. Esta información ha permitido una comprensión profunda de sus características constructivas y su evolución a lo largo del tiempo. En el próximo capítulo, se llevará a cabo el análisis estructural y el modelamiento de la edificación para determinar si cumple con los requisitos de una estructura sismorresistente y evaluar su capacidad para soportar las ampliaciones realizadas a lo largo de su historia.

ÁNALISIS Y EVALUACIÓN

SISMORESISTENTE

03

En este capítulo se realizará el análisis sismorresistente del edificio de la facultad de filosofía de la Universidad de Cuenca, siguiendo la metodología planteada en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción en su apartado NEC-DS-SE. Se utilizará el método de diseño basado en fuerzas, descrita en el capítulo 1 del presente trabajo de integración curricular.

3.1 Carga Sísmica Reactiva W

Dentro de los parámetros de diseño se debe calcular el peso propio de la edificación que incluye columnas, vigas, losas, mampostería y escaleras.

Tabla 34 Valores totales de peso de estructural

	Piso	Vigas	Columnas	Escaleras	Total
Planta Baja	3369798,9	254738,0	163975,0	23051	3811562,91
1er Piso	3227905,6	254738,0	195122,0	23051	3700816,71
2do Piso	3022516,4	84237,6	9552,4	0	3116306,41
Cubierta	569760,32				569760,32
Total (kg)					11198446,4

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

El peso total de la estructura del edificio de la facultad de filosofía de la Universidad de Cuenca es de 11198446,4 kilogramos. En el capítulo de Anexos se podrá encontrar detallado los respectivos cálculos de los diferentes elementos estructurales de la edificación.

3.2 Espectro de diseño

De acuerdo con la NEC, 2015. El espectro de diseño se basa en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas al lugar en donde se ubica la estructura. Para el caso de estudio se definen los siguientes valores impuestos por la normativa ecuatoriana de la construcción.

- **Factor de zona sísmica (z) para Azuay:** 0.25g (Peligrosidad sísmica alta). Tabla 10
- **Tipo de suelo:** C, para el Centro Histórico de Cuenca, cuya característica es ser un suelo denso o roca blanda. Tabla 11

- Coeficientes de amplificación de suelo: estos están en función del factor de zona sísmica y del tipo de suelo.
 - *Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto: 1.30. Tabla 12
 - Fd: Desplazamientos para diseño en roca: 1.50. Tabla 13
 - *Fs: comportamiento no lineal de los suelos: 1.10. Tabla 14
- Relación de amplificación espectral, n (S_a/Z , en roca): varía dependiendo de la zona del Ecuador, para la Sierra $n = 2.48$.
- Factor en base de la ubicación geográfica del caso de estudio (r): 1.00

3.3 Obtención de los valores para el espectro de diseño

Tabla 35 Tipo de suelo

DETERMINACIÓN TIPO DE SUELO			
Variable	Magnitud	Descripción	
T.S	C	Tipo de suelo	Tabla 11
Ub.	Sierra	Ubicación del proyecto	Fig. 10
Z.S	1,5	Zona sísmica	Tabla 10

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Figura 49 Valor del factor Z

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CUENCA	CUENCA	CUENCA	AZUAY	0.25
CHORDELEG	CHORDELEG	CHORDELEG	AZUAY	0.25
GUALACEO	GUALACEO	GUALACEO	AZUAY	0.25
SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	AZUAY	0.25

Fuente: NEC, 2015

Tabla 36 Resumen de valores

SUELO TIPO C ZONA II				
Variable	Magnitud	Unidades	Descripción	
hn=	12,41	m	Altura máx. desde suelo	
Fs=	1,1		Coeficiente de amplificación	Tabla 12
Fd=	1,5		Coeficiente de amplificación	Tabla 13
Fa=	1,3		Coeficiente de amplificación	Tabla 14
Ct=	0,055	s/m	Coeficiente que depende del tipo de edificio	Tabla 15
α=	0,75		Coeficiente NEC, 2015	Tabla 15
Z=	0,25		Máxima aceleración del suelo	Tabla 10
η=	2,48		Relación Sa(T=0.1s)	Fig. 10
r=	1		Factor por ubicación	Fig. 10
W=	11198446,4	kg	Peso total	Tabla 30
R=	8		Factor de reducción sísmica	Tabla 8
I=	1,3		Factor de importancia	Tabla 2
φP=	0,9		Factor de irregularidad en planta	Tabla 6
φE=	0,9		Factor irregularidad en elevación	Tabla 7

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

El factor reducción sísmica que se optó es R=8 debido a que la estructura predominante del edificio es: Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).

3.4 Cálculo del cortante basal de diseño V

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Tabla 37 Cortante basal de diseño V

Formula	Variable	Magnitud
	Z.Fa=	0,33
To=0,1 Fs (Fd/Fa)	To=	0,13
Tc=0,55 Fs (Fd/Fa)	Tc=	0,70
T= Ct. [(hn)^α]	T=	0,36
K= T≤1	K=	1
Tc/T	Tc/T=	1,92
Sa=n Z Fa	Sa=	0,81
V= [(I Sa(Ta))/(R φP φE)]*W	V=	1810761,13

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

3.5 Fuerzas sísmicas laterales en el proyecto

Tabla 38 Cortante basal y coeficiente K

V	1810761,13	kg
k	1,00	

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Tabla 39 Valores de fuerzas sísmicas laterales en el proyecto

PISO	Wi	h (m)	hik	Wihi k	Wihi k/Sumatoria Wihi	V	F	30% F
4	569760,32	11,60	11,60	6609219,71	0,13	1810761,13	227932,3	68379,70
3	3116306,41	8,42	8,42	26239299,97	0,50	1810761,13	904915,4	271474,61
2	3700816,71	4,57	4,57	16912732,38	0,32	1810761,13	583269,82	174980,94
1	3811562,91	0,72	0,72	2744325,30	0,05	1810761,13	94643,6	28393,08
				52505577,36			1810761,13	543228,34
							V(30%)	543228,34

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

3.6 Excentricidad Accidentada

La excentricidad accidental es un concepto empleado en las normas de diseño sismorresistente, cuya función principal es abordar la componente rotacional de un sismo y las posibles variaciones en la distribución de masas de una estructura. Esta excentricidad se introduce como una medida adicional a la excentricidad de diseño con el propósito de considerar las fluctuaciones en las rigideces y masas que pueden ocurrir durante un evento sísmico. En esencia, la excentricidad accidental garantiza que las edificaciones cuenten con un margen de seguridad adecuado ante posibles irregularidades imprevistas en su comportamiento dinámico frente a movimientos sísmicos.

Tabla 40 Excentricidad accidentalada

Excentricidad Accidentada				
Planta	Cgx	Cgy	Centro De Masa X	Centro De Masa Y
Planta Baja	46,87	7,02	51,66	7,95
Primera Planta Alta	46,18	7,87	50,97	8,97
Segunda Planta Alta	47,44	8,11	52,23	8,97
CUBIERTA	47,25	8,57	51,98	9,37

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Tabla 41 Excentricidad accidentada por planta

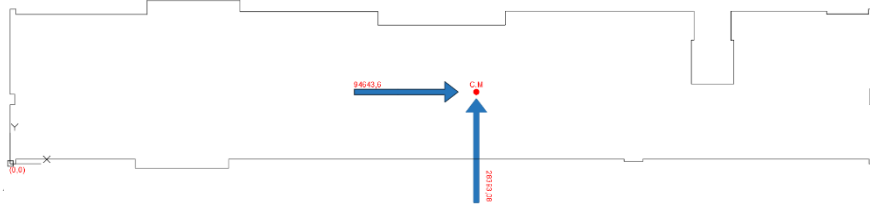
Excentricidad accidental planta Baja			
Lx	95,8	ex=	4,79
Ly	18,57	ey=	0,9285
Excentricidad accidental primera planta Alta			
Lx	95,8	ex=	4,79
Ly	22,06	ey=	1,103
Excentricidad accidental segunda planta Alta			
Lx	95,8	ex=	4,79
Ly	17,1	ey=	0,855
Excentricidad accidental cubierta			
Lx	94,5	ex=	4,725
Ly	16,04	ey=	0,802

