



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Universidad
Andina
del Cusco**

TESIS

CORRELACIÓN DEL GRADO DE DAÑO, CALCULADO MEDIANTE INDICE DE VULNERABILIDAD (FEMA P154 – ATC 21) CON EL DESEMPEÑO SISMICO (FEMA 440- ATC 40) DE EDIFICACIONES RESIDENCIALES EN LA CIUDAD DE CUSCO.

Presentado por:

Bach. Ccorimanya Valdivia, Geraldhine Fernanda

Bach. Tupayachi Usca, Guillermo Renzo

Para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil.

Asesor: Dr. Ing. Elvis Yuri Mamani Vargas

CUSCO- PERÚ

2023



Metadatos

Datos del autor	
Nombres y apellidos	Geraldhine Fernanda Ccorimnaya Valdivia / Guillermo Renzo Tupayachi Usca
Número de documento de identidad	75973192 / 71858007
URL de Orcid	https://orcid.org/0009-0004-0134-3061 https://orcid.org/0009-0001-4794-1487
Datos del asesor	
Nombres y apellidos	Elvis Yuri Mamani Vargas
Número de documento de identidad	41610570
URL de Orcid	https://orcid.org/0000-0001-6139-0960
Datos del jurado	
Presidente del jurado (jurado 1)	
Nombres y apellidos	Eliot Pezo Zegarra
Número de documento de identidad	24006901
Jurado 2	
Nombres y apellidos	Omar Gutierrez Campana
Número de documento de identidad	41731830
Jurado 3	
Nombres y apellidos	Renzo Cayo Mancilla
Número de documento de identidad	43693404
Jurado 4	
Nombres y apellidos	Luis Fernando Paullo Muñoz
Número de documento de identidad	42263122
Datos de la investigación	
Línea de investigación de la Escuela Profesional	INGENIERIA DE ESTRUCTURAS



Correlación del grado de daño

por GERALDHINE FERNANDA CCORIMANYA VALDIVIA

Fecha de entrega: 07-feb-2024 09:35a.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2184301416

Nombre del archivo: 2024-02-07_-_FINAL.pdf (8.5M)

Total de palabras: 75410

Total de caracteres: 380039



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Universidad
Andina
del Cusco**

TESIS

CORRELACIÓN DEL GRADO DE DAÑO, CALCULADO MEDIANTE INDICE DE VULNERABILIDAD (FEMA P154 – ATC 21) CON EL DESEMPEÑO SISMICO (FEMA 440- ATC 40) DE EDIFICACIONES RESIDENCIALES EN LA CIUDAD DE CUSCO.

Presentado por:

Bach. Ccorimanya Valdivia, Geraldhine Fernanda

Bach. Tupayachi Usca, Guillermo Renzo

Para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil.

Asesor: Dr. Ing. Elvis Yuri Mamani Vargas

CUSCO- PERÚ

2023



INFORME DE ORIGINALIDAD

14%

INDICE DE SIMILITUD

13%

FUENTES DE INTERNET

2%

PUBLICACIONES

6%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE



FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	4%
2	Submitted to Universidad Andina del Cusco Trabajo del estudiante	1%
3	repositorio.uandina.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	revistas.up.ac.pa Fuente de Internet	<1%
7	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	<1%
8	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	<1%
9	repositorio.unsaac.edu.pe Fuente de Internet	<1%

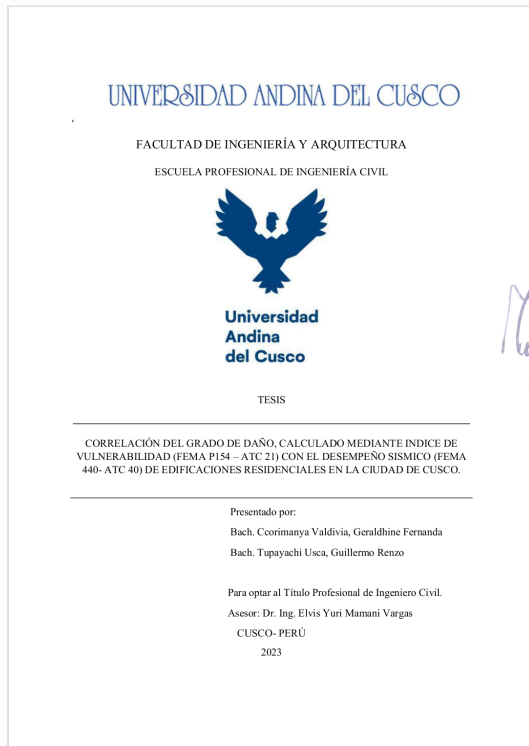


Recibo digital

Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por **Turnitin**. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: GERALDHINE FERNANDA CCORIMANYA VALDIVIA
Título del ejercicio: Tesis concluidas
Título de la entrega: Correlación del grado de daño
Nombre del archivo: 2024-02-07_-_FINAL.pdf
Tamaño del archivo: 8.5M
Total páginas: 244
Total de palabras: 75,410
Total de caracteres: 380,039
Fecha de entrega: 07-feb.-2024 09:35a. m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega... 2184301416





DEDICATORIA

A Dios

Por enseñarme la perseverancia,
la tolerancia y el perdón; por
guiarme y amarme a lo largo de
la vida.

A mi Familia

A mis padres, que los amo y
siempre creyeron en mí; a mis
hermanos por ser mi apoyo
incondicional y a mis sobrinos
por mostrarme lo nuevo en lo
cotidiano.

Geraldhine Fernanda Ccorimanya
Valdivia

A Dios

A Dios, en quien realmente confío,
quien me ayudo en los momentos
más difíciles y a quien agradezco
profundamente por su voluntad.

A mi Familia

A mis padres, hermanos y
abuelos por ser las personas
más importantes en mi vida, por
su apoyo incondicional, por
compartir conmigo sus alegrías,
sueños, tristezas y frustraciones,
pero sobre todo por su amor.

Guillermo Renzo Tupayachi
Usca



AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Andina del Cusco, nuestra alma mater que nos formó como ingenieros y profesionales e hizo nuestra experiencia universitaria llena de valores, virtudes y felicidad. A nuestro asesor el Dr. Ing. Elvis Yuri Mamani por su tiempo, conocimiento y experiencia que nos guio a través del proceso de investigación con paciencia y motivación. Y a nuestros amigos que brindaron sus hogares como muestra para hacer posible esta investigación.



RESUMEN

La presente investigación correlaciona los resultados del grado de daño mediante el índice de vulnerabilidad sísmica propuesto por; FEMA P154- ATC 21, con los resultados del grado de daño mediante la evaluación del desempeño sísmico a través de curvas pushover; FEMA 440 -ATC 40, de cinco viviendas residenciales de concreto armado con altura mínima de 11 metros en la Ciudad del Cusco. Los datos técnicos fueron extraídos del expediente técnico, así como de visitas a campo donde se inspecciono de manera detenida la configuración estructural y no estructural; el modelado de cada una de las estructuras se realizó en el software ETBAS V.20, respetando las normativas peruanas y extranjeras en los diferentes parámetros de diseño.

Para la primera metodología se obtuvo que las edificaciones 1 y 3 presentan daños moderados y daños importantes a graves (G3); la edificación 2 presenta daños despreciables a moderados (G2); y la edificación 4 Y 5 presenta daños despreciables (fisuras en muy pocos muros de tabiquería).

Para la segunda metodología se tiene una sollicitación sísmica de sismo de diseño, la edificación 1 cuenta con un desplazamiento máximo de 50.34 cm y una fuerza cortante máxima de 949.38 tonf, está se encuentra en el nivel de desempeño de Seguridad de vida, la edificación 2 con desplazamiento de 50.32 cm a 1348.9 tonf se encuentra en Ocupación Inmediata, la edificación 3 con 25.10 cm a 1896.6 tonf está en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, la edificación 4 con 17.68 cm y 639.40 tonf en seguridad de vida y la edificación 5 con 28.65 cm de desplazamiento a 2996.2 tonf se encuentra en ocupación inmediata. Estos resultados son en el sentido de análisis “Y” los resultados del sentido “X “son mostrados en el desarrollo de la investigación y se concluye que ninguna de las edificaciones representa un peligro para sus usuarios ya que no llegan al nivel de desempeño de prevención de colapso, para esta sollicitación sísmica, en su análisis estático no lineal. Finalmente se tiene que la muestra es de una distribución no normal y no paramétrica; por lo cual el método más adecuado para su evaluación es el coeficiente Tau-b Kendall teniendo en este un (t) de 13.6%; lo cual expresa una correlación baja, que se debe a la cantidad de muestras analizadas, sin embargo también se aplicó el criterio de significancia y la prueba de Mann-Whitney donde se obtuvo un $u=0.002$; que interpreta desde el punto de vista estadístico la significancia representativa de la comparación de ambos métodos; teniendo que el método 2 posee mejores calificaciones con respecto al método 1; si bien lo ideal es la aplicación conjunta para un análisis integral podemos afirmar que la muestra tiene parámetros de comparación significantes, mas no encuentra una correlación por la baja cantidad de datos muestreados. Concluyendo que, en situaciones especiales, puede usarse la



metodología FEMA P154- ATC21, como un indicador inicial que no sustituye ni puede ser validado por un análisis estático no lineal que esencialmente representa un comportamiento real de las estructuras en caso de un evento sísmico.

Palabras clave: Índice de Vulnerabilidad, Nivel de Desempeño Sísmico, Correlación, Grado de Daño, FEMA 440, FEMA P154.



ABSTRACT

The present research thesis correlates the results of the degree of damage through the Rapid visual inspection of seismic vulnerability; FEMA P154-ATC 21, with the results of the seismic performance evaluation using pushover curves; FEMA 440 -ATC 40, of five reinforced concrete residential houses with a minimum height of 11m. in the City of Cusco. The technical data were extracted from the technical file, as well as from field visits where the structural and non-structural configuration was carefully inspected; The modeling of each one of the structures was carried out in the ETBAS V.20 software, respecting the Peruvian and foreign regulations in the different design parameters.

For the first methodology, it was obtained that buildings 1 and 2 present significant to serious damage such as large and widespread cracks in beams, columns, structural walls, masonry walls and the fall of large coatings, as well as damage to the reinforcement (buckling); buildings 3 and 4 present negligible to moderate damage with cracks in beams and columns of porticos, as well as in masonry walls and cladding; and building 1 presents negligible damage such as cracks in very few partition walls.

For the second methodology with the request of an occasional earthquake, building 1 has a maximum displacement of 50.34 cm and a maximum shear force of 949.38 tonf, it is in the level of performance of Life Safety, the building 2 with displacement of 50.32 cm at 1348.9 tonf is in Immediate Occupancy, building 3 with 25.10 cm at 1896.6 tonf is at the performance level of immediate occupancy, building 4 with 17.68 cm and 639.40 tonf in life safety and building 5 with 28.65 cm of displacement at 2996.2 tonf is in immediate occupation. From these results it can be seen that the direction with the greatest resistance of the sample is the direction of analysis "Y"; It is concluded that none of the buildings represents a danger for its users since they do not reach the collapse prevention level for this seismic request. Finally, we have that the sample has a non-normal and non-parametric distribution; Therefore, the most appropriate method for its evaluation is the Tau-b Kendall coefficient, having a (t) of 13.6%; which expresses a null correlation, which is due to the number of samples analyzed, however the significance criterion and the Mann-Whitney test were also applied where $u=0.002$ was obtained; that interprets from a statistical point of view the representative significance of the comparison of both methods; taking into account that method 2 has better qualifications compared to method 1; Although the ideal is the joint application for a comprehensive analysis, we can affirm that the sample has significant comparison parameters, but does not find a correlation due to the low amount of data sampled. Concluding that in special situations, the FEMA P154-ATC21 methodology can be used as an initial indicator that does not replace nor



can be validated by a non-linear static analysis that essentially represents a real behavior of the structures in the event of a seismic event.

Keywords: Vulnerability Index, Seismic Performance Level, Correlation, Degree of Damage, FEMA 440, FEMA P154.



INTRODUCCIÓN

Los sismos son liberaciones de energía producidas por la constante interacción de las placas tectónicas que conforman la superficie terrestre. La Región del Cusco posee una alta sismicidad tectónica producto de la presencia de fallas geológicas, que tienen una estrecha relación con las formaciones geomorfológicas y los tipos de suelo, aunque se puede decir que se atraviesa una etapa de silencio sísmico; se puede afirmar que la ocurrencia de sismos severos de magnitudes mayores a 7 grados en la escala de Richter ocurre cada 100 años o menos y esto se puede comprobar en los datos históricos. (Instituto Geofísico del Perú, 2014)

Por otra parte al tratarse de estructuras de edificaciones residenciales estas deben evitar la pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios y minimizar los daños acorde a la filosofía de diseño de la norma peruana NTP E.030; lamentablemente no se estipulan en estas normativas metodologías estandarizadas para conocer el desempeño sísmico y todas las implicaciones de los análisis estáticos o dinámicos sean lineales o no lineales, privando la oportunidad de tratar a profundidad estas prácticas; que deberían estar normadas y referenciados acorde con la realidad peruana. De la misma manera no se tienen metodologías normadas para conocer la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, la cual debería ser un índice fundamental para la respuesta de la edificación y de los usuarios ante un evento sísmico, para tal efecto Sandi (1986) afirma que: “la vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de las estructuras, una característica de su propio comportamiento frente a la acción de un sismo y su reacción al mismo” esta propiedad puede elevarse o disminuirse por distintos factores, sean naturales como factores sísmicos, geológicos, geotécnicos, o antrópicos como la calidad de materiales y los procesos constructivos.(p. 86)

Es por esto que los tesisistas buscan sembrar un antecedente para la implementación de un método de diagnóstico de vulnerabilidad sísmica práctico, económico y preciso; que sea aplicable en las estructuras de importancia social y económica.

La investigación consiste en tomar las estructuras de cinco edificaciones residenciales, como modelos de prueba para ser analizadas con dos metodologías internacionales ampliamente aceptadas; la primera, siguiendo la metodología del Índice de Vulnerabilidad (S) el cual se calcula siguiendo las normativas FEMA P154 - ATC 21 que da resultados en términos de grado de daño que podrían sufrir los elementos estructurales y no estructurales después de un evento sísmico, teniendo una escala de 5 grados. Y la segunda metodología del desempeño sísmico, obtenido a través de la normativa FEMA 440 - ATC 40, haciendo uso del análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (curvas Pushover) considerando una demanda sísmica



de diseño y un patrón de carga. Todo esto se plasma en el método de espectro de capacidad, que finalmente determina el nivel de desempeño de la estructura y da resultados en términos de daño a elementos estructurales como no estructurales en una escala de 5 grados.