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

3.7 Esquemmatización: Distribución de cargas sísmicas por piso

- Planta Baja: sentido x

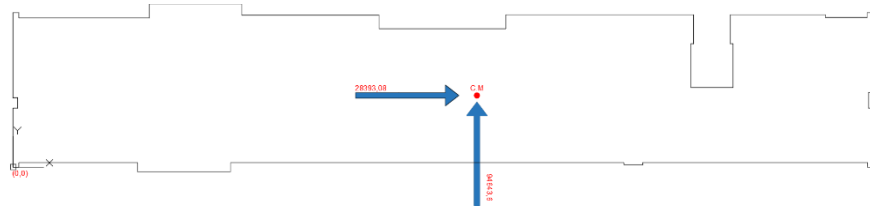
Figura 50 Esquemmatización Distribución de cargas sísmicas planta baja sentido x



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

- Planta Baja: sentido y

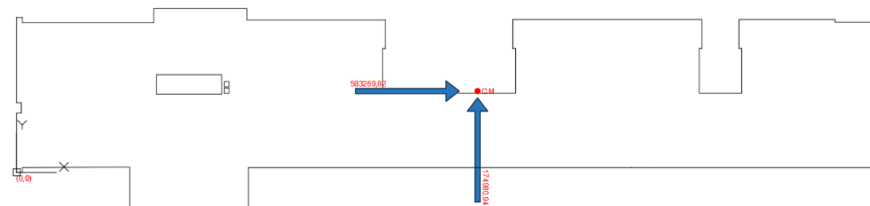
Figura 51 Esquemmatización Distribución de cargas sísmicas planta baja sentido y



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

- Primera Planta Alta: sentido x

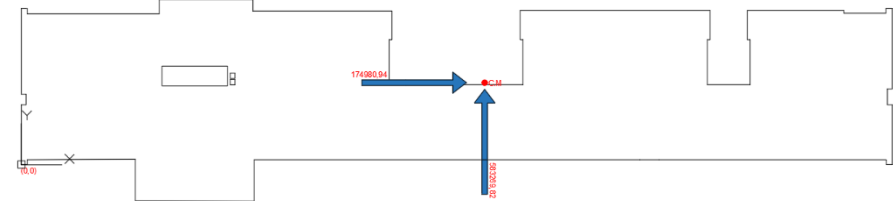
Figura 52 Esquemmatización Distribución de cargas sísmicas planta alta sentido x



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

- Primera Planta Alta: sentido y

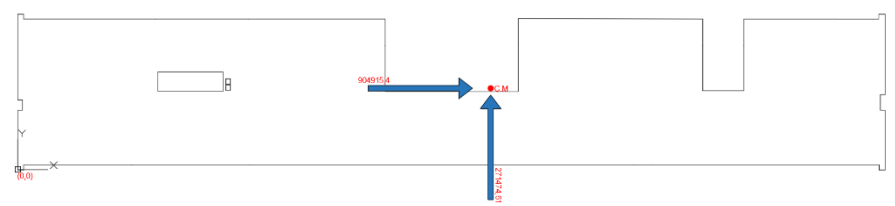
Figura 53 Esquemmatización Distribución de cargas sísmicas planta alta sentido y



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

- Segunda Planta Alta: sentido x

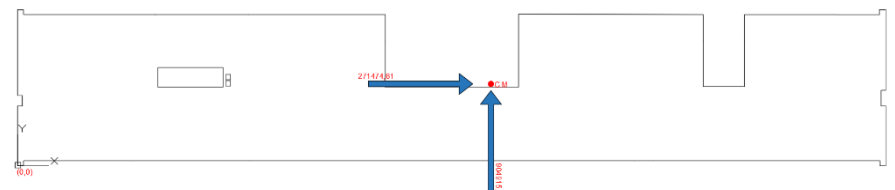
Figura 54 Esquemmatización Distribución de cargas sísmicas 2 planta alta sentido x



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

- Segunda Planta Alta: sentido y

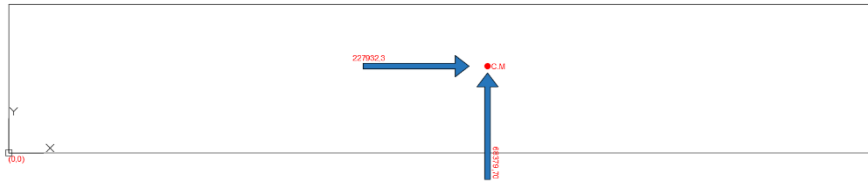
Figura 55 Esquemmatización Distribución de cargas sísmicas 2 planta alta sentido y



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

- Cubierta: sentido x

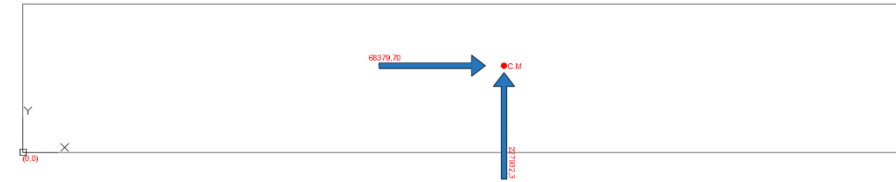
Figura 56 Esquematización Distribución de cargas sísmicas cubierta sentido x



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

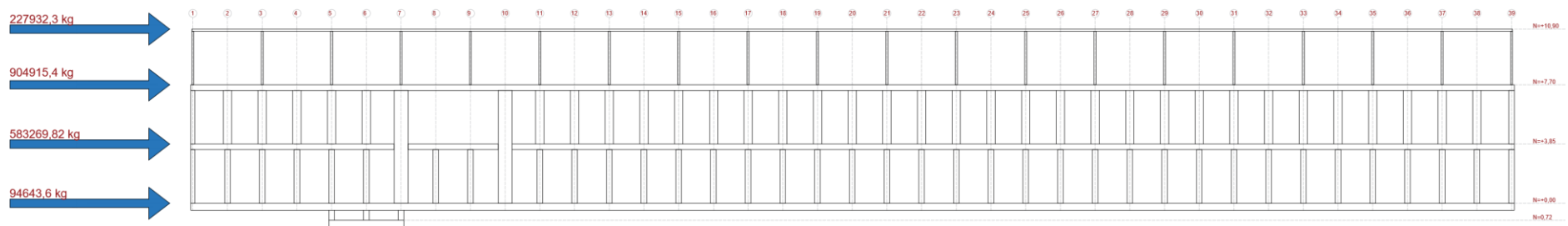
- Cubierta: sentido y

Figura 59 Esquematización Distribución de cargas sísmicas cubierta sentido y



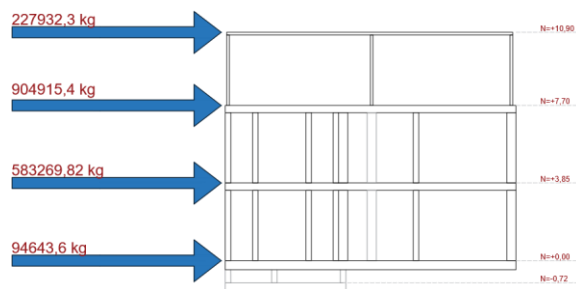
Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Figura 57 Esquematización Distribución de cargas sísmicas por piso sentido x



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Figura 58 Esquematización Distribución de cargas sísmicas por piso sentido y



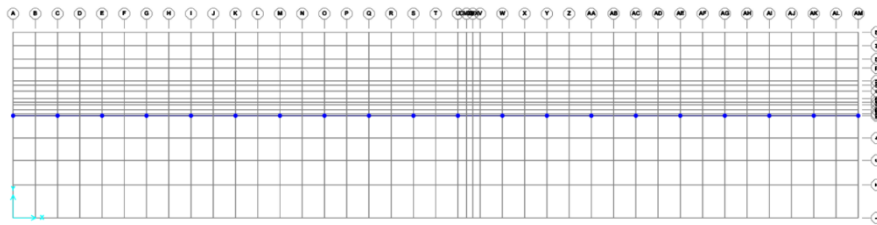
Fuente: Kevin Saeteros, 2024

3.8 Modelado en software SAP 2000

Se realizará el modelado de la geometría de la edificación empleando el software SAP 2000, a partir de la recopilación de información obtenida en el capítulo 2, planos arquitectónicos y estructurales, y el análisis de las fuerzas sísmicas laterales calculadas en el presente capítulo.