Es aquí donde se busca correlacionar el resultado del índice de vulnerabilidad con los resultados del desempeño sísmico ya que ambos están descritos en los mismos términos de grado de daño. Estas dos metodologías internacionales de comprobarse que sus resultados tienen relación entre sí podrían ser aplicadas a estructuras de tipo C, incrementando la seguridad de la comunidad, y reduciendo las pérdidas tanto de vidas humanas como económicas. Además, se daría el incentivo a realizar más estudios referentes al tema que no se aplican con frecuencia en el país y en la ciudad del Cusco. “La importancia de aplicar una metodología de inspección visual rápida es que es menos costosa y tediosa de realizar, siendo más accesible y utilizable para obtener planes de respuesta y recomendaciones necesarias”. (Escalante y Rivera, 2020) partiendo de esta afirmación entendemos que frente a una metodología cuantitativa donde se requeriría más tiempo, economía, personal y datos técnicos es importante sustentar desde un punto de vista estadístico si ambas metodologías pueden ser correlacionados, comparadas y evaluadas en edificaciones de la ciudad del Cusco.



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	1
AGRADECIMIENTOS	2
RESUMEN	3
ÍNDICE GENERAL.....	9
ÍNDICE DE TABLAS.....	12
ÍNDICE DE FIGURAS.....	15
I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	19
1.1 Identificación del Problema.....	19
<i>1.1.1 Descripción del Problema.....</i>	<i>19</i>
<i>1.1.2 Formulación interrogativa del problema.....</i>	<i>23</i>
1.2 Justificación e importancia de la Investigación	24
<i>1.2.1 Justificación Técnica.....</i>	<i>24</i>
<i>1.2.2 Justificación social.....</i>	<i>24</i>
<i>1.2.3 Justificación por viabilidad.....</i>	<i>25</i>
<i>1.2.4 Justificación por relevancia.....</i>	<i>25</i>
1.3 Limitaciones de la Investigación	26
1.4 Objetivo de la Investigación	28
<i>1.4.1 Objetivo General.....</i>	<i>28</i>
<i>1.4.2 Objetivos Específicos.....</i>	<i>28</i>
II.MARCO TEÓRICO	29
2.1 Antecedentes de la Tesis.....	29
<i>2.1.1 Antecedentes a Nivel Nacional.....</i>	<i>29</i>
<i>2.1.2 Antecedentes a Nivel Internacional.....</i>	<i>31</i>
<i>2.1.3 Estado de Arte de la Investigación.....</i>	<i>35</i>
2.2 Aspectos Teóricos Pertinentes.....	38
<i>2.2.1 Los Sismos.....</i>	<i>38</i>
<i>2.2.2 Peligro Sísmico.....</i>	<i>40</i>
<i>2.2.3 Riesgo Sísmico.....</i>	<i>40</i>
<i>2.2.4 Sismicidad y Fallas Geológicas en la Región Cusco.....</i>	<i>40</i>
<i>2.2.5 Estructuras.....</i>	<i>44</i>
<i>2.2.6 Filosofía de Diseño Sísmico Estructural.....</i>	<i>45</i>
<i>2.2.7 Método de análisis modal espectral de la Norma E030.....</i>	<i>45</i>
<i>2.2.8 Vulnerabilidad Sísmica.....</i>	<i>46</i>
<i>2.2.9 Metodología FEMA P154 y ATC 21.....</i>	<i>48</i>
<i>2.2.10 Métodos de Análisis Sísmicos.....</i>	<i>56</i>



2.2.11 Desempeño Sísmico	58
2.2.12 Metodología FEMA - 440 y ATC -40.....	58
2.2.13 Curvas de Capacidad	63
2.2.14 Análisis Estático No Lineal.	66
2.2.15 Método de Espectro de Capacidad (MEC) según FEMA 440.....	72
2.2.16 Estadística Paramétrica y no Paramétrica.....	83
2.2.17 Glosario	87
2.3 Hipótesis	89
2.3.1 Hipótesis General.....	89
2.3.2 Sub Hipótesis.....	89
2.4 Variables e Indicadores.....	89
2.4.1 Variable Independientes.	89
2.4.2 Variable Dependiente.	90
2.4.3 Cuadro de Operacionalización de variables.	91
III. METODOLOGÍA.....	92
3.1 Metodología de la Investigación	92
3.1.1 Enfoque de la Investigación	92
3.1.2 Nivel Investigación	92
3.1.3 Método de Investigación.....	92
3.2 Diseño de la Investigación.....	92
3.2.1 Diseño Metodológico	92
3.2.2 Tratamiento Estadístico de Datos.....	93
3.2.3 Diseño de Ingeniería.....	93
3.3 Población y muestra	97
3.3.1 Población.....	97
3.3.2 Muestra	97
3.3.3 Criterios de Inclusión	99
3.4 Instrumentos	99
3.4.1 Instrumentos Metodológicos o Instrumentos de Recolección de datos	99
3.4.2 Instrumentos de Ingeniería	100
3.5 Procedimientos de recolección de datos.	100
3.5.1 Verificación de elementos estructurales, distribución estructural y acabados de las edificaciones.....	101
3.5.2 Llenado de cartillas de inspección visual FEMA P154 – ATC 21.....	108
3.6. Procedimiento de Análisis de Datos.....	122
3.6.1. Índice de Vulnerabilidad FEMA P-154 - ATC 21.....	122
3.6.2. Análisis estático lineal	124
3.6.3 Análisis estático no Lineal	151



<i>b. Comportamiento no lineal de los elementos</i>	152
<i>c. Rotulas Plásticas para los elementos Estructurales</i>	155
<i>d. Patrón de Cargas laterales</i>	165
<i>e. Carga Gravitacional No Lineal</i>	166
<i>f. Carga Pushover</i>	166
<i>g. Demanda Sísmica</i>	167
<i>h. Formato ADRS</i>	168
<i>i. Análisis Pushover</i>	169
<i>j. Análisis Por Desempeño</i>	175
<i>k. Método De Espectro De Capacidad</i>	176
<i>l. Representación Bilineal</i>	178
<i>m. Punto de Desempeño por metodología FEMA 440</i>	180
<i>n. Sectorización Según ATC-40</i>	183
3.6.4 Correlación Estadística	192
IV. RESULTADOS	199
4.1 Índice Vulnerabilidad FEMA P154 - ATC21	199
4.2 Curvas de Capacidad FEMA 440-ATC40	200
4.3 Nivel de Desempeño	201
4.4. Correlación Estadística	203
V. DISCUSIÓN	205
a. Contraste de resultados con referentes del marco teórico	205
b. Interpretación de los resultados encontrados en la investigación	207
c. Comentario de la demostración de hipótesis	209
d. Aporte de la Investigación	210
e. Incorporación de temas nuevos	211
CONCLUSIONES	213
RECOMENDACIONES	214
REFERENCIAS	216
ANEXOS	221



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	<i>Ubicación Geográfica de las cinco edificaciones a investigar.</i>	20
Tabla 2	<i>Principales sistemas de fallas activas que pasan por la región Cusco</i>	42
Tabla 3	<i>Principales fallas en la Región de Cusco.</i>	42
Tabla 4	<i>Grados de Vulnerabilidad.</i>	47
Tabla 5	<i>Región Sísmica según ASCE 2013</i>	49
Tabla 6	<i>Tipo de Suelo según ASCE 2013</i>	50
Tabla 7	<i>Irregularidades Verticales según FEMA -P154.</i>	51
Tabla 8	<i>Irregularidades en Planta según FEMA P-154</i>	52
Tabla 9	<i>Interpretación de resultados en base a los índices de vulnerabilidad según FEMA P-154.</i>	55
Tabla 10	<i>Daño Estructural para estructuras de concreto</i>	56
Tabla 11	<i>Combinaciones de Nivel de Desempeño en Edificios.</i>	59
Tabla 12	<i>Estado de Daño para los niveles de Desempeño Sísmico según SEAC Comisión Visión 2000 (1995).</i>	61
Tabla 13	<i>Objetivos de Seguridad Básica para Estructuras</i>	63
Tabla 14	<i>Muestra de la Investigación.</i>	98
Tabla 15	<i>Tabla de descripción de columnas estructurales Edificación 1.</i>	102
Tabla 16	<i>Tabla de descripción de placas estructurales Edificación 1.</i>	103
Tabla 17	<i>Tabla de descripción de losas estructurales Edificación 1.</i>	104
Tabla 18	<i>Tabla de descripción de vigas estructurales Edificación 1.</i>	104
Tabla 19	<i>Tabla de descripción de vigas chatas Edificación 1.</i>	105
Tabla 20	<i>Detalles de muros de tabiquería, acabado de piso y presencia de ascensor de la muestra.</i>	106
Tabla 21	<i>Detalles Arquitectónicos de la muestra.</i>	107
Tabla 22	<i>Tabla Presencia de cobertura último nivel de la muestra.</i>	108
Tabla 23	<i>Tabla resumen de elección de cartilla de Inspección visual FEMA P154.</i>	109
Tabla 24	<i>Año de construcción y número de pisos para marcadores FEMA P154 de la muestra.</i>	110
Tabla 25	<i>Comparación de Tipos de Suelo.</i>	110
Tabla 26	<i>Tipo de Suelo según FEMA P-154 de la muestra.</i>	111
Tabla 27	<i>Resumen de peligros geológicos licuefacción y/o Deslizamientos para la muestra.</i>	112
Tabla 28	<i>Ocupación y Sistema estructural de la muestra según FEMA- P154.</i>	112
Tabla 29	<i>Verificación Irregularidad Vertical 1.</i>	113
Tabla 30	<i>Verificación Irregularidad Vertical 2.</i>	113
Tabla 31	<i>Verificación Irregularidad vertical 3.</i>	113
Tabla 32	<i>Verificación Irregularidad vertical 4.</i>	114
Tabla 33	<i>Verificación Irregularidad vertical 5.</i>	114
Tabla 34	<i>Verificación de Irregularidad 1 en Planta.</i>	115
Tabla 35	<i>Verificación de Irregularidad 2 en Planta.</i>	116
Tabla 36	<i>Verificación de Irregularidad 3 en Planta.</i>	117
Tabla 37	<i>Verificación de Irregularidad 4 en Planta.</i>	117
Tabla 38	<i>Verificación de Irregularidad 5 en Planta.</i>	118
Tabla 39	<i>Irregularidades Verticales y en Planta de la muestra según FEMA P154.</i>	119
Tabla 40	<i>Peligros Adicionales de la Cartilla FEMA P-154, Edificación 1</i>	121



Tabla 41	<i>Resultados de índice de vulnerabilidad para la muestra según FEMA P154.</i>	122
Tabla 42	<i>Clasificación de daños de la muestra según FEMA P-154.....</i>	123
Tabla 43	<i>Propiedades mecánicas del concreto de la muestra.</i>	124
Tabla 44	<i>Propiedades mecánicas del acero de la muestra.</i>	124
Tabla 45	<i>Diámetros y áreas de acero ingresado a software ETABS.</i>	126
Tabla 46	<i>Medrado de muros de albañilería, edificación 1.</i>	129
Tabla 47	<i>Medrado de Cobertura Metálica, Edificación 1.</i>	131
Tabla 48	<i>Medrado de Cobertura, Edificación 1.</i>	131
Tabla 49	<i>Medrado de Barandas internas, Edificación 1.</i>	132
Tabla 50	<i>Medrado de acabados de piso, Edificación 1.</i>	132
Tabla 51	<i>Parámetros Sísmicos de la muestra según norma E.030.</i>	135
Tabla 52	<i>Cuadro Resumen de modos de vibración de la muestra.</i>	137
Tabla 53	<i>Resumen de Sistemas Estructurales de la muestra en Sentido X y Y.</i>	137
Tabla 54	<i>Irregularidad por Rigidez-Piso Blando en Sentido X, Edificación 1.....</i>	138
Tabla 55	<i>Irregularidad por Rigidez-Piso Blando en Sentido Y, Edificación 1.....</i>	138
Tabla 56	<i>Irregularidad por Resistencia- Piso Débil en Sentido X, Edificación 1.</i>	139
Tabla 57	<i>Irregularidad por Resistencia- Piso Débil en Sentido Y, Edificación 1.</i>	139
Tabla 58	<i>Irregularidad de Masa o Peso, Edificación 1.</i>	140
Tabla 59	<i>Irregularidad Geométrica Vertical en Sentido X y, Edificación 1.....</i>	140
Tabla 60	<i>Resumen de Irregularidades en Altura, Edificación 1.</i>	142
Tabla 61	<i>Parámetros Edificación 1 para Irregularidad Torsional.</i>	143
Tabla 62	<i>Desplazamiento Elástico Sentido X, Edificación 1.</i>	143
Tabla 63	<i>Desplazamiento Elástico Sentido Y, Edificación 1.</i>	143
Tabla 64	<i>Irregularidad Torsional en Sentido X, Edificación 1.....</i>	144
Tabla 65	<i>Irregularidad Torsional en Sentido Y, Edificación 1.</i>	145
Tabla 66	<i>Irregularidad de Esquinas Entrantes en Sentido X, Edificación 1.</i>	145
Tabla 67	<i>Irregularidad de Esquinas Entrantes en Sentido Y, Edificación 1.</i>	146
Tabla 68	<i>Irregularidad de Diafragma, Edificación 1.</i>	146
Tabla 69	<i>Resumen de Irregularidades en planta de Edificación 1.</i>	147
Tabla 70	<i>Resumen de Irregularidades en planta y altura de todas las edificaciones.....</i>	147
Tabla 71	<i>Porcentaje de Masa Participa en los modos de vibración, Edificación 1.</i>	149
Tabla 72	<i>Distorsión elástica e inelástica en sentido X, Edificación 1.</i>	150
Tabla 73	<i>Distorsión elástica e inelástica en sentido Y, Edificación 1.</i>	150
Tabla 74	<i>Coficiente de Cortante Basal, Edificación 1.</i>	151
Tabla 75	<i>Porcentaje de peso de la edificación en la base, Edificación 1.</i>	151
Tabla 76	<i>Configuración y propiedades de la Viga evaluada, Edificación 1.</i>	155
Tabla 77	<i>Tabulación de valores para el Momento Curvatura de la Sección Evaluada, Edificación 1.</i>	156
Tabla 78	<i>Disposición de Rotulas en Vigas, Edificación 1.</i>	159
Tabla 79	<i>Patrón de Cargas laterales en sentido “X” y “Y”, Edificación 1.</i>	166
Tabla 80	<i>Periodo de retorno de demanda sísmica según ATC.</i>	168
Tabla 81	<i>Curva de Capacidad en el sentido X, edificación 1.</i>	170
Tabla 82	<i>Curva de Capacidad en el sentido Y, edificación 1.</i>	173
Tabla 83	<i>Espectro de Capacidad ADRS de Edificación 1, Sentido X y Y.....</i>	177
Tabla 84	<i>Puntos de Fluencia y Ultimo para Bilinealización en sentido X, Edificación 1..</i>	179
Tabla 85	<i>Puntos de Fluencia y Ultimo para Bilinealización en sentido Y, Edificación 1. ..</i>	180