Para empezar a modelar la estructura se debe definir una malla de ejes que permita definir luces y alturas, de los diferentes elementos estructurales que conforman el proyecto. Figura 51

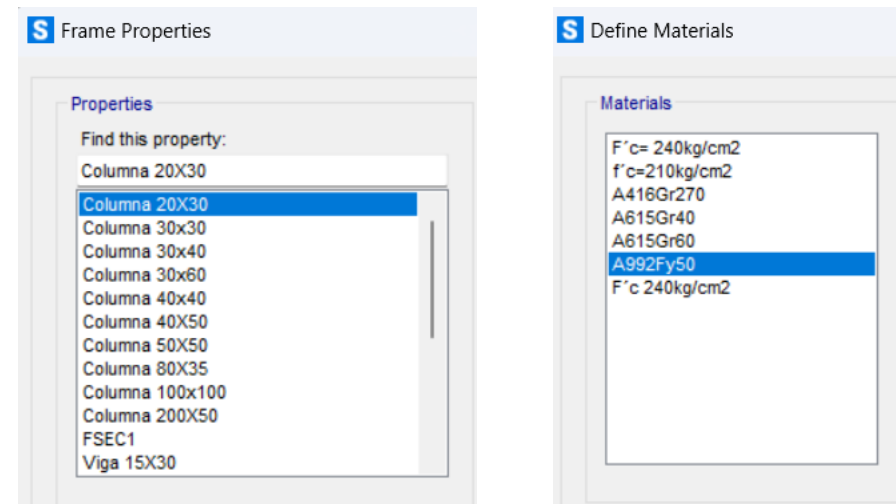
Figura 51 Malla de ejes SAP 2000



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

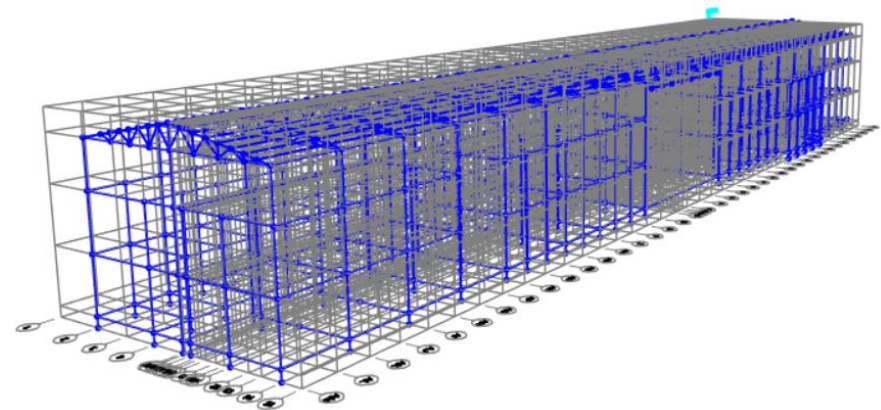
Una vez establecida la malla estructural, se definen las dimensiones de las columnas y vigas, asignándoles sus respectivos materiales, como se muestra en la Figura X. A continuación, se modela la estructura utilizando los componentes lineales disponibles en el software, que incluyen elementos tipo "frame" y "shell". Finalmente, la estructura se divide en un número finito de elementos, cada uno con un comportamiento específico determinado por los parámetros asociados a los nodos. Se debe asignar brazos rígidos en las uniones de los elementos estructurales y establecer un diafragma en los diferentes pisos del proyecto, con la finalidad de establecer una rigidez en la estructura y que los diferentes elementos tengan la propiedad para resistirse a las deformaciones.

Figura 60 Propiedades de sección y de materiales



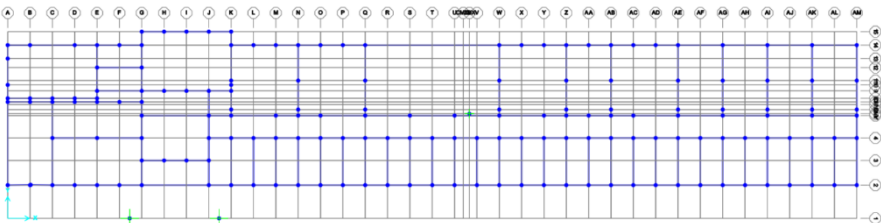
Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Figura 61 Modelado de la edificación en SAP2000



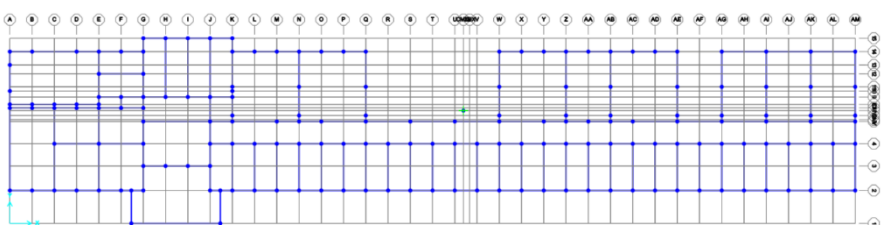
Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Figura 62 Planta baja N=+0,72



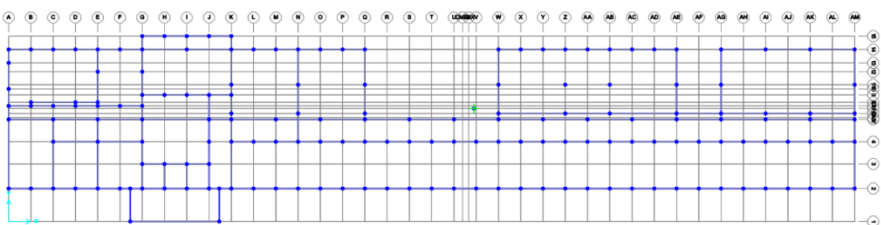
Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Figura 63 Primera planta alta N=+4,57



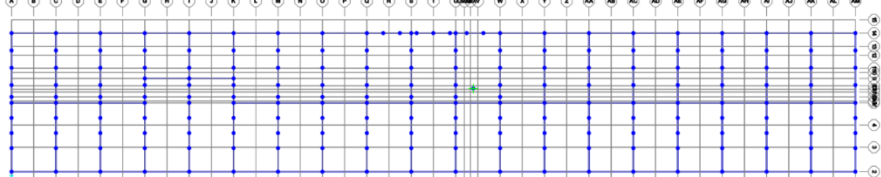
Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Figura 64 Segunda planta alta N=+ 8,42



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Figura 65 Planta de cubierta N=+11,6



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Una vez modelado la estructura del proyecto, se debe definir el centro de masa de cada planta con su respectivo valor de fuerza sísmica en sentido Y y X definidas en la sección 3.5, figura 58. Además, se crea una combinación de cargas con el factor de reducción establecido al momento de calcular los valores de carga laterales de sismo, figura 59.

Figura 66 Cargas sísmicas en sentido x y y

S Define Load Patterns

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
SISMO X	Quake	0	None
SISMO X	Quake	0	None
SISMO Y	Quake	0	None

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Figura 67 combinaciones de cargas con el factor de reducción

Define Combination of Load Case Results

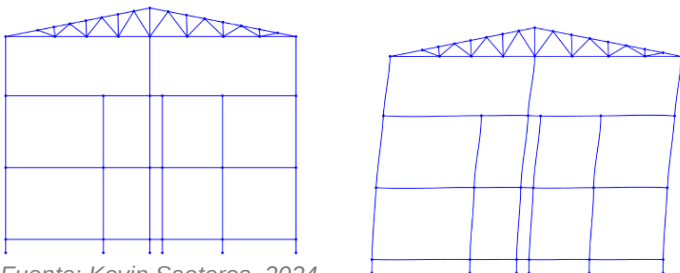
Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
SISMO X	Linear Static		6,
SISMO X	Linear Static		6,

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

3.9 Derivas de piso

Una vez definido las cargas que actúan en la edificación, se realiza el respectivo cálculo de las derivas mediante el programa SAP2000, obteniendo así los resultados mostrados en la tabla 42, el cálculo de las derivas se realiza en el sentido x y sentido y, y se toma los valores de los desplazamientos máximos ocurridos en la estructura. Los datos obtenidos son derivas elásticas. Las figuras 68 y 69 muestran una representación gráfica de los desplazamientos que ocurren en cada piso de la edificación.