Tabla 86 <i>Punto de Desempeño para Sismo de Servicio en Sentido de Análisis X y Y, Edificación 1.</i>	181
Tabla 87 <i>Punto de Desempeño para Sismo de Diseño en Sentido de Análisis X y Y, Edificación 1.</i>	181
Tabla 88 <i>Punto de desempeño para sismo de Diseño en sentido de análisis X y Y.</i>	182
Tabla 89 <i>Punto de desempeño para sismo Máximo 2 en sentido de análisis X y Y.</i>	183
Tabla 90 <i>Nivel de Desempeño de Sentido X, Edificación 1.</i>	184
Tabla 91 <i>Nivel de Desempeño de Sentido Y, Edificación 1.</i>	185
Tabla 92 <i>Nivel de Desempeño de Sentido X, Edificación 2.</i>	186
Tabla 93 <i>Nivel de Desempeño de Sentido Y, Edificio 2.</i>	186
Tabla 94 <i>Nivel de Desempeño de Sentido X, Edificación 3.</i>	187
Tabla 95 <i>Nivel de Desempeño de Sentido Y, Edificio 3.</i>	188
Tabla 96 <i>Nivel de Desempeño de Sentido X, Edificio 4.</i>	188
Tabla 97 <i>Nivel de Desempeño de Sentido Y, Edificio 4.</i>	189
Tabla 98 <i>Nivel de Desempeño de Sentido X, Edificio 5.</i>	190
Tabla 99 <i>Nivel de Desempeño de Sentido Y, Edificio 5.</i>	190
Tabla 100 <i>Resumen de Puntos de Fluencia y Ultimo para la muestra.</i>	191
Tabla 101 <i>Resumen de Cumplimiento de Objetivo de Desempeño según FEMA 440- ATC40.</i>	191
Tabla 103 <i>Codificación y Categorización de resultados de metodología FEMA P154 - ATC 21.</i>	192
Tabla 104 <i>Estado de Daño de cada Nivel de Desempeño FEMA 440 -ATC 40.</i>	193
Tabla 105 <i>Codificación y Categorización de resultados de metodología FEMA 440 - ATC 40.</i>	193
Tabla 106 <i>Porcentaje de Ocurrencia según Damián en Gestión de Riesgos.</i>	194
Tabla 107 <i>Resultado Final de Codificación FEMA P 154 -ATC 21 de la muestra.</i>	194
Tabla 108 <i>Resultado Final de Codificación FEMA 440 -ATC 40 de la muestra.</i>	195
Tabla 109 <i>Ordenamiento de resultados en pares Ordenados de sismo de diseño.</i>	195
Tabla 112 <i>Clasificación de grado de daño para Metodología FEMA 440- ATC 40.</i>	202
Tabla 113 <i>Resultados Estadísticos de la Investigación.</i>	204
Tabla 114 <i>Interpretación de valor de coeficiente de correlación positivo (t).</i>	204
Tabla 115 <i>Ductilidad Estructural de la Muestra.</i>	211



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	<i>Mapa Político del Perú y su referencia a la región del Cusco.</i>	19
Figura 2	<i>Vista Frontal de Edificación N° 1 y Edificación N° 2.</i>	22
Figura 3	<i>Vista Frontal de Edificación N°3 y Edificación N°4.</i>	22
Figura 4	<i>Vista lateral de Edificación N°5.</i>	23
Figura 5	<i>Corte Transversal de la Composición de la Tierra.</i>	38
Figura 6	<i>Placas Tectónicas</i>	39
Figura 7	<i>Tipos de Ondas</i>	39
Figura 8	<i>Curvas de intensidades máximas de Escala de Mercalli modificada.</i>	41
Figura 9	<i>Distribución de la actividad sísmica en la Región Cusco.</i>	44
Figura 10	<i>Metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica.</i>	48
Figura 11	<i>Cartilla de encuesta nivel 1 para una zona de sismicidad moderadamente alta.</i>	54
Figura 12	<i>Niveles de Desempeño Sísmico.</i>	58
Figura 13	<i>Modelo de Mander para Concreto Confinado y no Confinado.</i>	64
Figura 14	<i>Modelo de Park y Paulay – Acero</i>	65
Figura 15	<i>Representación de la Curva de Capacidad Estructural Típica.</i>	66
Figura 16	<i>Tabla 10-7 ASCE 41-17, Rotulas Plásticas en Vigas.</i>	69
Figura 17:	<i>Tabla 10-8 ASCE 41-17, Rotulas Plásticas en Columnas.</i>	71
Figura 18	<i>Representación Bilineal del Espectro de Capacidad.</i>	75
Figura 19	<i>Espectro de demanda reducido por coeficiente de amortiguación.</i>	78
Figura 20	<i>Punto de Intersección del Espectro de Demanda Reducido y el Espectro de Capacidad en Formato ADRS.</i>	79
Figura 21	<i>Determinación de espectro de demanda, Generación de espectro de capacidad y determinación de punto inicial de prueba.</i>	80
Figura 22	<i>Representación Bilineal del Espectro de Capacidad.</i>	81
Figura 23	<i>Determinación del máximo desplazamiento esperado.</i>	82
Figura 24	<i>Sectorización de Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad.</i>	83
Figura 25	<i>Sectorización de Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad.</i>	83
Figura 26	<i>Sectorización de Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad.</i>	83
Figura 28	<i>Sectorización de Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad.</i>	83
Figura 29	<i>Flujograma General de Diseño de Ingeniería de la investigación.</i>	94
Figura 30	<i>Flujograma de la metodología FEMA P 154 -ATC 21, Índice de Vulnerabilidad Sísmica (S).</i>	95
Figura 31	<i>Flujograma de la metodología FEMA 440 -ATC 40, Análisis por Desempeño Sísmico.</i>	96
Figura 32	<i>Ubicación Política de la Muestra de la Investigación.</i>	98
Figura 33	<i>Cartilla de Conformidad de medidas.</i>	100
Figura 34	<i>Visita a campo Edificación 1. Marzo,2023</i>	101
Figura 35	<i>Visita a campo Edificación 1, verificación de medidas.</i>	102
Figura 36	<i>Plano de distribución en planta departamento modelo Nivel 2 hasta Nivel 8, Edificación 1.</i>	106
Figura 37	<i>Visita a campo Edificación 1, verificación y metrado de acabados arquitectónicos.</i>	107
Figura 38	<i>Visita a campo Edificación 1, verificación y metrado de acabados arquitectónicos del último nivel.</i>	108
Figura 39	<i>Mapa de Peligrosidad Sísmica en la Ciudad del Cusco.</i>	109



Figura 40	<i>Especificación del estudio de Mecánica de Suelos de la Edificación 1.</i>	111
Figura 41	<i>Identificación de Irregularidades Verticales, Edificación 1.</i>	115
Figura 42	<i>Distribución de Placas y Columnas de la Edificación 1.</i>	116
Figura 43	<i>Identificación de Irregularidades en Altura, Edificación 1.</i>	116
Figura 44	<i>Identificación de Irregularidades en Planta, medición de abertura de montacarga, Edificación 1.</i>	117
Figura 45	<i>Identificación de Irregularidades en Planta, alineación de vigas, Edificación 1.</i>	118
Figura 46	<i>Cartilla de inspección visual Moderadamente Alta FEMA P154 de la edificación N°1.</i>	120
Figura 47	<i>Revisión de otros peligros según FEMA P154- ATC 21, Edificación 1.</i>	121
Figura 48	<i>Verificación de Adyacencia y presencia de Parapetos en Edificación 1.</i>	122
Figura 49	<i>Plano de detalle de losa aligerada de edificación 1.</i>	125
Figura 50	<i>Distribución de losa aligerada en dos direcciones y losa maciza software ETABS, edificación 1.</i>	125
Figura 51	<i>Detalle de Armado de acero de refuerzo de viga de edificación 1.</i>	126
Figura 52	<i>Definición de elementos tipo frame (vigas) en software ETABS, edificación 1.</i>	127
Figura 53	<i>Detalle de Armado de acero de refuerzo de placa de edificación 1.</i>	127
Figura 54	<i>Definición de Armado de acero de refuerzo de placa en software ETABS de edificación 1.</i>	128
Figura 55	<i>Definición por modelo de fibras del concreto y acero de la placa en software ETABS de edificación 1.</i>	128
Figura 56	<i>Vista en elevación de asignación de cargas a en software ETABS, edificación 1.</i>	130
Figura 57	<i>Vista en planta de asignación de cargas muertas en losas en software ETABS, edificación 1.</i>	132
Figura 58	<i>Vista en planta de asignación de carga viva 1 en losas en software ETABS, edificación 1.</i>	133
Figura 59	<i>Placas y Losas divididas en elementos finitos en software ETABS, Edificación 1.</i>	134
Figura 60	<i>Zonificación Sísmica de Perú.</i>	135
Figura 61	<i>Espectro de Sismo de Diseño de Edificación 1 en sentido X y Y.</i>	136
Figura 62	<i>Elevación de Continuidad de eje central de Sistema Resistente de Placas, Edificación 1.</i>	141
Figura 63	<i>Elección de Puntos de Control Irregularidad Torsional, Edificación 1.</i>	144
Figura 64	<i>Espectro de Sismo de Diseño en Dirección modificado por Irregularidades, Edificación 1.</i>	148
Figura 65	<i>Modelo del Esfuerzo deformación - Modelo de Mander, Edificación 1.</i>	152
Figura 66	<i>Modelo de Esfuerzo Deformación del Acero Asignado.</i>	154
Figura 67	<i>Modificación de la rigidez en Vigas y en Columnas, Edificación 1.</i>	155
Figura 68	<i>Diagrama momento Curvatura VS-1 EJE3(25*60)-2, Edificación 1.</i>	157
Figura 69	<i>Relaciones Generalizadas de Fuerza Deformación.</i>	158
Figura 70	<i>Asignación de Rotulas plásticas para Vigas de Concreto en Software ETABS.</i>	159
Figura 71	<i>Resultados de Momento Rotación para las plásticas asignadas en elementos tipo Viga, Edificación 1.</i>	160
Figura 72	<i>Diagrama de Interacción de la Columna CI 25*55 Edificio 1.</i>	161



Figura 73 <i>Modelo Momento- Curvatura idealizado de Caltrans, columna C1, Edificación 1.</i>	162
Figura 74 <i>Asignación en el Software de rotulas plásticas para secciones tipo Columna, Edificación 1.</i>	163
Figura 75 <i>Resultados de Momento Rotación para las plásticas asignadas en elementos tipo Columna, Edificación 1.</i>	164
Figura 76 <i>Punto de Control para Análisis Pushover</i>	167
Figura 77 <i>Familias de Espectros de Demanda en el sentido X y Y, edificación 1.</i>	168
Figura 78 <i>Familias de Espectros de Demanda formato ADRS en el sentido X y Y, edificación 1.</i>	169
Figura 79 <i>Curva de Capacidad en sentido X, edificación 1.</i>	169
Figura 80 <i>Formación de primera rotula plástica en Vigas en sentido X, Edificación 1.</i>	171
Figura 81 <i>Formación de primera rotula plástica en columnas en sentido X, Edificación 1.</i>	172
Figura 82 <i>Formación de primera rotula plástica en placas en sentido X, Edificación 1.</i>	172
Figura 83 <i>Curva de Capacidad en sentido Y, edificación 1.</i>	174
Figura 84 <i>Formación de primera rotula plástica en columnas en sentido Y, Edificación 1.</i>	174
Figura 85 <i>Colapso de Edificación 1 en sentido Y, rotulas plásticas.</i>	175
Figura 86 <i>Espectro de Capacidad ADRS de Edificación 1, Sentido X.</i>	178
Figura 87 <i>Espectro de Capacidad ADRS de Edificación 1, Sentido Y.</i>	178
Figura 88 <i>Linealización de Espectro de Capacidad ADRS de Edificación 1, Sentido X.</i>	179
Figura 89 <i>Linealización de Espectro de Capacidad ADRS de Edificación 1, Sentido Y.</i>	179
Figura 90 <i>Punto de Desempeño para Sismo de Servicio en Sentido de Análisis X y Y, Edificación 1.</i>	180
Figura 91 <i>Punto de desempeño para sismo de Diseño en sentido de análisis X y Y.</i>	181
Figura 92 <i>Punto de desempeño para sismo Máximo 1 en sentido de análisis X y Y.</i>	182
Figura 93 <i>Punto de desempeño para sismo Máximo 2 en sentido de análisis X y Y.</i>	183
Figura 94 <i>Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido X, Edificación 1.</i>	184
Figura 95 <i>Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido Y, Edificación 1.</i>	185
Figura 96 <i>Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido X, Edificación 2.</i>	185
Figura 97 <i>Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido Y, Edificio 2.</i>	186
Figura 98 <i>Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido X, Edificación 3.</i>	187
Figura 99 <i>Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido Y, Edificación 3.</i>	187
Figura 100 <i>Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido X, Edificio 4.</i>	188
Figura 101 <i>Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido Y, Edificio 4.</i>	189
Figura 102 <i>Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido X, Edificio 5.</i>	189
Figura 103 <i>Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido Y, Edificio 5.</i>	190
Figura 104 <i>Resultado de pruebas de Normalidad.</i>	196
Figura 105 <i>Resultados de U. Mann Whitney con asistencia de Software MiniTab.</i>	196
Figura 106 <i>Rango de variables método Rho de Spearman y Tau de Kendall en SPSS.</i>	197
Figura 107 <i>Resultado Curvas de Capacidad de la muestra Sentido X-X.</i>	200
Figura 108 <i>Resultado Curvas de Capacidad de la muestra Sentido Y-Y.</i>	200
Figura 109 <i>Nivel de Desempeño de la Muestra Sentido de Análisis XX.</i>	201
Figura 110 <i>Nivel de Desempeño de la Muestra Sentido de Análisis YY.</i>	202
Figura 111 <i>Resultado diagrama de dispersión de los resultados codificados.</i>	203
Figura 112 <i>Primeras Rótulas Plásticas de la muestra en sentido XX.</i>	211



Figura 113	<i>Primeras Rótulas Plásticas de la muestra en sentido YY.</i>	212
Figura 114	<i>Visita a campo Edificación 2. Marzo,2023.</i>	222
Figura 115	<i>Medición de alturas de piso y aberturas, Edificación 3.</i>	223
Figura 116	<i>Alineación viga-columna, remate de columnas, Edificación 2.</i>	223
Figura 117	<i>Visita a campo Edificación 3.</i>	224
Figura 118	<i>Verificación Estructural, Edificación 3.</i>	224
Figura 119	<i>Visita a campo Edificación 4.</i>	225
Figura 120	<i>Medición de elementos estructurales, Edificación 4.</i>	225
Figura 121	<i>Cobertura Metálica, Edificación 4.</i>	226
Figura 122	<i>Visita a campo Edificación 5.</i>	226
Figura 123	<i>Acabados de Departamentos, Edificación 5.</i>	227
Figura 124	<i>Verificación de ultimo nivel, Edificación 5.</i>	227
Figura 125	<i>Cartilla de inspección visual Moderadamente Alta FEMA P154 de la edificación 2.</i>	228
Figura 126	<i>Cartilla de inspección visual Moderadamente Alta FEMA P154 de la edificación 3.</i>	229
Figura 127	<i>Cartilla de inspección visual Moderadamente Alta FEMA P154 de la edificación 4.</i>	230
Figura 128	<i>Cartilla de inspección visual Moderadamente Alta FEMA P154 de la edificación 5.</i>	231
Figura 129	<i>Curva de Capacidad en sentido X, edificación 2.</i>	232
Figura 130	<i>Curva de Capacidad en sentido Y, edificación 2.</i>	232
Figura 131	<i>Configuración sin deformar y deformada, sentido de análisis X, Edificación 2.</i>	233
Figura 132	<i>Curva de Capacidad en sentido X, edificación 3.</i>	233
Figura 133	<i>Curva de Capacidad en sentido Y, edificación 3.</i>	234
Figura 134	<i>Configuración sin deformar y deformada, sentido de análisis X, Edificación 3.</i>	234
Figura 135	<i>Curva de Capacidad en sentido X, edificación 4.</i>	235
Figura 136	<i>Curva de Capacidad en sentido Y, edificación 4.</i>	235
Figura 137	<i>Configuración sin deformar y deformada, sentido de análisis X, Edificación 4.</i>	236
Figura 138	<i>Curva de Capacidad en sentido X, edificación 5.</i>	236
Figura 139	<i>Curva de Capacidad en sentido Y, edificación 5.</i>	237
Figura 140	<i>Configuración sin deformar y deformada, sentido de análisis X, Edificación 5.</i>	237

I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Identificación del Problema

1.1.1 Descripción del Problema

1.1.1.1 Ubicación Temporal

El desarrollo de la presente tesis tiene como ubicación política:

- País: Perú
- Departamento: Cusco
- Provincia: Cusco
- Distritos: Cusco
Santiago
Wánchaq

Figura 1

Mapa Político del Perú y su referencia a la región del Cusco.



Nota: Adaptado de Departamento de Cusco (Perú), por EcuRed,
(https://www.ecured.cu/Departamento_de_Cusco)

1.1.1.2 Ubicación Geográfica.

La realización de la presente tesis es geográficamente en la ciudad del Cusco como se puede observar en la Tabla 1:



Tabla 1

Ubicación Geográfica de las cinco edificaciones a investigar.

Nombre	Dirección	Latitud	Longitud
Edificación 1	Calle Triunfo M-7 Huancaro, Santiago.	13°32'00"S	71°58'29"O
Edificación 2	Manzanapata M-2, Santiago, Cusco.	13°31'30"S	71°58'53"O
Edificación 3	Av. La Paz C-12, Wanchaq, Cusco.	13°31'51"S	71°58'05"O
Edificación 4	Av. Diagonal Angamos A17, Wánchaq.	13°31'43"S	71°57'09"O
Edificación 5	Urb. Marcavalle Pasaje Chávez F24, Cusco.	13°31'46"S	71°56'48"O

1.1.1.3 Descripción de la problemática.

Según el Instituto Geofísico del Perú (2014) “a nivel mundial, Perú es uno de los países con mayor potencial sísmico debido a que forma parte del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, región donde la Tierra libera más del 85% de la energía acumulada”. Los sismos del país se pueden clasificar en dos grupos, los primeros que se producen por la subducción de las placas de Nazca y la placa Sudamericana; el segundo grupo se pueden ubicar en el interior del continente y su origen es debido al proceso de subsidencia y reacomodo del escudo brasileño por debajo de la cordillera de los andes; estos sismos son de menor magnitud y frecuencia (Gallego, 2006).

La región del Cusco posee un peligro sísmico alto debido a que está influenciado por estos dos grupos de sismos y por la presencia de fallas geológicas; a su vez Huamán (1987) afirma que: “Desde el punto de vista geodinámico, la región Cusco es considerada como una zona de alta actividad sísmo tectónica” (p.17), además de encontrarse en la zona de estudio de las curvas de intensidades máximas esperadas en la Escala de Mercalli modificada de grado IX (INGEMMET, 2011).

Según Vitelmo (2009): El gran problema de Perú es la construcción informal, gente que construye sus propias viviendas y comercios sin la intervención de un ingeniero y sin cumplir con las normas del código vigente (p.112). En muchos casos las edificaciones de la población cusqueña no poseen un desempeño sísmico adecuado, ya sea porque no se tuvieron buenos diseños



sismorresistentes, no se realizó estudios previos y pruebas de materiales. no se realizaron procesos constructivos adecuados y en la mayoría de casos no se respetan los planos y diseños, menos se contratan profesionales competentes por los propietarios.

Si bien es cierto los avances tecnológicos y de los métodos de análisis sísmicos nos permiten diseñar las estructuras de una manera segura, confortable y con una performance adecuada; esta práctica es teórica ya que no se toma en cuenta que durante un evento sísmico la performance está influenciada por la diversos factores como la calidad de los materiales, el proceso constructivo además que el Análisis Modal Espectral de la norma Técnica Peruana E. 030 de un edificio recurre a un modelo lineal cuando la estructura no tendrá el mismo comportamiento sísmico una vez que incurra en el rango plástico (concepto no considerado en el diseño de una edificación tipo C en la NTP E.030). También se debe tener en cuenta que el diseño sismorresistente en la normativa peruana solo considera una sollicitación sísmica a través del espectro de diseño, esto limita nuestra capacidad de predecir el comportamiento de una edificación y que tan segura es si se tuviera un sismo raro o muy raro en el rango no lineal.

Finalmente al estar en pleno desarrollo constructivo y teniendo edificaciones cada vez de mayor envergadura en la ciudad es necesario priorizar la seguridad de sus habitantes y realizar diagnósticos estructurales tanto visuales (FEMA P154-ATC 21) como análisis completos no lineales (FEMA 440-ATC 40). En la presente tesis se diagnosticará los posibles grados de daño de 5 edificaciones (Figura 2,3 y 4) bajo las dos metodologías ya mencionadas, para observar los posibles fallos que posean tanto en el diseño como en la construcción para terminar correlacionando sus resultados con un análisis estadístico.



Figura 2

Vista Frontal de Edificación N° 1 y Edificación N° 2.



Nota: A la derecha Edificación N° 1 con 9 niveles de altura ubicada en el distrito de Santiago, a la izquierda Edificación N° 2 con 5 niveles de altura ubicada en el distrito de Cusco.

Figura 3

Vista Frontal de Edificación N°3 y Edificación N°4.



Nota: A la derecha Edificación N°3 con 8 niveles de altura, a la izquierda Edificación N°4 de 5 niveles de altura ambas ubicadas en el distrito de Wanchaq.



Figura 4
Vista lateral de Edificación N°5.



Nota: Edificación N°5 con 6 niveles de altura ubicada en el distrito de Santiago.

1.1.2 Formulación interrogativa del problema.

1.1.2.1 Formulación interrogativa del problema general

¿Cuál es el nivel de correlación entre el grado de daño calculado por índice de vulnerabilidad (FEMA P154 - ATC 21) y el grado de daño calculado por desempeño sísmico (FEMA 440 - ATC 40) de las edificaciones residenciales propuestas?

1.1.2.2 Formulación interrogativa de los problemas Específicos

Problema Específico N°1

- ¿Cuál será el grado de daño calculado mediante el índice de vulnerabilidad (S) de las edificaciones residenciales propuestas aplicando metodología FEMA P154 - ATC 21?

Problema Especifico N°2

- ¿Cuál será el grado de daño calculado mediante el desempeño sísmico de las edificaciones residenciales propuestas aplicando Metodología FEMA 440 - ATC 40 para un sismo de diseño?



1.2 Justificación e importancia de la Investigación

1.2.1 Justificación Técnica.

La región de Cusco, se caracteriza por una importante actividad sísmica cortical y presenta muchos sectores de fallas normales activas, las cuales son fallas que ha experimentado una o varias reactivaciones en los últimos 10 000 años (Ortiz de Orue y Contreras, 2011). Las caracterizaciones estratigráficas de la estructura del suelo son producto de las formaciones geológicas, que están relacionadas con la presencia y reactivación de los sistemas geológicos de fallas del Cusco y el Vilcanota. Las aceleraciones calculadas para cada escenario, tomando en cuenta las fallas, se observa que afectan de manera distinta a la ciudad del Cusco, siendo la falla de Tambomachay la más peligrosa para la ciudad por su cercanía, incrementando hasta un $\geq 0.29g$. (p. 200) (Benavente et al,2013)

Por otra parte, la NTP E.030 considera un factor de reducción R asumiendo un buen comportamiento dúctil y que la energía se disipa de una forma correcta, sin embargo, los mecanismos de falla no son descritos dentro de la norma, esto es necesario de comprender ya que las formaciones de rotulas plásticas pueden predecir las posible fallas así como la distribución de momentos cuando la estructura supera su rango elástico, e incursiona al rango plástico (comportamiento cercano a la realidad de una edificación frente a una sollicitación sísmica considerable). Esto sumado a que los proyectos de construcciones son cada vez de mayor envergadura por tales razones la presente investigación se justifica desde el punto de vista técnico ya que en su desarrollo se recopilan, consolidan, aplican, comparan, amplían y analizan conocimientos teóricos y prácticos de la rama de Diseño Estructural de Edificaciones, direccionada al grado de daño mediante un análisis de desempeño sísmico e índice de vulnerabilidad, esto en la especialidad de Sismo resistencia.

1.2.2 Justificación social.

La presente investigación beneficiará en primera medida a la comunidad cusqueña ya que engloba más de 200 familias residentes de las edificaciones quienes en base a los resultados obtenidos podrán tomar medidas de precaución adicionales que estén sustentadas técnicamente o en todo caso reforzar los procedimientos de respuesta, información y recomendaciones, en caso se produzca un sismo de gran magnitud.

Las edificaciones para vivienda han ido aumentando según CAPECO (2022) el sondeo de expectativas de construcción de estos tipos de edificaciones es de un crecimiento de 24.2% anual, es decir se tiene un crecimiento vertical, por esta razón la



investigación constituye un beneficio futuro, ya que se espera que este documento pueda servir como base para estudios del índice de vulnerabilidad y desempeño sísmico por parte de todas las empresas constructoras de la región.

Por otra parte, los beneficiados serán también los estudiantes de la Universidad Andina del Cusco ya que esta investigación puede constituir una base formativa, para el estudio sísmico con nuevas metodologías, normativas y herramientas que puedan incentivar el dominio de software de modelamiento estructural.

1.2.3 Justificación por viabilidad.

La presente investigación es viable ya que se cuenta con los conocimientos necesarios para desarrollarla, estos fueron adquiridos durante la etapa como estudiantes universitarios de la Universidad Andina del Cusco. Desde el punto de vista académico es viable porque se cuentan con las herramientas bibliográficas, teóricas y prácticas, manuales para el dominio del software utilizado y en mayor medida conocimiento y apoyo de los documentos de metodología y normativa para el análisis de vulnerabilidad sísmica, mediante la determinación del índice de Vulnerabilidad aplicando la metodología FEMA P154-ATC 21 y el procedimiento para el cálculo del desempeño sísmico mediante metodología FEMA 440-ATC 40.

De la misma manera se dispone con los equipos necesarios para desarrollar la investigación, tanto los procesos de gabinete como la utilización de software asistido por computadora (ETABS) y los procesos de campo, como metrado de cargas, visualización y medición de elementos estructurales entre otros de ser necesarios. En cuanto al análisis estadístico se hará uso del Software de apoyo SPSS y los ensayos de campo, estos son viables en las edificaciones residenciales ya mencionadas contando con la aprobación de los propietarios de los inmuebles para poder realizar la investigación.

1.2.4 Justificación por relevancia.

La presente investigación adquiere relevancia, en primera oportunidad dentro de la región del Cusco y dentro de la Universidad Andina del Cusco, ya que se cuenta con pocos trabajos similares de la rama estructural, siendo más específicos, el comportamiento sísmico resistente de las estructuras con las metodologías ya mencionadas.

En nuestro País no se ha implementado metodologías, ni se han estipulado normativas dentro de las Normas Técnicas de Diseño (NTP E-030, NTP E-070, NTP E-



060, NTP E-020), para cuantificar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones que albergan una gran cantidad de personas, mucho menos el diseño por desempeño es mencionado a profundidad. La aplicación de un análisis no lineal de cedencia sucesiva (Pushover) no está considerada en las normas peruanas de Diseño sismorresistente E.030; este análisis constituye un importante avance para el diseño estructural ya que se puede determinar la capacidad resistente de la edificación.

Es relevante para la comunidad cusqueña estar a la vanguardia en cuanto al diseño y análisis estructural se refiere, aplicando y ajustando métodos internacionales a su entorno ya que el grado de daño mediante el índice de vulnerabilidad por el método FEMA P154 – ATC 21 (1998), este proceso ha ido colocándose entre la comunidad internacional como uno de los más usados y la metodología FEMA 440- ATC 40 (2005) tiene modificaciones para obtener datos más ajustados a la realidad que su predecesora.

Finalmente se busca validar y correlacionar ambas metodologías en términos de grado de daño para poder brindar recomendaciones de seguridad, soluciones pragmáticas y menos costosas y dar luces del estado general de la edificación. De esta manera, el fin de determinar el grado de daño con ambas metodologías, está en concordancia con lo estipulado en la NTP E.030 dentro de la filosofía de diseño sismorresistente que consiste en: “Evitar pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la edificación”.

1.3 Limitaciones de la Investigación

- Las edificaciones corresponden a la zona sísmica 02 según la norma E.030, con una categoría de uso C.
- Se considera en la presente investigación los aportes de “Peligro Sísmico En La Subcuenca Del Cusco, 2019” presentada por el Msc. Carlos Walter Barrientos Guzmán publicada en el año 2020, donde se proporcionado un estudio detallado de las aceleraciones sísmicas de la subcuenca del Cusco.
- El tipo de suelo es considerado de las mismas características del estudio de suelos del expediente técnico de cada edificación y de las especificaciones de los planos estructurales proporcionados.
- Las limitaciones para el sistema estructural son de acuerdo a la estructura pudiendo ser de concreto armado dual o sistema aporticado.