Figura 68 Comparación de la deformación en elevación frontal



Fuente: Kevin Saeteros, 2024

Figura 69 Comparación de la deformación en elevación lateral

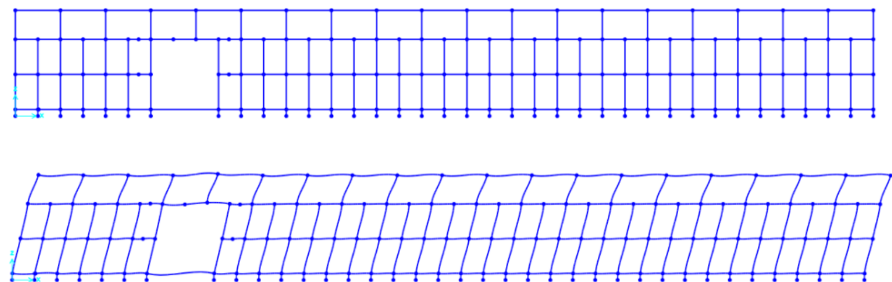


Tabla 42 Datos de SAP 2000 desplazamiento en sentido x y y

SISMO X	LinStatic	0,06996	0,020659	0,000982	-0,000412	0,006363	0,000194
SISMO X	LinStatic	0,041882	0,009365	0,000856	-0,001549	0,003078	0,000153
SISMO X	LinStatic	0,022293	0,002654	0,000634	-0,001194	0,005093	0,000063
SISMO X	LinStatic	0,000717	0,000051	0,000195	-0,000238	0,003886	2,657E-06
SISMO X	LinStatic	0	0	0	0	0	0
SISMO Y	LinStatic	0,029996	0,038162	0,000607	-0,001674	0,002528	0,001512
SISMO Y	LinStatic	0,018582	0,012197	0,000475	-0,002816	0,001514	0,001084
SISMO Y	LinStatic	0,009205	0,001548	0,000339	-0,00151	0,002258	0,00044
SISMO Y	LinStatic	0,000311	-0,000064	0,000103	0,000167	0,001565	0,000017
SISMO Y	LinStatic	0	0	0	0	0	0

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

3.10 Cálculo de la deriva de piso

Para la obtención de los desplazamientos en cada piso de la edificación se realizará la siguiente formula.

$$\frac{Dns - Dni}{h}$$

Donde:

Dns= Desplazamiento nodo superior

Dni= Desplazamiento nodo inferior

H= Altura

3.10.1 Derivas de piso en sentido x

La siguiente tabla muestra la deriva final de cada entrepiso en el sentido x, obtenida a partir del cálculo de derivas de piso.

Tabla 43 Derivas de Piso sentido x

DERIVA SENTIDO X					
Piso	Altura	Desp. X	Desp. Y	Deriva X	Deriva Y
4	3,18	0,06996	0,020659	0,00882956	0,003551572
3	3,85	0,041882	0,009365	0,00508805	0,001743117
2	3,85	0,022293	0,002654	0,00560416	0,000676104
1	0,72	0,000717	0,000051	0,00099583	7,083333E-05
Base	0	0	0	0	0

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

3.10.2 Derivas de piso en sentido y

La siguiente tabla muestra la deriva final de cada entrepiso en el sentido y, obtenida a partir del cálculo de derivas de piso.

Tabla 44 Derivas de Piso sentido y

DERIVA SENTIDO X					
Piso	Altura	Desp. X	Desp. Y	Deriva X	Deriva Y
4	3,18	0,029996	0,038162	0,00358931	0,008165094
3	3,85	0,018582	0,012197	0,00243558	0,002765974
2	3,85	0,009205	0,001548	0,00231013	0,000418701
1	0,72	0,000311	-0,000064	0,00043194	-8,88889E-05
Base	0	0	0	0	0

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

3.10.3 Resumen de resultados

Con la definición de cargas, se realiza el respectivo análisis de la estructura ante las fuerzas sísmicas, A continuación, se mostrará gráficamente el comportamiento de la estructura.

Tabla 45 Resumen de los valores de deriva en sentido x y y

SENTIDO X		SENTIDO Y	
X	Y	X	Y
0,009	0,004	0,0036	0,008
0,005	0,002	0,0024	0,002
0,006	0,001	0,0023	0,0004
0,001	0,0001	0,0004	0,0001

Fuente: Kevin Saeteros, 2024

3.11 Interpretación de resultados

La normativa ecuatoriana de la construcción establece valores máximos permisibles que la deriva de piso debe cumplir. En la tabla 3 se mostró estos valores según el tipo de estructura. Al ser una estructura de Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera; el valor de la deriva máxima es de 0,02. Por lo que se observa que el valor de las derivas en cada entepiso cumple con los valores permisibles establecidos en la normativa, siendo el valor máximo de la deriva de 0,009. Se define que la estructura de la edificación es eficiente ante un factor sísmico. Los análisis obtenidos del análisis sísmico y estructural de la edificación demuestran que tiene un diseño sismorresistente.

CONCLUSIONES

04

4.1 Conclusiones

El presente trabajo de titulación llevo a cabo el análisis y evaluación del diseño sismorresistente en edificaciones que fueron construidas antes de la implementación de la actual normativa que establece requisitos para el diseño sismorresistente. Como caso de estudio se escogió la facultad de filosofía de la Universidad de Cuenca, la cual fue construida en el año 1956, y que tuvo varias ampliaciones provocando el aumento de cargas a la estructura principal. Se realizó el análisis y evaluación de la estructura mediante el uso de la metodología basada en fuerzas presentada en la NEC-DS-SE, y el uso del software SAP 2000, obteniendo resultados del comportamiento de la edificación ante eventos sísmicos.

Los resultados obtenidos en el análisis de las derivas de piso demuestran que la construcción presenta una estructura capaz de resistir los eventos sísmicos, mediante la comparación de las derivas máximas permisibles y la deriva máxima de la edificación. La estructura principal es capaz de resistir las cargas de las ampliaciones realizadas posteriormente a su construcción. El comportamiento de los elementos estructurales como son las columnas, vigas, mampostería y losas no presentan desplazamientos significativos que puedan causar el colapso de la edificación.

Se concluye que la estructura que tiene la facultad de filosofía de la universidad de Cuenca tiene un diseño sismorresistente y cumple con los requisitos establecidos en la NEC.

La Universidad de Cuenca tiene edificaciones que presentan una antigüedad significativa, y debido a que tiene un uso educativo, donde concurren una gran cantidad de personas a lo largo del día, es pertinente realizar un análisis sismorresistente de las edificaciones, para garantizar la seguridad y la integridad de la estructura y sus ocupantes, minimizando riesgos de colapso durante terremotos y garantizando la funcionalidad después del evento.

4.2 Recomendaciones

- Se recomienda realizar estudios de análisis y evaluaciones del diseño sismorresistente en edificaciones que fueron construidas antes de una normativa.
- Se recomienda que se realicen estudios en el sistema estructural mediante el uso de ensayos no destructivos, con la finalidad de obtener una mayor precisión al momento de calcular los pesos de los elementos, y así obtener resultados más acercados a la realidad.
- Se recomienda el uso de softwares para el análisis de la edificación. El uso de SAP 2000 es esencial para la comprobación de cómo actúan las fuerzas laterales de sismo y los desplazamientos.
- Se recomienda el cumplimiento de las normativas y códigos de la construcción para garantizar la seguridad y el desempeño estructural.