- Para el material de concreto armado se asume la resistencia a la compresión especificada en cada edificación en el expediente técnico y planos estructurales.
- El acero empleado en el refuerzo estructural se define en base a los expedientes técnicos de cada edificación que en su totalidad corresponden a acero de grado 60 con fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, con un módulo de elasticidad de 2000000 Kg/cm^2 , donde el área transversal de las varillas será sacada de la ficha técnica “Fierro corrugado ASTM A615 – GRADO 60/NTP 341.031.-GRADO 60” presentada por la corporación “Aceros Arequipa”.
- Se considera para el análisis lineal y no lineal que el acero de refuerzo poseerá un comportamiento Elastoplástico perfecto tomando el modelo simplificado de Park Pauley (1992).
- Se considera para el análisis lineal y no lineal que el comportamiento del concreto es isotrópico tomando el modelo de Mander.
- El metrado de cargas se toma como referencia la norma E.020 además de realizar una inspección en campo para determinar la presencia, tamaño, materiales de los muros de tabiquería, acabados de piso, presencia de cargas adicionales, techos de estructura metálica y otras especificaciones del proyecto.
- Para la combinación de cargas para el análisis estático lineal se toma en cuenta las especificaciones señaladas en la normativa vigente E.060.
- Para la combinación de cargas se toma como referencia la alternación de cargas vivas, presentada en la norma E 060 Art 8.9.
- Para la asignación de Rotulas plásticas en el análisis estático no lineal se considera la propuesta de la normativa ASCE 21-17.
- El metrado de cargas para los techos de las edificaciones que lo presenten se verifico en campo cumplen con las especificaciones de: Plastiteja de Eternit ISO 90051 y Techos Aceros Arequipa A ASTM500 de 2mm espesor.
- Se toma para el análisis estático la recomendación de la NTP E.030 de modos de vibración al tener 3 modos por nivel de cada edificación.
- Para la asignación de los brazos rígidos en las uniones de columnas y vigas, así como placas y vigas se considera un factor de 0.5.
- El análisis sísmico no lineal Pushover se realizará en ambos sentidos de la edificación X y Y.



- Se considera para el análisis estático no lineal únicamente la no linealidad del material, que afectara a los componentes estructurales.
- Se hará uso de una prueba de normalidad para calificar el estado de distribución y normalidad de la muestra
- Para el análisis de Correlación de los resultados se utilizará el método de categorización y sectorización para aplicar el teorema de coeficiente de correlación de Pearson (r = coeficiente de covariación estandarizado), de Spearman (s) y de Kendall (T-b).
- Para el análisis estadístico se hará uso de la herramienta de análisis SPSS en su versión 29.
- Para el análisis estático lineal y no lineal de las edificaciones se hará uso de la herramienta de análisis ETABS en su versión 20.0.

1.4 Objetivo de la Investigación

1.4.1 Objetivo General.

Determinar el nivel de correlación entre el grado de daño calculado por metodología FEMA P154 - ATC 21 y el grado de daño calculado por metodología FEMA 440 - ATC 40 de las edificaciones residenciales propuestas.

1.4.2 Objetivos Específicos.

Objetivo Específico N°1

- Calcular el grado de daño mediante el índice de vulnerabilidad (S) de las edificaciones residenciales propuestas aplicando metodología FEMA P154 - ATC 21.

Objetivo Específico N°2

- Determinar el grado de daño calculado mediante el nivel de desempeño sísmico de las edificaciones residenciales propuestas aplicando Metodología FEMA 440 - ATC 40 para un sismo de diseño



II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la Tesis

2.1.1 Antecedentes a Nivel Nacional

- Título: Evaluación del Desempeño Sismorresistente de la Edificación de aulas generales de la Universidad Andina del Cusco, aplicando el Método de Análisis Estático no Lineal (Pushover).

Escalante y Rivera (2020):

Presentan una investigación donde se desarrolla de forma teórica y aplicativa el desempeño sísmico de una estructura; en este caso una edificación de 13 niveles ubicada en el nuevo campus de la Universidad Andina del Cusco, quienes evalúan con la corroboración de planos de diseño, así como de las medidas de los elementos en función al criterio y requerimientos establecidos en la norma peruana, (NTP E. 020, E. 030 y E. 060). Se desarrolló en el programa ETABS una vez modelado la estructura en el software se realiza un proceso de análisis estático no lineal – Pushover con las recomendaciones del ASCE/SEI 41-13. Obtenido los siguientes resultados: “En la dirección X-X la formación de la primera rótula se genera en una viga con una cortante basal de 2058.38tonf y uno 3.7cm a su vez el con una cortante basal de 4407.73tonf y un desplazamiento de 43cm es el punto límite de la estructura antes de incursionar en el colapso En la dirección Y-Y la primera rótula plástica se genera en una viga con una cortante basal de 3457,79tonf y un desplazamiento de 54,90 cm el máximo desplazamiento de la estructura es de 94,21 cm con una cortante basal de 3966,71 tonf”.

La tesis presentada como antecedente nos da el aporte de introducirnos al análisis no lineal de una edificación de importancia A1 de concreto armado, con diferentes geometrías de elementos estructurales. Utiliza una metodología FEMA 440, que se aplicara en la investigación presente, pero esta difiere ya que utiliza el método de coeficientes, una aplicación diferente y que nos da mayor entendimiento de la metodología ya mencionada.

- Análisis de vulnerabilidad sísmica de los módulos escolares públicos en el distrito de Villa María del Triunfo mediante el método Índice de Vulnerabilidad (Fema P-154) y su validación mediante cálculo de distorsiones laterales

Álvarez y Pulgar (2019):



Presentan una tesis que propone la metodología cualitativa de Índice de vulnerabilidad bajo normativa FEMA P-154, que hace uso de cartillas de evaluación visual rápida para poder determinar la vulnerabilidad sísmica para cualquier edificación, De la misma manera, propone una validación de la metodología haciendo uso de un análisis cuantitativo evaluando según la distorsión los posibles efectos que puede tener una estructura después de un sismo ocasional. Para este método se eligió la zona de Villa María del Triunfo ya que al ser un lugar con poco mantenimiento de colegios es necesario mostrar que módulos o pabellones son seguros para los residentes como refugio.

El antecedente expuesto nos sirve de referencia para el conocimiento aplicado de las cartillas de índice de vulnerabilidad propuestas por el FEMA P-154. Por otro lado, la evaluación de distorsión lateral es un antecedente que nos sirve para poder correlacionar la metodología propuesta con un análisis matemático, la investigación difiere debido a la adición del análisis estático no lineal y su correlación estadística.

- Título Análisis de vulnerabilidad sísmica en las edificaciones del conjunto habitacional Pachacutec Wanchaq - Cusco - Perú, 2020.

Alfaro y Martínez (2020):

Presentan un estudio que analiza el nivel de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de albañilería armada del Conjunto Habitacional Pachacutec construidas el año 1983, mediante tres metodologías cualitativas: Método Benedetti-Petrini, Método INDECI y Método FEMA-154 y una cuantitativa: cálculo de las distorsiones laterales mediante la representación física digital en el software ETABS. En vista de la similitud de resultados en las metodologías cualitativas, se concluye que el índice de es alto. Mientras que los resultados obtenidos en la metodología cuantitativa referida al cálculo de distorsiones laterales, resulta un índice de Vulnerabilidad sísmica bajo.

Esta investigación nos acerca a el uso de dos metodologías que buscan expresar la misma vulnerabilidad en sus términos, haciendo uso de solamente un análisis estático lineal que, si bien es acertado, no es el más completo y veraz. Si bien la investigación difiere de la presente tesis esta constituye un antecedente de referencia.



- Título: Evaluación de la respuesta sísmica de una estructura importante de concreto armado en la costa de Lima con presencia de pisos de doble altura en diferentes ubicaciones mediante un análisis no-lineal pushover para determinar los efectos globales.

Zarate y Zaravia (2022):

Presentan un estudio que evalúa el comportamiento estructural de un edificio de hormigón armado de 15 pisos en Lima, Perú, utilizando análisis Pushover no lineal y análisis de desempeño. Los tesisistas presentaron 4 casos de sistemas constructivos de muros estructurales de concreto armado con pisos de doble altura en diferentes ubicaciones para investigar el desempeño de cada caso bajo diferentes niveles de sismos.

Esta tesis nos sirve para poder entender y concretizar los conocimientos propuestos de la metodología de análisis por desempeño, propuesta por el Método del Espectro de Capacidad (FEMA 440). Así como otros manuales y documentos de apoyo como el manual ASCE 41/17 o los objetivos de desempeño propuestos por ATC40 y Comité Visión 2000. Difiere de la investigación en que la evaluación comparativa es de solo una edificación con supuestos estructurales pues se encuentra en etapa de proyecto.

2.1.2 Antecedentes a Nivel Internacional

- Título: Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la Parroquia Huachi Chico en Ecuador.

Cunalata, F. y Caiza, P. (2023):

En la investigación que se menciona, los autores realizan un estudio de vulnerabilidad sísmica en 998 edificios residenciales de la localidad de Huachi Chico de la ciudad de Ambato - Ecuador, esto en respuesta a los eventos sísmicos ocurridos en el año 2016, que demostró que las construcciones de la parroquia tenían falencias significativas; en este estudio aplicaron diferentes metodologías de inspección visual rápida para la determinación de los índices de vulnerabilidad sísmica que están estipulados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), FEMA P-154 y la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS). Los resultados obtenidos por los investigadores cumplen con los criterios de aceptación, por lo que concluyen que la parroquia presenta una vulnerabilidad



media a alta, siendo el sistema constructivo más frecuente los pórticos de hormigón armados con muros de mampostería de 1 a 2 pisos y de 3 a 5 pisos. (p. 89-103) Obtenido: DOI: 10.1007/978-3-031-24971-6_7

La investigación presentada da el aporte de reconocer la metodología FEMA P -154 para la detección de posibles riesgos a la población. Esta validación la realizan comparando los procesos de FEMA P-154 con normativas de detección visual de vulnerabilidad sísmica estipuladas por los Gobiernos de Venezuela y Ecuador; y brinda un alcance de la aplicación de esta metodología en estructuras de tipo C.

- Título: Diseño Sísmico Basado en Desempeño – Revisión de una filosofía alternativa de diseño. XXIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Gaxiola Camacho, J. (2022):

En este artículo sobre el XXIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica se habla de como instaurar el desempeño sísmico o filosofía PBDS como una metodología de diseño en la normativa Mexicana. El autor nos explica como la filosofía PBDS garantiza al ingeniero civil saber la performance de la estructura durante un evento sísmico, y da la certeza de que la estructura no colapsara a pesar de la intensidad del sismo. Finalmente, el autor concluye que, de manera general, existe un acuerdo en que las necesidades futuras del diseño de estructuras sísmo resistentes se basarán en definir objetivos múltiples de desempeño asociados con diversos niveles de peligro sísmico, para los cuales, obviamente se debe garantizar la seguridad de la estructura. (págs. 1-14)

En el artículo se mencionan una variedad de documentos o metodologías de diferentes instituciones internacionales como ATC, FEMA, ASCE que gracias a su constante actualización hoy en día se tiene mayor acceso a la información tanto procedimental como teórica. Se tomó como referencia la descripción de cinco niveles de desempeño en el documento SEAOC Visión 2000 (1995) su descripción de grado de daño. Así como las demandas sísmicas sugeridas para edificaciones de tipo C además de sugerir que se aplique el concepto de diseño por capacidad para determinar la respuesta inelástica de la estructura y con esto diseñar elementos dúctiles en el sistema resistente a carga lateral.



- Titulo: Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena.

Medina y Music (2018):

Los autores determinan el nivel de desempeño de una edificación de concreto armado diseñado bajo la normativa chilena (DS60, 2011, DS61, 2011). Para lo cual se determinó el nivel de desempeño usando el Método de Espectro de Capacidad (MEC), esta metodología sobrepone la demanda sísmica y el espectro de capacidad construyendo así la curva de capacidad estructural para dar paso al espectro de capacidad del edificio, la obtención de esta es mediante un análisis estático no lineal Pushover para este análisis se considera un patrón de cargas laterales en la investigación. Además, los espectros de demanda sísmica considerados se obtienen según movimientos sísmicos de diseño establecidos por Lagos et al. (2012) provenientes de estudios de riesgo sísmico en edificios chilenos. Es importante destacar que para los espectros de desplazamientos elástico se usa la normativa chilena DS61 (2011) y las recomendaciones procedimentales señaladas por ATC y FEMA. A partir de este análisis se obtiene puntos de desempeño para los parámetros de corte por piso y en los muros de corte con el fin de comparar los resultados obtenidos con lo propuesto por Visión 2000.

Se concluye que el edificio analizado cumple, para todos los puntos de desempeño determinados, que el desplazamiento objetivo no supera los límites establecidos por Visión 2000. Por último, el nivel de desempeño del edificio, no supera el operacional para los casos propuestos (p.4)

La publicación presentada como antecedente nos proporciona información base para determinar el nivel de desempeño sísmico de una estructura, utilizando el Método de Espectro de Capacidad MEC (FEMA 440), los patrones de carga asumidos y cual da un resultado más completo de una forma didáctica y práctica, para una mejor comprensión de este proceso analítico. También muestra diagramas y procedimientos de software los cuales servirán de apoyo y referencia para la etapa de modelamiento y análisis estructural sísmico de la edificación a evaluar en la presente investigación.



- Título: Un nuevo procedimiento no iterativo para estimar las demandas sísmicas de estructuras.

Mechaala y Chikh (2022):

Presentan el procedimiento de método de espectro de capacidad (MEC) adoptado en ATC-40 que se considera uno de los procedimientos más conocidos y útiles. Para este procedimiento, la demanda sísmica se puede aproximar a partir de la deformación máxima de un sistema elástico lineal equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) que tiene una relación de amortiguamiento y un período equivalentes mediante el uso de un procedimiento iterativo. Para posteriormente establecer un formato ADRS. Se han realizado diferentes mejoras para tener resultados más precisos en comparación con el análisis de historial de tiempo no lineal (NL-THA). En este documento se presenta un nuevo procedimiento en el que no se requerirá el proceso de iteración. Esto se hará mediante la estimación del espectro de respuesta a la demanda de ductilidad (DDRS) y el correspondiente amortiguamiento efectivo del sistema bilineal basado en un nuevo parámetro de control, llamado coeficiente de límite elástico normalizado (η), manteniendo el atractivo de la implementación gráfica del sistema mejorado. procedimiento de la FEMA-440. La precisión del procedimiento propuesto debe verificarse con los resultados del análisis NL-THA como primera implementación. La comparación muestra que el nuevo procedimiento proporcionó una buena estimación de la respuesta no lineal de la estructura en comparación con las obtenidas al utilizar el análisis NL-THA. (págs. 585–595). Este antecedente valida la decisión de los tesisistas en utilizar la metodología FEMA 440 para el cálculo de desempeño sísmico de la muestra en la presente investigación, ya que el método gráfico obtiene una mejor representación de la respuesta no lineal de la estructura. Explica con mayor precisión el proceso de conversión del espectro de demanda a términos ADRS.

- Título: Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de 4 pisos ubicada en la ciudad de Cuenca-Ecuador.

Torres y Vásquez (2021):

Presentan en su investigación una estructura de pórticos de concreto armado de 4 pisos construida en 1983. Modelado usando software ETABS



hace uso de la metodología del análisis estático no lineal, en conformidad con la norma ecuatoriana NEC-15. Posteriormente se usó la metodología propuesta por el método ATC40-FEMA440 obteniendo resultado las curvas de capacidad en las dirección X+ y Y +, así como los puntos de desempeño de las estructura, para esto se definió las rotulas plásticas siguiendo la metodología propuesta por el ASCE 41-17 Y ASCE41-13 En resumen, el edificio no cumple con los criterios de desempeño de la norma NEC-15, y determinados elementos presentan relaciones demanda-capacidad excesivas, cuyas causas se reflejan en la incursión en la parte no lineal más allá del punto de prevención del colapso en el sentido más vulnerable (X).

Esta tesis nos sirve en referencia para poder concretizar los conocimientos propuestos por metodologías similares como lo son ATC40-FEMA440, profundizando en la explicación y definición de las rotulas plásticas según lo propuesto por el ASCE 41-17 normativas internacionales, así como la obtención e interpretación de las curvas de capacidad.

2.1.3 Estado de Arte de la Investigación

En la ciudad del Cusco se tiene un desarrollo constante en la construcción de viviendas residenciales multifamiliares, estas han pasado de ser construcciones de complejidad ligera a tener más desafíos, como mayores alturas y mayor aforo de habitantes, una preocupación constante es la informalidad en la construcción de estas edificaciones cuando es por administración directa de los propietarios (Vitelmo, 2009). La informalidad en la construcción junto a que la ciudad del Cusco es una zona potencialmente sísmica, debido al análisis del Peligro Sísmico Determinístico (Barrientos, 2019) que concluye que la falla Tambomachay y probable falla Cusco generarían aceleraciones de 0.39 gal y 0.54 gal, estas están activas y generarían sismos de magnitudes máximas de 6.5 Mw, lo cual pone en peligro a los habitantes de estas edificaciones. Este estado de arte explica como mediante dos metodologías de diferente naturaleza que son FEMA P154- ATC 21 (índice de vulnerabilidad sísmica) y FEMA 440 -ATC 40 (desempeño sísmico) se puede predecir los posibles daños frente a una sollicitación sísmica de diseño y ofrecer recomendaciones importantes a los habitantes de la edificación.



En la presente investigación en primera instancia se aplica la metodología de inspección visual descrita en FEMA P154- ATC 21, que utiliza el indicador de índice de vulnerabilidad que identifica posibles errores de diseño y constructivos mediante una inspección visual y llenado de cartillas (Cunalata y Caiza, 2023), estos errores pueden poner a la edificación en un estado vulnerable frente a una sollicitación sísmica de diseño y la metodología da como respuesta una predicción de los posibles daños a la estructura.

En segunda instancia se somete a las edificaciones a la metodología FEMA 440- ATC 40, que se basa en el desempeño sísmico de cada edificación frente a un conjunto de sollicitaciones sísmicas, esta metodología utiliza el método estático no lineal de curvas pushover, que al igual que el anterior método da resultados en términos de posibles daños a la estructura (Medina y Music, 2018).

Ambas metodologías tienen un respaldo internacional, debido a su aplicación en diferentes partes del mundo para poder determinar según sus términos los grados de daño esperados ante la ocurrencia de un evento sísmico, como se puede apreciar en sin ir muy lejos en países como Ecuador y Chile que comparten la ubicación sísmica con el Perú. El calcular un nivel de correlación entre los resultados de ambas metodologías al aplicarlas en 5 edificaciones residenciales construidas por administración directa mayores a 5 niveles en la ciudad del Cusco, busca determinar (si el nivel de correlación es alto) que la metodología FEMA P 154- ATC 21 es replicable a un nivel macro en la ciudad el Cusco para edificaciones de similares características, ya que la metodología FEMA 440 – ATC 40 es un aval con sustento analítico y con menor subjetividad del evaluador (Zarate y Zaravia, 2022); esta correlación es posible ya que ambas metodologías toman en cuenta para su desarrollo los siguientes parámetros:

- Suelo
- Zona sísmica
- Tipo de sistema estructural
- Material de la construcción
- Irregularidades en planta y altura

También según los autores Aguiar (2006) en su libro “Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras” y Alfaro y Martínez (2020) en su investigación “Análisis de



vulnerabilidad sísmica en las edificaciones del conjunto habitacional Pachacutec Wanchaq - Cusco - Perú, 2020” ; realizan un procedimiento similar de validación entre metodologías de diferente naturaleza buscando una detección temprana, fiable, viable y económica de posibles daños a las estructuras después de un sismo, esto con el fin de salvaguardar la integridad física y económica tanto de los habitantes de las edificaciones como de la estructura en sí, estos autores validan un método (FEMA P154 – ATC 21) que si bien es subjetivo, al medir y asignar puntajes de las características geométricas de una edificación y estudios del suelo de autores como Benavente (2004) y Barrientos (2019) se puede brindar un nivel de objetividad que puede ser comparado con un análisis de mayor precisión, complejidad y ajustado a la realidad (FEMA 440- ATC 40) ante una amenaza sísmica.

Para la investigación se tomó como muestra 5 edificaciones residenciales de la ciudad del Cusco las cuales se ubican políticamente según a la Tabla 14 y Figura 32 a continuación se describirá las observaciones de dichas edificaciones en el momento de la evaluación in situ:

- Para la edificación 1 se observa que las vigas del Eje A se encuentran alineadas al borde el elemento vertical lo cual difiere a sus planos estructurales. Se tiene la presencia de un ambiente adicional en el noveno nivel el cual ocupa la mitad del área total en planta.
- Para la Edificación 2 se identifica que la escalera que da acceso a la edificación no tiene conexión con la estructura de esta, ya que están separadas por una junta de separación, ya que esta esta conectada a la edificación contigua que pertenece al mismo propietario.
- Para la Edificación 3 se constata que tiene presencia de vigas acarteladas en el voladizo exterior del sentido Y de la edificación, así mismo en la parte posterior de la edificación se tiene una distribución de departamentos dúplex, lo cual fue considerado en el análisis estático no lineal y no lineal.
- Para la Edificación 4 se observa que en cuanto al uso de la edificación en el primer nivel es de uso comercial.
- Para la Edificación 5 se observa la presencia de una columna adicional en el eje B, el cual no ha estado contemplado en sus planos estructurales.



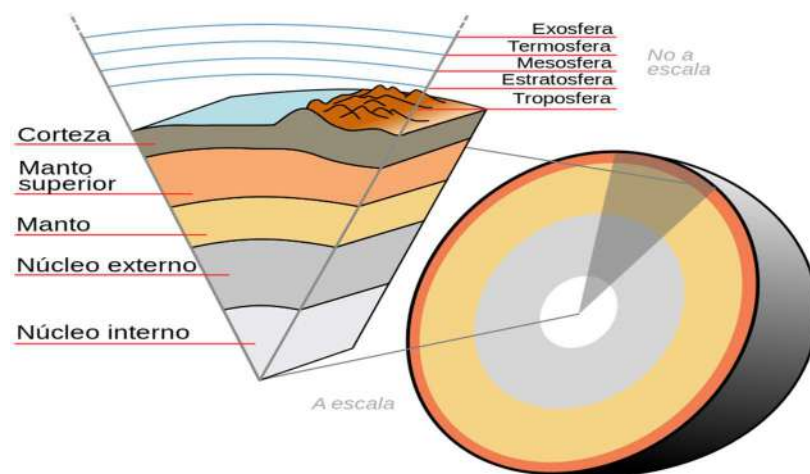
2.2 Aspectos Teóricos Pertinentes

2.2.1 Los Sismos.

La Tierra tiene una formación heterogénea que está conformada por capas concéntricas que son; el Núcleo, el manto y la corteza. Cada una con sus propias características físicas y químicas diferentes (Gutenberg, 1959). La capa más externa (la corteza) es la capa sobre la cual se vive y se generan los terremotos tiene un espesor de 25 a 40 km; esta a su vez se subdivide en corteza oceánica y corteza continental. (Gallego, 2006)

Figura 5

Corte Transversal de la Composición de la Tierra.



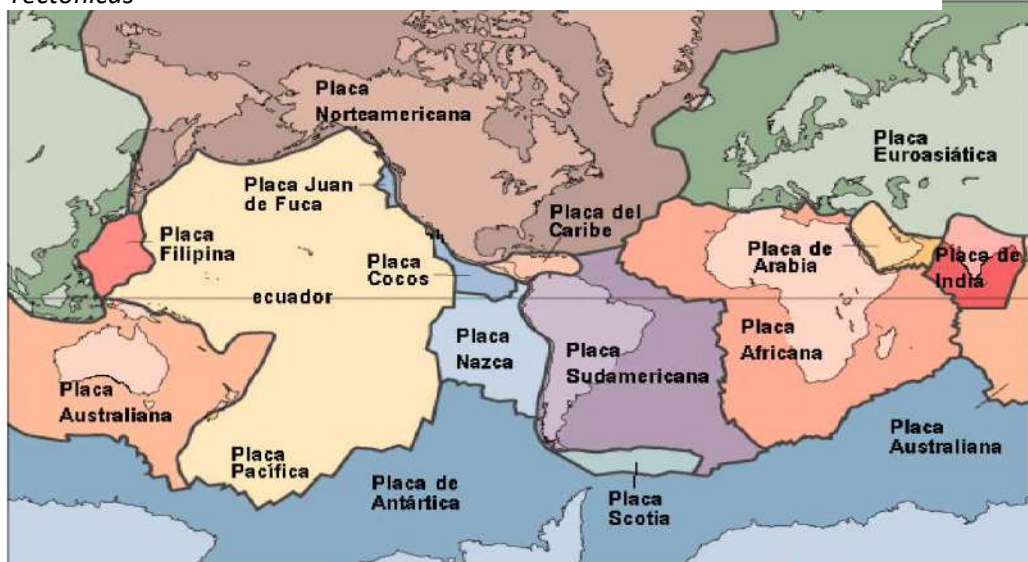
Nota: Adaptado de Estructura de la Tierra, por Kemp J. en elementos e ilustración USGS, 2007, (<http://pubs.usgs.gov/publications/text/inside.html>)

Así se puede definir que los sismos son procesos de liberación de energía debido al fenómeno del movimiento cortical que existe por medio del principio físico de convección, el material caliente del manto aflora en los fondos marinos empujando los materiales previamente aflorados. Este empuje constante genera el choque de las placas, por lo cual en el borde las mismas existe una fuerza de interacción que al superar la resistencia de los materiales produce un rompimiento y esto constituye el origen de un terremoto (Hess, 1962). Este rompimiento genera un desplazamiento que a su vez genera las ondas de esfuerzo que constituyen un terremoto además se genera energía que se disipa en calor, ruido y movimiento. Los sismos pueden ser de origen tectónico, geológico, geotécnico y antrópicos, y estos dependen claramente del punto de origen del sismo el cual en sismicidad se conoce como foco o hipocentro.



Los sismos se consideran someros si ocurren a una profundidad menor a 60 km, profundos si ocurren a más de 300km bajo la superficie y de profundidad intermedia en el resto de los casos. (Gallego, 2006)

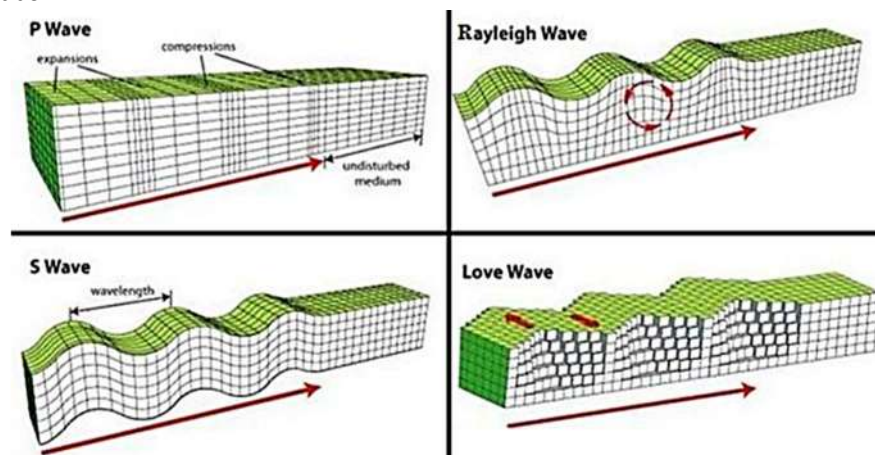
Figura 6
Placas Tectónicas



Nota: Adaptado de Placas Tectónicas, por Kemp J. en elementos e ilustración (USGS, 1999)

Para gallego (2006): “Los terremotos son movimientos ondulatorios y por ellos son procesos por los cuales a través de medios físicos se propagan ondas de energía de un lugar a otro sin transferencias de materia; estas son ondas mecánicas, las cuales se pueden clasificar en ondas de cuerpo y ondas superficiales las primeras que son “ondas P y S” y las segundas conocidas como Love, Rayleigh y menos comunes las Stoneley.”

Figura 7
Tipos de Ondas



Nota: Adaptado de ondas Mecánicas por Gallego M, 2004.



2.2.2 Peligro Sísmico.

El Peligro Sísmico puede definirse como: la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que un valor fijado. (p.6) (Castillo y Alva, 1993). Este peligro es generado por la geodinámica interna de la tierra, que es un proceso natural, otros factores como la geodinámica externa, las condiciones geológicas y geomorfológicas, condiciones climáticas e hidrológicas también pueden influir. Asimismo, las condiciones antrópicas que engloban al ser humano, como el asentamiento de sus comunidades, la planificación urbana, la calidad de materiales de la zona, y la capacidad socioeconómica de la misma pueden afectar esta probabilidad.