REFERENCIAS

BIBLIOGRÁFICAS

05

5.1 Referencias

- Yépez F., Barbat A.H. y Canas J. (1995). Simulación de escenarios de daño sísmico en zonas urbanas, Revista Internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño de la Ingeniería.
- Rivadeneira, F., Segovia, M., & Alvarado Alexandra. (2007). Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador.
- NEC, (2015). PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE. 1–148. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Barbat, A. H., Oller, S., y Vielma, J. C. (2005). Cálculo y diseño sismorresistente de edificios aplicación de la norma NCSE-02. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- Quinde martínez, p., y angulo, e. R. (2015). Estudio de peligro sísmico de ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de cuenca.
- Arteaga, P. (2016). Estudio de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y evaluación del índice de daño de una edificación perteneciente al patrimonio central edificado en la ciudad de Cuenca Ecuador. [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca.
- Winslow, F. E., & Ross, K. E. (1993). Proceedings From School Sites: Becoming Prepared for Earthquakes, National Center for Earthquake Engineering.
- Ortiz, L. (1990). Resistencia de Materiales. McGraw-Hill.
- Aníbal, H., Cárdenas, P., Belén, M., Oterino, B., Miguel, J., Escribano, G., Lorenzo, A. F., Patricio, M., Ludeña, L., Patricio, X., Simbaña, M., Matos, F., Barrantes, G., Pazmiño, C. R., Guerra, S., Cabrera, D., Juan, I., & Acosta, C. (s/f). Pares revisión científica Publicación autorizada por Edición y producción Correction de estilos. www.espe.edu.ec.
- Alvarado, A (2012), “Néotectonique et cinématique de la déformation continentale en Equateur”, Institut de Sciences de la Terre de Grenoble.
- Jiménez Pacheco, J., Cabrera Cajamerca, J., Sánchez Beltrán, J., & Avilés Tenorio, F. (2018). Vulnerabilidad sísmica del patrimonio edificado del Centro Histórico de la Ciudad de Cuenca: Lineamientos generales y avances del proyecto
- María Belén Avecillas Cedillo, & Buruhuán León Mayra Elizabeth. (2021). *La vulnerabilidad sísmica en edificaciones de mediana altura y la identificación de zonas seguras mediante modelación lineal: caso de estudio - Edificio de Postgrados de la Facultad de Arquitectura*.
- Quinde Martínez, P. D., & Reinoso Angulo, E. (2018). Estudio De Peligro Sísmico De Ecuador Y Propuesta De Espectros De Diseño Para La Ciudad De Cuenca. Revista de Ingeniería Sísmica.
- Suarez. (2009). Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas.
- Winslow, F. E., & Ross, K. E. (1993). Proceedings From School Sites: Becoming Prepared for Earthquakes, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at BufVfalo. New York: NCEER-93- 0015.
- García, Andres. (2022). ESTIMACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA EDIFICACIÓN PATRIMONIAL “CASA LA CONDAMINE”
- Ceballos Cantos, L. V. (2017). Análisis de las derivas de pisos y asentamientos producidos por el sismo del 16 de A. a través del software etabs con la Nec-2015 del edificio Geovanny Soria ubicado en la calle 108 y Av. 108, del cantón Manta, Provincia de Manabí. 110(9), 1689–1699.
- Rodas, Hernán. (2008). INFORME DE DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL.

ANEXOS

ANEXO A: CÁLCULO DE LOS PESOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Peso de Columnas Planta Baja-Primera Etapa									
Ubicación de Columna	Cant.	Long.	Acero		Peso	Estribos		Peso	Peso Total
ejes	N	m	N	Φ	kg	N	Φ	kg	kg
A-7/A-10 C-7/C-10	4	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	159,68
B-1-2-3-4-5-6-7	7	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	339,64
			4	3/8"	2,15				
C-39	1	3,85	6	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	47,56
D-3-5-7/D-10 a D-39	34	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	1357,28
F-1	1	3,85	6	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	47,56
F-2 a F-39	34	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	1357,28
Total									3309
Peso del acero en Columnas Planta Baja-Primera Etapa									
Ubicación de Columna	Cant.	Long.	Acero		Peso	Estribos		Peso	Peso Total
ejes	N	m	N	Φ	kg	N	Φ	kg	kg
A-7/A-10 C-7/C-10	4	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	159,68
B-1-2-3-4-5-6-7	7	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	339,64
			4	3/8"	2,15				
C-39	1	3,85	6	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	47,56
C-11-13-15-17-19-21-23-25-27-29-31-33-35	13	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	523,12
D-3-5-7/D-10 a D-39	34	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	1357,28
F-1	1	3,85	6	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	47,56
F-2 a F-39	34	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,96	1357,28
Total									3832,12
Peso de Columnas Planta Alta-Primera Etapa									
Ubicación de Columna	Cantidad	Columna b	Columna h	Altura de piso	Coefficiente	Total			
ejes	N°	cm	cm	m	kg/m3	kg			
A-7/A-10 C-7/C-10	4	0,3	0,3	3,85	2400	3326,4			
B-1-2-3-4-5-6-7	7	0,5	0,5	3,85	2400	16170			
C-39	1	0,5	0,4	3,85	2400	1848			
C-11-13-15-17-19-21-23-25-27-29-31-33-35	13	0,3	0,2	3,85	2400	7207,2			
D-3-5-7/D-10 a D-39	34	0,3	0,3	3,85	2400	28274,4			
F-1	1	0,3	0,5	3,85	2400	1386			
F-2 a F-39	34	0,6	0,4	3,85	2400	75398,4			
Total									133610,4
Peso del acero en Columnas Planta Baja-Primera Etapa									
Ubicación de Columna	Cantidad	Longitud	Acero		Peso	Estribos		Peso	Peso Total
ejes	N°		N°	Φ	kg	cantidad	Φ	kg	kg
A-7/A-10 C-7/C-10	4	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,25	86,79
B-1-2-3-4-5-6-7	7	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,25	212,08
			4	3/8"	2,15				
C-39	1	3,85	6	1/2"	3,82	26	1/4"	0,25	29,34
C-11-13-15-17-19-21-23-25-27-29-31-33-35	13	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,25	283,14
D-3-5-7/D-10 a D-39	34	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,25	737,69
F-1	1	3,85	6	1/2"	3,82	26	1/4"	0,25	29,34
F-2 a F-39	34	3,85	4	1/2"	3,82	26	1/4"	0,25	737,69
Total									2116,05
Peso de Vigas 1er Entrepiso-Primera Etapa									
Viga	Cantidad	Viga b	viga h	Longitud	Coefficiente		Total		
N°	N°	cm	cm	m	kg/m3		kg		
V1	2	0,3	0,6	7,5	2400		6480		
V2	5	0,5	0,27	2,5	2400		4050		
V3	1	0,3	0,4	9,27	2400		2669,76		
V3	34	0,3	0,4	4	2400		39168		
V3	32	0,3	0,4	5,2	2400		47923,2		