2.2.3 Riesgo Sísmico.

Se puede entender el riesgo como la posibilidad que cierta situación se produzca y como desenlace tenga el perjuicio o daño sea de una persona, comunidad o localidad, en término más complejos se puede decir que es la evaluación de pérdida o daño de vidas, bienes materiales o economía en un área específica por un periodo de tiempo. Se evalúa en función del peligro y la vulnerabilidad. (INDECI, 2005)

El Riesgo sísmico entiende dos aspectos, uno científico y otro económico, desde el punto de vista científico al ingeniero le interesa que una estructura se comporte adecuadamente frente a un sismo. (Muñoz, 1989). En 1980, la UNESCO propuso relacionar todos los aspectos del problema con la siguiente ecuación:

$$\text{Riesgo} = \text{Peligro} * \text{Vulnerabilidad} * \text{Valor Económico} \quad (1)$$

Donde:

Peligro: Probabilidad de Ocurrencia

Vulnerabilidad: Grado de resistencia y/o exposición frente a un peligro

Valor económico: Coste de los bienes en el mercado

2.2.4 Sismicidad y Fallas Geológicas en la Región Cusco.

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que hay en la Tierra, formando parte del Cinturón Circumpacífico. (CISMID,2013, p 21). “La actividad sísmica del país resulta de la interacción de las placas tectónicas “Sudamericana” y “Nazca” y también del reajuste producidos en la corteza terrestre a consecuencia de la interacción y morfología del Aparato Andino” (Castillo y Alva, 1993, p.2). Los principales rasgos tectónicos de la región occidental de Sudamérica,

como son la Cordillera de los Andes y la Fosa Oceánica Perú-Chile, están relacionados con la alta actividad sísmica y otros fenómenos telúricos en la región, donde la segunda fuente de origen de sismos la constituyen las fallas geológicas, formadas como efecto secundario de la colisión de placas que producen fracturas y plegamientos en la corteza terrestre.” (p.2) (Castillo y Alva, 1993)

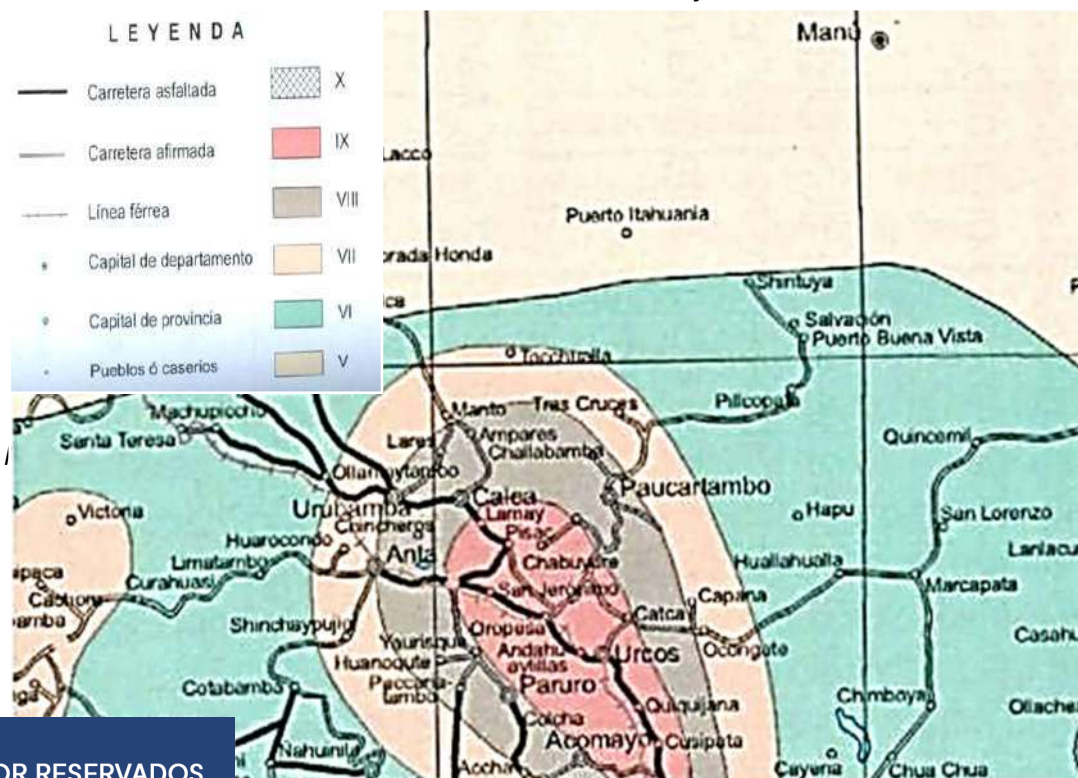
Las fuentes sismogénicas 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12 llamadas “continentales” tienen injerencia con la actividad sísmica superficial andina. De las cuales las fuentes número 12, 18 y 19 tienen influencia en la Región Cusco. (p.3) (Castillo y Alva,1993).

Asimismo, Castillo y Alva (1993) en el VII congreso nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones desarrollado en la ciudad de Lima afirman que: “La zona Sur tiene un modelo sísmico simple y regular, ya que ha experimentado cuatro grandes sismos cuyo tiempo de recurrencia es del orden de un siglo; ésta es una zona de alto riesgo sísmico.” (p.6)

Consecuentemente la sismicidad de la región Cusco se puede ver reflejada en las magnitudes registradas en los dos últimos sismos importantes, como los de 1950 y 1986 que alcanzaron los 6 y 5.2 respectivamente, aunque no son de gran magnitud el carácter superficial (0 y 60 km de profundidad) los hace bastante peligrosos (Municipalidad del Cusco, 2019). En cuanto al peligro sísmico, el área de estudio y alrededores se ubica en la zona de intensidades máximas de IX a VIII MM, según el mapa de intensidades máximas elaborado por Alva et al. (1984) dentro del proyecto SISRA CERECIS mostrado a continuación en la Figura 8.

Figura 8

Curvas de intensidades máximas de Escala de Mercalli modificada.





Es importante reconocer que: Una falla geológica se define como una ruptura en la corteza terrestre en la cual se friccionan los bloques rocosos que son separados por esta. (Universidad de Costa Rica y Red sismológica Nacional, 2019) Hay tres principales tipos de fallas: normal, inversa y de desplazamiento de rumbo. Las Fallas pueden causar sismos al tener esta interacción de bloques generando energía al estar esta asperidad que soporta la presión, hasta que ceden liberando dicha energía

“Desde el punto de vista geodinámico, Cusco como región puede ser considerada como una zona de alta actividad sismo tectónica”. (Benavente et al., 2013).” El sistema de fallas activas abarca una franja con más de 250 Km de largo, pasando aproximadamente a 4 Km. de la ciudad del Cusco” (Municipalidad del Cusco, 2019) consecuentemente en la región Cusco se ha reconocido y estudiado el sistema de fallas activas ubicadas en las zonas Zurite-Chincheros, Qoricocha, Tambomachay, Pachatusan y Urcos; y el sistema de fallas del Vilcanota que comprende Pomacanchis, Sangarará y Langui-Layo. (Benavente et al., 2013). A continuación, se muestra la Tabla 2 con algunas fallas geológicas de interés geodinámico para la ciudad del Cusco.

Tabla 2

Principales sistemas de fallas activas que pasan por la región Cusco

Código	Nombre
PE-09	F. Zona Cusco
PE-10	F. Ocongate
PE-11	F. Vilcanota

Nota: Adaptado de (*Macharé y otros, 2003*)

Para Pomachagua (2000): “Existe relevancia en otras fallas no consideradas dentro de la Tabla 2. Adaptada del Instituto Geofísico del Perú, por lo cual se mencionan en la Tabla 3 ya que 4 de ellas pasan o se encuentran en la región Cusco.”

Tabla 3

Principales fallas en la Región de Cusco

Sistema de Falla	Ubicación	Orientación	Tipo de Falla	Long. de Falla
Zurite	Cusco	EW	Normal	20km
Tambomachay	Cusco	EW	Normal	15km
Urcos	Cusco	NW-SE	Normal	70km
Alto Vilcanota	Cusco	N150°E	Normal	20km

Nota: Adaptado del Instituto Geofísico del Perú, 2008.



2.2.4.1 Registro Histórico de Sismos de la Región Cusco.

Entre 1900 y 1960: se dispone de datos instrumentales que permitieron estimar de manera aproximada los parámetros sísmicos (USGS, 1999).

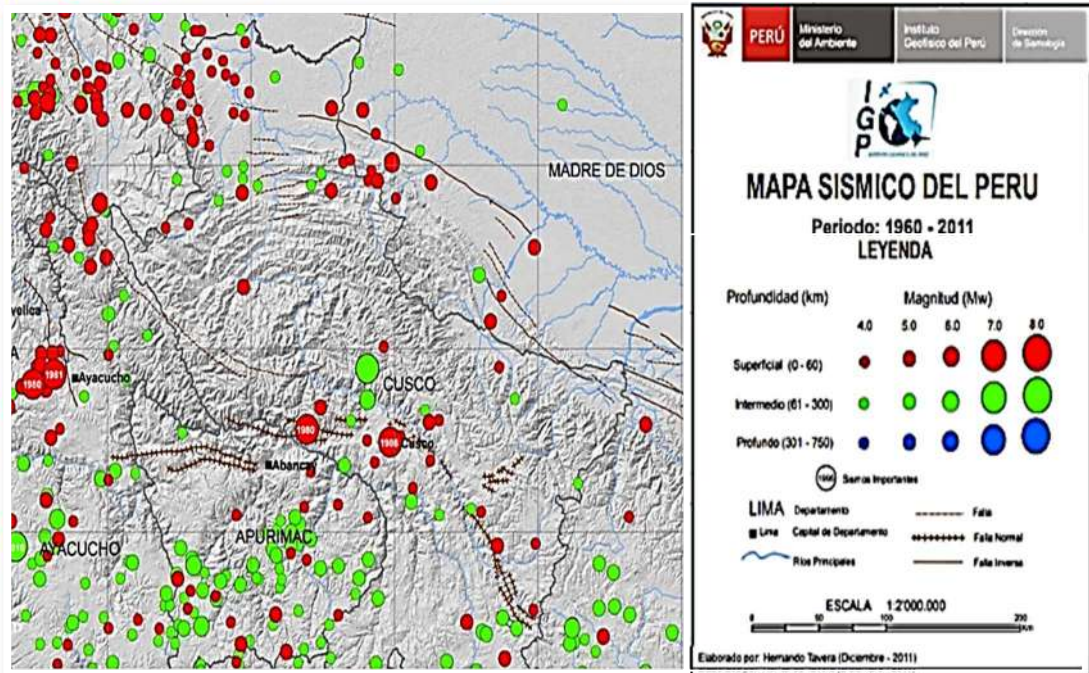
Engdahl y Villasenor (2022): “entre 1960 y 2012 se dispone de datos instrumentales más precisos y, por ende, permite la mejora de la base de datos sísmicos.”

Según Benavente et al., (2004):

“El Registro sísmico toma en cuenta los grandes sismos que afectaron a la región del Cusco en el pasado y es importante ya que nos permite estimar el real potencial sísmico de la región. En los últimos años con una recurrencia del 33.33% aproximadamente se han registrado sismos que generan muy pocos daños severos y danos menores en muchas edificaciones.

- Según datos recopilados, el terremoto del Cusco ocurrido el 31 de marzo de 1650; con epicentro cerca de la ciudad del Cusco, fue el evento más destructor y de larga duración, que ocasionó la muerte de unas 5,000 personas.
- En 1950 la ciudad del Cusco sufrió un gran movimiento telúrico que destruyó casi la totalidad de viviendas (Gran mayoría de adobe).
- El 5 de abril de 1986. Sucedió un terremoto en Cusco a las 15:15 horas, Magnitud de 5.8 grados Richter. Fue un evento destructor que generó grandes daños a las edificaciones históricas de la zona monumental de la ciudad dejando 9 muertes, 80 heridos y 13 mil damnificados. Según Cabrera y Sebrier (1988), “este sismo tuvo su epicentro a 8 km al noreste de la ciudad de Cusco. Fue generado por la reactivación de las fallas Chinchero-Qoricocha, presentó una longitud de 3 km y desplazamiento de hasta 10 cm, con extensión en dirección Norte-Sur”.
- Por otro lado, se tiene el registro de Sismos de mediana intensidad registrados desde el año 2010 al 2019, con un total de 53 sismos registrados, realizado por la Municipalidad Provincial del Cusco en el documento: “Plan de Contingencias frente a Sismos (2019)”
- Durante el año 2022 se han registrado un total de 14 sismos en la región Cusco de intensidad moderada con una media de 3.4 grados en la escala de Richter. (IGP, 2022)

Figura 9
Distribución de la actividad sísmica en la Región Cusco.



Nota: Adaptado de Distribución sísmica, por IGP Instituto Geofísico del Peru, 2014

2.2.5 Estructuras.

Las estructuras son un conjunto tridimensional de elementos materiales ordenados y conectados, que interactúan entre sí, con el fin de soportar cargas de manera estable, mantenido su forma a lo largo del tiempo, para esto cuenta con determinado número de elementos, casi siempre de uno a dos materiales homogéneos, que se extienden entre dos nudos que son los puntos donde convergen con otros elementos y la mayoría de las veces son prismáticos. (Cisternas y Pedro, 2016)

Según Cervera y Blanco (2002): “Las estructuras deben cumplir con 4 criterios básicos que son: funcionalidad, seguridad, economía y estética. Adicionalmente a estos están los criterios de impacto ambiental, la factibilidad de mantenimiento y gestión.

2.2.5.1 Tipos de Estructuras según su material.

Según la Norma Técnica Peruana E.030 (2014). Así como las estructuras soportan diferentes tipos de sollicitaciones, la siguiente clasificación es de acuerdo al sistema estructural resistente a los sismos,

2.2.5.1.1 Estructuras de Concreto Armado



- Pórticos: Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa en las columnas de los pórticos, puede tener presencia de muros estructurales.
- Muros estructurales: Por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base actúa sobre los muros estructurales.
- Dual: Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los muros estructurales resistente entre 20% y 70% de la fuerza cortante en la base.
- Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL): La resistencia sísmica se da por muros de concreto armado de espesores reducidos, en el que prescinde extremos confinados y el esfuerzo vertical se dispone de una sola capa.

2.2.6 Filosofía de Diseño Sísmico Estructural

Según el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018) en la norma Técnica Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente plantea:

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establece en la presente Norma los siguientes principios:

- i. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- ii. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- iii. Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla 5 de la norma E.030 Diseño Sismorresistente, se debería tener consideraciones especiales, orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un Sismo Severo. (p. 9)

Estos puntos se pueden considerar como los Objetivos de Desempeño basados en cumplir con la deriva normativa y el diseño por capacidad; sin embargo, no se comprueba que así realmente sea ya que son Objetivos de Desempeño manejados de forma implícita.

2.2.7 Método de análisis modal espectral de la Norma E030



En el Perú la Norma E.030 (2018) describe y considera un procedimiento estático y un procedimiento dinámico activo modal espectral. Estos son llamados también los métodos de diseños basados en fuerzas (FBD) en la que se basan la mayoría de los códigos.

El análisis estático considera que las fuerzas provenientes de los movimientos sísmicos se aplican en el centro de masas de cada estructura. Para determinar la cortante estática en la base, emplean factores que consideran la zona en que la que se desarrolla el proyecto, el uso de la misma, el suelo donde se va a cimentar, un coeficiente de amplificación sísmica y un factor de reducción de fuerzas que depende de la regularidad estructural en altura y en planta. Asimismo, este análisis permite obtener el periodo principal de vibración y el porcentaje de masa participativa. Por su parte, el análisis dinámico modal espectral determina la fuerza cortante basal mediante una combinación de los modos que superen el 90% de la masa total (al menos tres modos). Realizado el análisis, se verifica que se cumplan con los desplazamientos relativos de entrepiso (derivas) estipuladas en la Norma E.030. La deriva debe ser menor al 7%. En caso no se cumpla este criterio, se debe rigidizar la edificación y volver a realizar el análisis, en el caso de estructuras de concreto armado. (Montufar,2022) (p.32)

Para el autor Huamani Camargo (2020):

Este diseño es erróneo ya que se conoce las fuerzas, pero no el desplazamiento. Sus limitaciones son las siguientes:

- Trabaja en el rango elástico lineal (estructura podría estar inelástica).
- Considera la rigidez independiente de la resistencia.
- Considera erróneamente que para cada curvatura de fluencia se tiene una diferente resistencia, es decir asume que la capacidad de desplazamiento elástico es proporcional a la resistencia (acero de refuerzo).
- Lo correcto es que la curvatura de fluencia no depende de la resistencia.