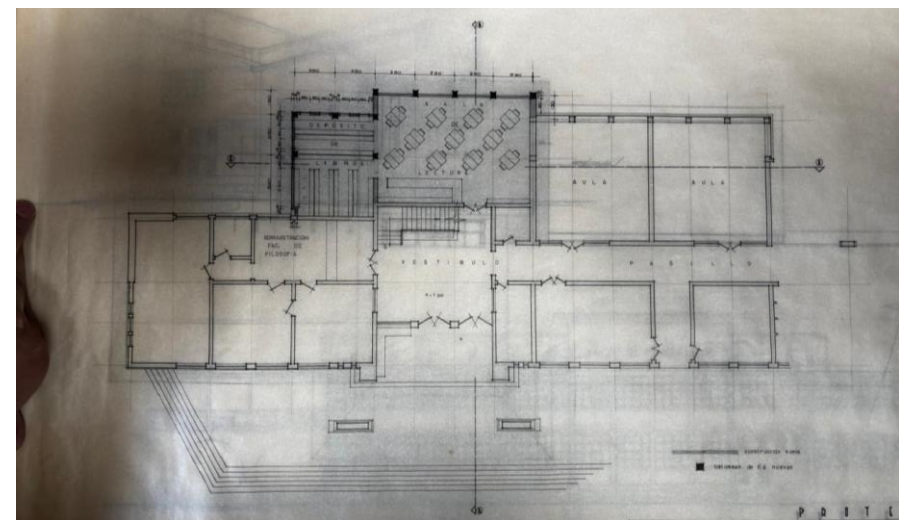
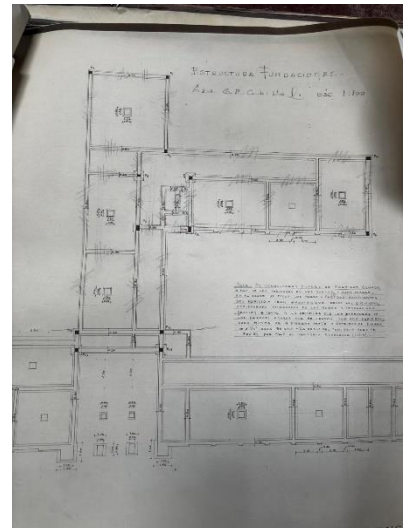
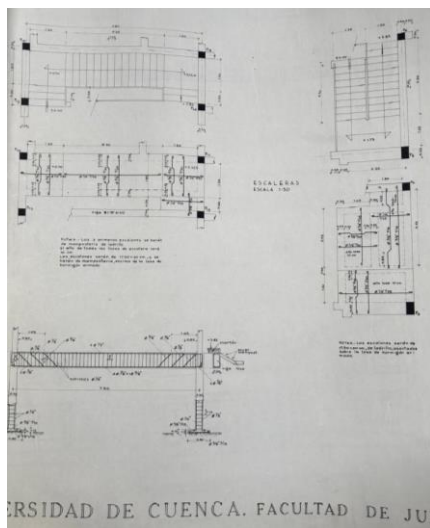
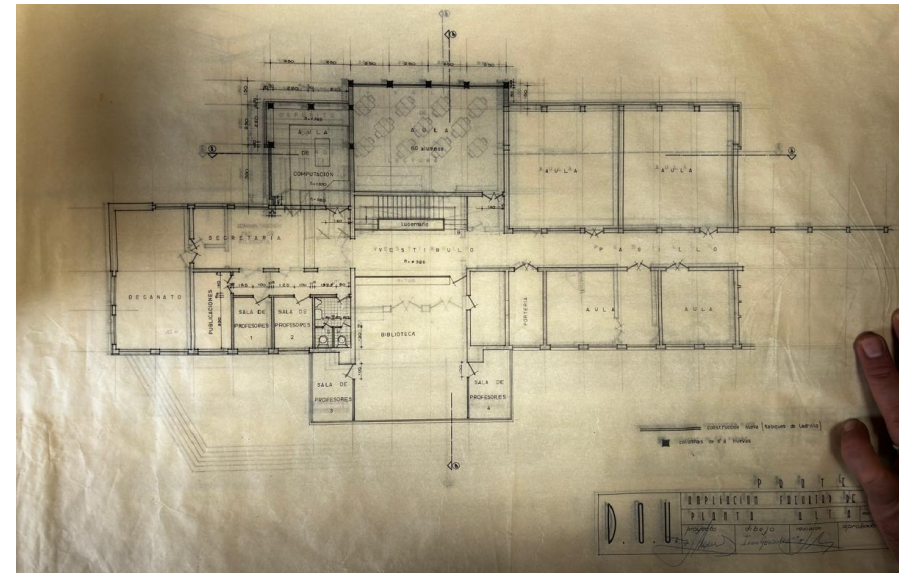
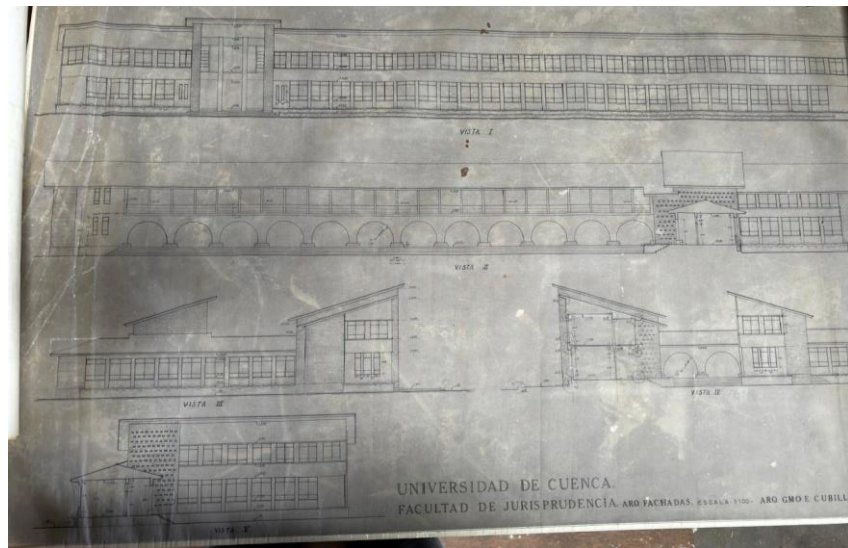
V3	5		0,3	0,4	2,5	2400	3600		
V4	33		0,45	0,27	2,5	2400	24057		
V5	31		0,3	0,15	2,5	2400	8370		
V5	2		0,3	0,15	5	2400	1080		
V6	12		0,3	0,45	5	2400	19440		
V6	1		0,3	0,45	10	2400	3240		
V7	4		0,4	0,6	2,5	2400	5760		
Total							165837,96		
Peso del Acero en Vigas 1er Entrepiso-Primera Etapa									
Viga	Cant.	Long.	Acero		Peso	Estribos	Peso	Total	
N°	N°	m	N°	Φ	kg	Cant.	Φ	kg	
V1	2	7,5	2	1/2"	7,46	30	1/4"	0,15	130,2
			2	7/8"	22,84				
V2	5	2,5	2	1/4"	0,62	10	1/4"	0,385	46,45
			3	3/8"	1,4				
V3	1	9,27	2	1/4"	2,3	37	1/4"	0,35	59,058
			2	3/4"	20,74				
V3	34	4	2	1/4"	0,99	16	1/4"	0,35	866,32
			2	3/4"	8,95				
V3	32	5,2	2	1/4"	1,29	21	1/4"	0,35	1059,84
			2	3/4"	11,63				
V3	5	2,5	2	1/4"	0,62	10	1/4"	0,35	79,6
			2	3/4"	5,59				
V4	33	2,5	2	1/4"	0,62	10	1/4"	0,36	298,32
			3	3/8"	1,4				
V5	31	2,5	3	3/8"	1,4	10	1/4"	0,225	330,15
			3	3/8"	1,4				
V5	2	5	3	3/8"	2,8	20	1/4"	0,225	42,6
			3	3/8"	2,8				
V6	12	5	4	1/2"	4,97	20	1/4"	0,375	507,48
			3	1/2"	4,97				
V6	1	10	4	1/2"	9,94	40	1/4"	0,375	84,58
			3	1/2"	9,94				
V7	4	2,5	2	1/4"	0,62	10	1/4"	0,5	69,68
			2	3/4"	5,59				
Total								3574,278	
Peso de Columnas Planta Baja-Alta-Segunda Etapa									
Columna	Cantidad	Columna b	Columna h	Altura de piso	Coefficiente	Total			
	N°	cm	cm	m	kg/m3	kg			
C1	10	0,3	0,4	3,85	2400	11088			
C2	39	0,3	0,3	3,85	2400	32432,4			
C3	6	0,3	0,6	3,85	2400	9979,2			
Total						53499,6			
Peso del acero en Columnas Planta Baja Alta-segunda Etapa									
Ubicación de Columna	Cantidad	Longitud	Acero		Peso	Estribos	Peso	Peso Total	
ejes	N°		N°	Φ	kg	cantidad	Φ	kg	
C1	4	3,85	8	18mm	7,69	13	6mm	0,31	261,89
C2	7	3,85	6	15mm	5,34	13	6mm	0,26	247,996
C3	1	3,85	8	18mm	7,69	13	6mm	0,40	66,602
Total									576,488667
Peso de Vigas 1er Entrepiso-Segunda Etapa									
Viga	Cantidad	Viga b	viga h	Longitud	Coefficiente	Total			
N°	N°	cm	cm	m	kg/m3	kg			
V1	4	0,3	0,5	6,6	2400	9504			
V1	9	0,3	0,5	3,3	2400	10692			
V1	8	0,3	0,5	3,98	2400	11462,4			
V1	2	0,3	0,5	7,28	2400	5241,6			
V2	3	0,3	0,5	5	2400	5400			
V3	26	0,15	0,5	2,5	2400	11700			
V3	4	0,15	0,5	7,2	2400	5184			

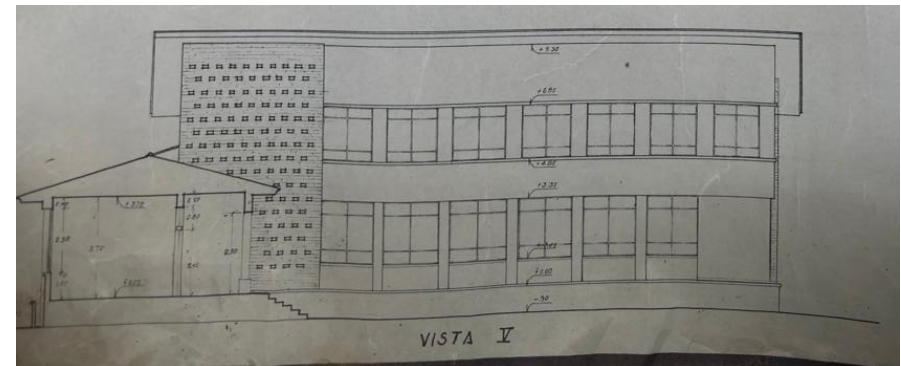
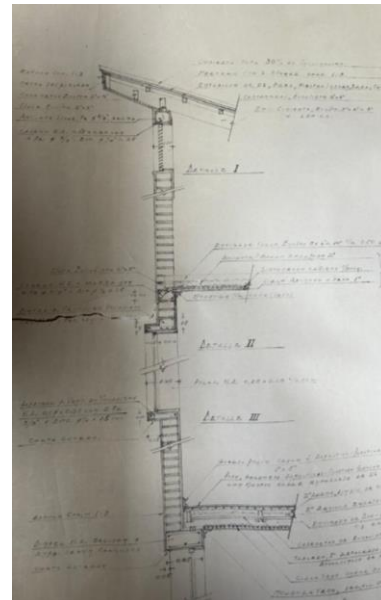
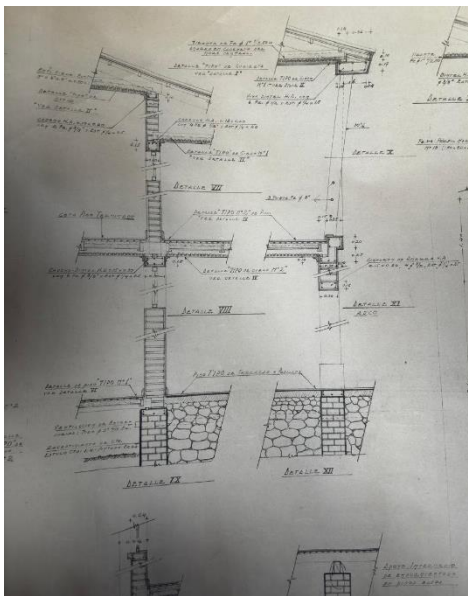
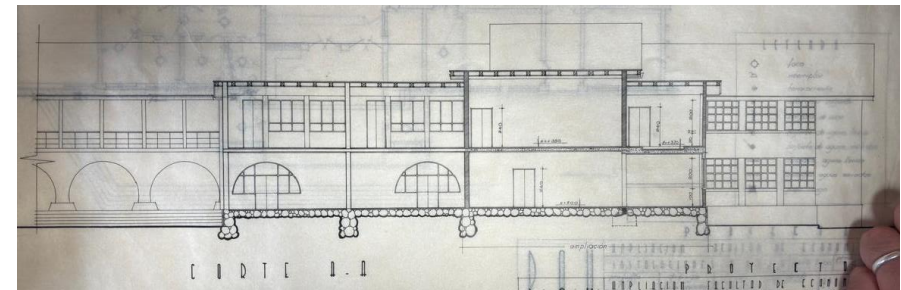
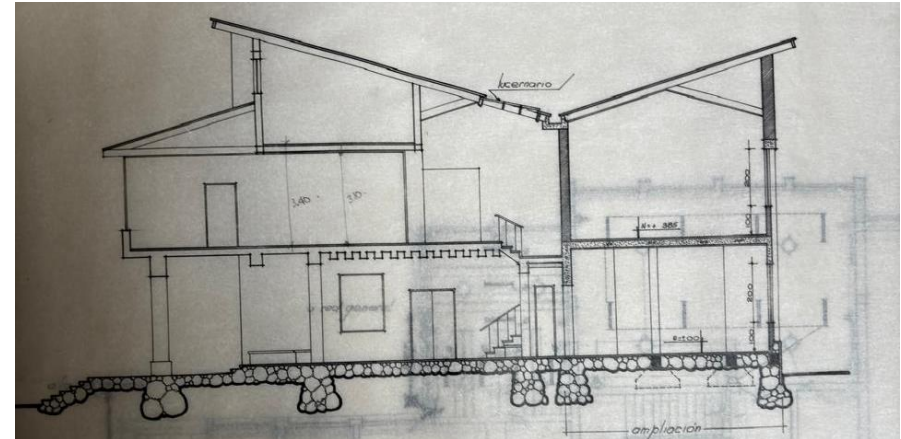
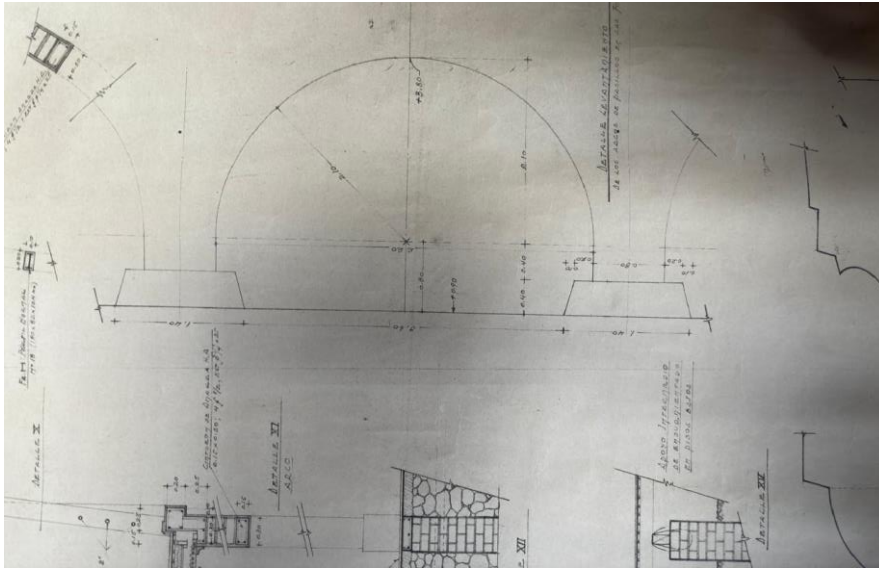
V3	5	0,15	0,5	5	2400	4500		
V3	2	0,15	0,5	1,5	2400	540		
Total						64224		
Peso del Acero en Vigas Planta Baja-Primera Etapa								
Viga	Cantidad	Long.	Acero		Peso	Estribos	Peso	Peso Total
N°	N°	m	N°	Φ	kg	Cant.	Φ	kg
V1	4	6,6	2	12	5,86	22	6	0,352
			2	18	13,18			
V1	9	3,3	2	12	2,93	11	6	0,352
			2	18	6,59			
v1	8	3,98	2	12	3,53	13	6	0,352
			2	18	7,95			
v1	2	7,28	2	12	6,46	24	6	0,352
			2	18	14,54			
V2	3	5	2	12	4,44	17	6	0,352
			2	15	6,93			
V3	26	2,5	2	12	2,21	8	6	0,286
			2	12	2,21			
V3	4	7,2	2	12	6,39	24	6	0,286
			2	12	6,39			
V3	5	5	2	12	4,44	17	6	0,286
			2	12	4,44			
V3	2	1,5	2	12	1,33	5	6	0,286
			2	12	1,33			
Total								1345,1
Peso de Columnas-Tercera Etapa								
Columna	Cantidad	Columna b	Columna h	Altura	Coeficiente		Total	
	N°	cm	cm	m	kg/m3		kg	
CO01	4	0,3	0,3	10,44	2400		9020,2	
CO02	2	0,3	0,3	10,44	2400		4510,1	
Total								13530,2
Peso del acero en Columnas Planta Baja-Primera Etapa								
Columna	Cantidad	Longitud	Acero		Peso	Estribos	Peso	Peso Total
	N°		N°	Φ	kg	cantidad	Φ	kg
C1	4	3,85	4	16mm	7,69	26	10mm	0,74
C2	2	3,85	6	16mm	7,69	26	10mm	0,74
Total								329,896
Peso de Vigas-Tercera Etapa								
Viga	Cantidad	Viga b	viga h	Longitud	Coeficiente		Total	
N°	N°	cm	cm	m	kg/m3		kg	
VI01	1	0,3	0,4	9,79	2400		2819,52	
VI02	1	0,3	0,4	9,79	2400		2819,52	
VI01	1	0,3	0,4	9,79	2400		2819,52	
VI03	1	0,3	0,5	9,79	2400		3524,4	
VI04	2	0,3	0,4	5,94	2400		3421,44	
VI04	2	0,3	0,4	5,94	2400		3421,44	
Total								18825,84
Peso del Acero en Vigas Planta Baja-Primera Etapa								
Viga	Cantidad	Longitud	Acero		Peso	Estribos	Peso	Total
N°	N°	m	N°	Φ	kg	cantidad	Φ	kg
VI01	1	9,79	4	18mm	19,56	56	10mm	0,868
VI02	1	9,79	4	20mm	24,14	56	10mm	0,868
VI01	1	9,79	4	18mm	19,56	56	10mm	0,868
VI03	1	9,79	4	25mm	37,72	56	10mm	0,992
VI04	2	5,94	4	18mm	11,87	34	10mm	0,868
VI04	2	5,94	4	18mm	11,87	34	10mm	0,868
Total								912,9
Peso de Columnas Segunda planta alta								