Priestley (1993) describe las falacias y mitos de los métodos tradicionales de diseño en la ingeniería sismorresistente. En el texto, se precisan detalles de la falta de compatibilidad entre el diseño y el comportamiento real de las edificaciones, lo que lleva a la búsqueda de alternativas más eficaces y aproximadas

2.2.8 Vulnerabilidad Sísmica.

“Es el grado de resistencia y/o exposición de uno o un conjunto de elementos frente a la ocurrencia de un peligro ya sea: físico social, económico, cultural, institucional y otros” (INDECI, 2005)



“La Vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica propia de su comportamiento ante la acción de un sismo descrito a través de la ley de causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño” (Sandi, 1986) Para poder evaluar la vulnerabilidad existen varias metodologías y son definidas por el tipo de daño que se pretende evaluar, la cuantificación de esta es a su vez un tema de amplia investigación, donde se pueden mencionar que existen métodos cualitativos y cuantitativos que expresan en sus términos las estimaciones o predisposiciones sobre alguna estructura.

Bajo lo expuesto, se puede llegar a interpretar que en la gran mayoría de casos es muy difícil o no se puede actuar sobre el peligro o la amenaza, así es más factible y sencillo actuar sobre la vulnerabilidad de los elementos que evaluamos para poder reducir el riesgo. La vulnerabilidad para el CENEPRED (2013) comprende 3 factores importantes, la exposición, la fragilidad y la resiliencia. Sin embargo, existen otros indicadores o parámetros, más aún cuando se hace referencias a estructuras, es importante para el ingeniero evaluar la vulnerabilidad ya que nos interesa el efecto combinado de la recurrencia sísmica y la respuesta de una estructura, así como su proceso constructivo, la calidad de los materiales usado, las características geomorfológicas y geológicas de la zona, las características físicas de la estructura, la respuesta de la población, entre otros. En la Tabla 4 se ve el rango del nivel de vulnerabilidad de una edificación.

Tabla 4
Grados de Vulnerabilidad

Vulnerabilidad	Rango
Vulnerabilidad Baja: (B)	Ambar
Vulnerabilidad Moderada: (M)	Naranja
Vulnerabilidad Alta: (A)	Rojo

Nota: Adaptado de Metodologías para evaluación de Vulnerabilidad, UNI, 2015

2.2.8.1 Metodologías para medir la Vulnerabilidad en edificaciones.

Los métodos para medir la vulnerabilidad en edificaciones se agrupan en dos categorías generales, los de vulnerabilidad observada y vulnerabilidad calculada (figura 10). (Caicedo et al., 1994)

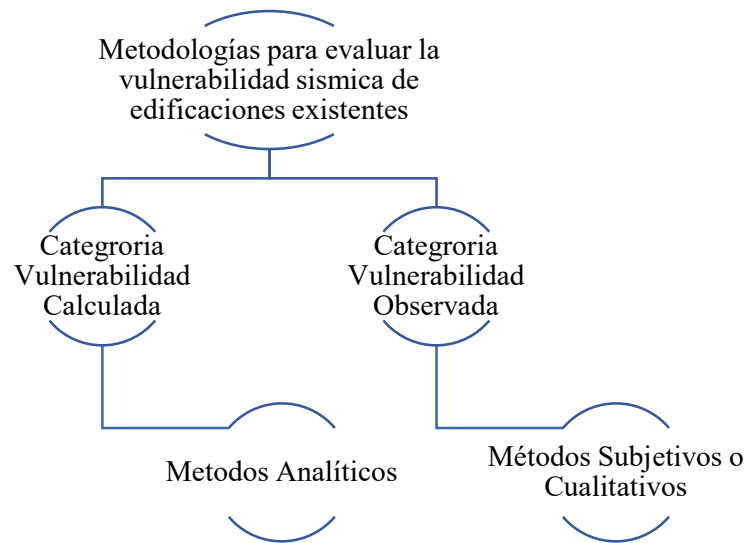
“En la primera categoría se hace uso de un modelo estructural simulado en software bajo el efecto de cargas sísmicas dinámicas y/o estáticas, así como



los resultados de los ensayos a los materiales realizados en el laboratorio o in situ, así se puede determinar el índice de daño de las edificaciones, partir de lo observado en el modelo o el daño existente observado en las estructuras tras la acción de un sismo; estos son los métodos analíticos. En la segunda categoría se emplean métodos de observación del daño ocurrido posterior a la acción de un movimiento telúrico o mediante índices de vulnerabilidad esta categoría muestra los métodos subjetivos” (Peralta, 2002)

Figura 10

Metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica.



2.2.9 Metodología FEMA P154 y ATC 21.

Los métodos ATC 21 y FEMA P154 son métodos cualitativos que se complementan entre sí y tienen el mismo principio de evaluación, realizar observaciones a una edificación que aumentarán o reducirán el grado de vulnerabilidad y la probabilidad de colapso, también si la edificación es apta para refugio en un evento sísmico, etc. El método ATC 21 (1998) “Método de revisión por filtro de Peligros sísmicos Potenciales en edificaciones existentes” o “Rapid Visual Screening of Building for Potencial Seismic Hazards”; en inglés, es un método cualitativo sencillo en el que se otorga una calificación inicial a una edificación sustentada en la revisión realizada que va restando o sumando puntos según las características estructurales de la edificación. La escala de este método va desde 0 a 6 siendo 0 un mal comportamiento sísmico y 6 muy buen comportamiento sísmico. El procedimiento comienza por identificar la zona sísmica que permite determinar el tipo de cartilla adecuado seguidamente se determina el sistema estructural que resiste las fuerzas sísmicas, así



como el material que lo compone. De esta manera dependiendo de factores como la altura, la antigüedad, así como las irregularidades en planta y en altura; las cuales el mismo método establece, se van puntuando las cartillas. El método FEMA P-154 es usado en los Estados Unidos por el Federal Emergency Management Agency (FEMA), es un método cualitativo, que sirve para determinar si se ha de reforzar o rehabilitar una edificación frente a los movimientos sísmicos. Se determina a través de medir el nivel de vulnerabilidad y el porcentaje de colapso de la edificación, el índice 2 significa que la edificación tiene una probabilidad de 1 a 100 de que colapse. (FEMA P-154, 2015), si el Índice de la metodología es mayor o igual que dos (≥ 2), no necesita reforzamiento. Para determinar el índice de vulnerabilidad (S) se deben medir los siguientes parámetros:

1. En primer lugar, se determina la región sísmica, se verifica el periodo del suelo y mediante la aceleración espectral de respuesta se escoge la región, tal como se muestra en la Tabla 5 donde la sigla “g” equivale a la aceleración de la gravedad en dirección horizontal: este parámetro determina el tipo de cartilla para poder puntuar y evaluar las edificaciones. Hay 5 tipos de cartillas que la metodología ofrece: baja sismicidad, moderada sismicidad, moderada-alta sismicidad, alta sismicidad y muy alta sismicidad. (Applied Technology Council y Federal Emergency Management Agency , 2015). Para esta selección se tomará en cuenta al autor Barrientos (2019): Del análisis del Peligro Sísmico Determinístico se concluye que la falla Tambomachay y probable falla Cusco generarían aceleraciones de 0.39 gal y 0.54 gal, es activa y generaría sismos de magnitudes máximas 6.5.

Tabla 5
Región Sísmica según ASCE 2013

Región sísmica	Aceleración del suelo según el periodo (periodo corto o 0.2 s)	Aceleración del suelo según el periodo (periodo largo o 1 s)
Bajo	menos de 0.25g	menos de 0.10g
Moderado	mayor o igual a 0.25g pero menor que 0.50g	mayor o igual a 0.10g pero menor que 0.20g
Moderado alto	mayor o igual a 0.50g pero menor que 1.00g	mayor o igual a 0.20g pero menor que 0.40g
Alto	mayor o igual a 1.00g pero menor que 1.50g	mayor o igual a 0.40g pero menor que 0.60g
Muy alto	mayor o igual a 1.50g	mayor o igual a 0.60g



Nota. Adaptado de “Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: a handbook”, 3rd Edition, por Federal Emergency Management Agency, 2015.

2. En segundo lugar, se determinan el tipo de suelo, este parámetro se evalúa mediante el cuadro presentado por American Society of Civil Engineers (ASCE, 2013) y que también es usado también por la NTP E. 030 en la Tabla N°2 (p.10), Se muestra la clasificación en la Tabla 6:

Tabla 6
Tipo de Suelo según ASCE 2013

Tipo de suelo	Velocidad cortante de las ondas, V_s	SPT, N	Resistencia no drenada al cortante por encima de los 100 pies, S_u
A: Roca dura	$V_s > 5000$ pies/s		
B: Roca	$2500 < V_s < 5000$ pies/s		
C: Suelo muy denso y Roca suave	$1200 > V_s > 2500$ pies/s	$N > 50$	$S_u > 2000$ psf
D: Suelo rígido	$600 > V_s > 1200$ pies/s	$15 < N < 50$	$1000 \text{ psf} < S_u < 2000 \text{ psf}$
E: Arcilla suave	$V_s \leq 600$ pies/s Más de 10 pies de espesor de suelo con índice de plasticidad $P_f > 20$, contenido de agua $w > 40\%$ y $S_u < 500$ psf	$N < 15$	$S_u < 1000$ psf
F: Suelo pobre	-Suelo que requiere de evaluaciones específicas. -Suelo vulnerable a fallas potenciales o colapso bajo cargas sísmicas como licuefacción del suelo, arcillas altamente sensitivas, suelo colapsable débilmente cementado. -Arcilla orgánica o espesor mayor a 10 pies de turba. -Muy alta plasticidad de las arcillas ($P_f > 75$). -Más de 120 pies de suave o mediana arcilla rígida.		

Nota: Adaptado de “Minimum design for buildings and other structures”, por ASCE/SEI 7-10, 2013.

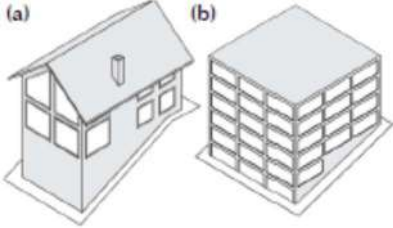
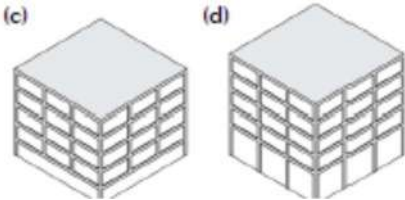
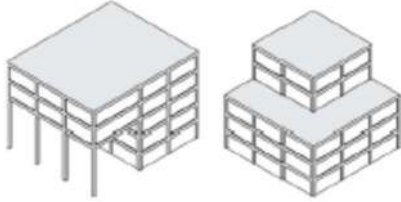
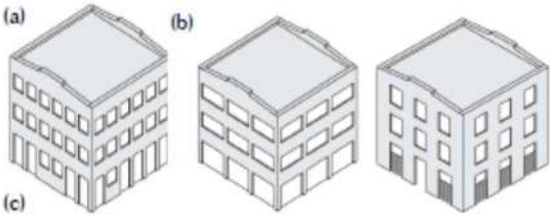
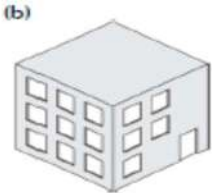

En caso no se pueda determinar el tipo de suelo en el lugar de estudio, la metodología FEMA P-154 y ATC 21 recomiendan considerar como “suelo rígido (D)”.

3. Tercero, según FEMA P-154 (2015) se escoge el tipo o sistema estructural de la construcción este determina el puntaje inicial en la cartilla de evaluación teniendo en su calificación 17 configuraciones posibles de las cuales mencionamos las utilizadas en la investigación

- C1: Construcciones de concreto resistente a los momentos.
- C2: Construcciones de concreto con placas.
- C3: Construcciones de concreto con muros de ladrillo no reforzado.

4. En el cuarto paso se verifican las irregularidades verticales existentes como como se muestra en la Tabla 7: se muestra el resumen de las irregularidades en altura que considera la metodología. FEMA P-154 (2015).

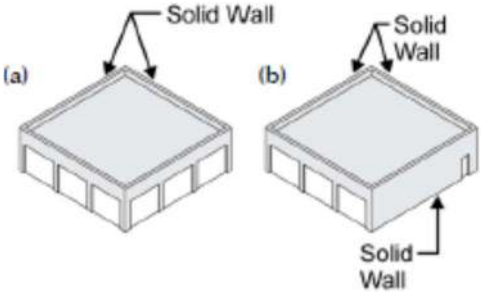


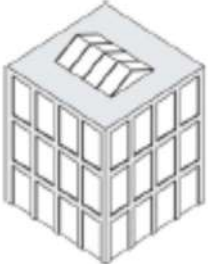
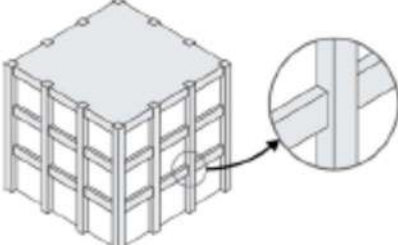
Tabla 7
Irregularidades Verticales según FEMA -P154

Irregularidad Vertical	Severidad	Instrucción
Lugar Inclinado 	Varia	Se aplica si hay más de 1 piso inclinado. a) para W1, moderado y b) para las demás estructuras, severo.
Piso Débil 	Severo	c) Cuando uno de los pisos tiene menos muros o columnas que los otros y d) cuando un piso es más alto que los otros.
Out-of-plane setback 	Severo	Aplica cuando se tiene esquinas verticales que hacen variar la homogeneidad de las estructuras.
Columna Corta 	Severo	a) Cuando algunas columnas son más pequeños que los otros en el mismo piso, b) cuando las columnas son más pequeños que el peralte de las vigas y c) hay muros que acortan el tamaño de las columnas.
In-plane setback 	Moderado	Se aplica cuando hay descompensación de los sistemas laterales por presencia de muros de corte en un solo sentido.
Niveles divididos 	Moderado	Se aplica si el diafragma de la construcción no está alineado con los demás.

Nota. Adaptado de "Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: a handbook", 3rd Edition, por Federal Emergency Management Agency, 2015.

5. En quinto lugar, se verifican las irregularidades en existentes como se muestra en la Tabla 8, se muestra el resumen de las irregularidades en planta que considera la metodología. FEMA P-154 (2015),

Tabla 8
Irregularidades en Planta según FEMA P-154

	Irregularidad en planta	Instrucción
Torsión		Se aplica si hay buena resistencia lateral en una dirección, pero no en la otra, o si hay excentricidad de rigidez.
Sistemas no paralelos		Se aplica si los lados de la construcción no forman 90°.
Esquinas entrantes		Aplica cuando se tiene esquinas verticales que hacen variar la homogeneidad de las estructuras.
Diafragmas abiertos		Se aplica si las aberturas son más del 50% del área total.
Vigas no alineadas con las columnas		Se aplica cuando el perímetro de las columnas está fuera del perímetro de las vigas.

Nota. Adaptado de “Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: a handbook”, 3rd Edition, por Federal Emergency Management Agency, 2015.