Columna	Cantidad	Columna b	Columna h	Altura de piso	Peso	Total			
	N°	cm	cm	m	kg/m	kg			
CO1	20	0,15	0,15	3,85	18,21	1402,2			
CO3	20	0,15	0,2	3,85	21,75	1674,8			
CO4	2	0,35	0,35	3,85	2400	2263,8			
CO3	1	0,15	0,2	3,85	21,75	83,7			
CO1	24	0,15	0,15	3,85	18,21	1682,6			
CO2	2	0,15	0,15	3,85	23,58	181,6			
CO4	2	0,35	0,35	3,85	2400	2263,8			
Total						9552,4			
Peso de Vigas Tercera Planta									
Viga	Cant	Area	Long	Coef	Total				
N°	N°	m2	m	kg/m3	kg				
VIA	4	0,24	5	2400	11424,0				
VIB	1	0,17	5,1	2400	2093,0				
VIB	1	0,17	15	2400	6156,0				
VIB'	1	0,17	5	2400	2052,0				
VIC	20	0,11	5	2400	27360,0				
VID	1	0,09	10	2400	2160,0				
VID	13	0,09	5	2400	14040,0				
VID	1	0,09	10	2400	2160,0				
VID	2	0,09	9,35	2400	4039,2				
VID	2	0,09	7,75	2400	3348,0				
VID	1	0,09	2,4	2400	518,4				
VID	4	0,09	7,85	2400	6782,4				
Total					74832,2				
Peso del Acero en Vigas Planta Baja-Primera Etapa									
Viga	Cant	Long	Acero		Peso	Estribos		Peso	Total
N°	N°	m	N°	Φ	kg	cantidad	Φ	kg	kg
VIA	4	5	6 y 9	12 y 10	54,54	25	12	2,3	1148,2
VIB	1	5,1	6 y 7	12 y 10	49,1	26	12	1,8	297,2
VIB	1	15	6 y 7	12 y 10	49,1	75	10	1,3	832,3
VIB'	1	5	3,2 y 4	12, 25 y 10	64,26	20	10	1,3	346,8
VIC	20	5	6	12	26,64	33	10	0,8	2692,1
VID	1	10	4	12	35,48	50	10	0,8	397,0
VID	13	5	4	12	17,76	33	10	0,8	1182,5
VID	1	10	4	12	35,48	67	10	0,8	411,0
VID	2	9,35	4	12	33,2	62	10	0,8	673,4
VID	2	7,75	4	12	27,6	52	10	0,8	471,4
VID	1	2,4	4	12	8,52	16	10	0,8	33,9
VID	4	7,85	4	12	27,88	52	10	0,8	919,6
VIE	2	15,6	4	12	55,4	104	10	0,9	1825,2
Total									9405,4
Peso de Escaleras									
Escalera	Tipo	Longitud	Area (m)	Peso (Kg/m2)	Peso Total (kg)				
1ra planta	C	7,5	13,5	700	9450				
1ra planta	U	2,96	19,43	700	13601				
2da planta	C	3,3	13,5	700	9450				
2da planta	U	2,96	19,43	700	13601				
TOTAL						46102			
Especificaciones									
Peso de Losa					Maciza				
Tipo de Alivianamiento					Sin Alivianamiento				
Alto de Rasante de Piso					2	cm			
Tipo de Mampostería Interna					Ladrillo Macizo				
P. Especifico de Concreto					2200	Kg/m3			
P. Especifico de Concreto Armado					2400	Kg/m3			
P. Especifico de Bloque de Pómez					800	Kg/m3			
P. Especifico de Ladrillo Macizo					1400	Kg/m3			
P. Especifico de Ladrillo Hueco					1200	Kg/m3			

Peso de Divisiones Aligeradas					0	Kg/m2	
Cálculo de la Carga Muerta D							
Peso de Losa					240	Kg/m2	
Peso de Alivianamiento					0	Kg/m2	
Peso de Malla Electrosoldada					1,72	Kg/m2	
Peso de Rasante y Piso					44	Kg/m2	
Peso de Cielo Raso					20	Kg/m2	
Peso de Instalaciones					10	Kg/m2	
Peso de Mampostería					1260	Kg/m2	
Carga Muerta D					1575,7	Kg/m2	
Carga Mayorizada							
Carga Viva L		Carga Muerta D			Carga Mayorizada U		
Kg/m2		Kg/m2			Kg/m2		
200		1575,7			2210,86		
Peso de Losa							
Planta	Área Losa	Área Escalera	Área Ductos	Área Total	Carga	Peso Total	
	m2	m2	m2	m2	Kg/m2	Kg	
Planta Baja	1524,2			1524,2	2210,86	3369798,91	
1ra Planta Alta	1476,1	15,48	0,6	1460,02	2210,86	3227905,66	
2da Planta Alta	1383,2	15,48	0,6	1367,12	2210,86	3022516,39	
Total						9620220,96	
Cálculo de la Carga Muerta D							
Peso de Cubierta Metálica					70	Kg/m2	
Peso de Teja					50	Kg/m2	
Peso de Viento					50	Kg/m2	
Peso de Granizo					50	Kg/m2	
Carga Muerta D					220,0	Kg/m2	
Carga Mayorizada							
Carga Viva L		Carga Muerta D			Carga Mayorizada U		
Kg/m2		Kg/m2			Kg/m2		
70		220,0			376,00		
Peso de Losa							
Planta	Área Losa			Carga	Peso Total		
	m2			Kg/m2	Kg		
Cubierta	1515,32			376,00	569760,32		
Peso de Columnas							
	Primera Etapa		Segunda Etapa		Tercera Etapa		Peso Total
	Peso de Columnas	Peso del Acero	Peso de Columnas	Peso del Acero	Peso de Columnas	Peso del Acero	
Planta Baja	101270,4	3309	53499,6	576,5	4989,6	329,9	163975,0
1ra Planta Alta	133610,4	2116,1	53499,6	576,5	4989,6	329,9	195122,0
2da Planta Alta							9552,4275
Total							368649,4
Peso de Vigas							
	Primera Etapa		Segunda Etapa		Tercera Etapa		Peso Total
	Peso de Vigas	Peso del Acero	Peso de Vigas	Peso del Acero	Peso de Vigas	Peso del Acero	
Planta Baja	165838,0	3592,3	64224	1345,1	18825,8	912,9	254738,0
1ra Planta Alta	165838,0	3592,3	64224	1345,1	18825,8	912,9	254738,0
2da Planta Alta					74832,2	9405,35083	84237,6
Total							593713,6

ANEXO B: BUSQUEDA DE INFORMACION DEL CASO DE ESRUDIO







FACULTAD DE FILOSOFIA

FACULTAD DE FILOSOFÍA, LETRAS Y CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN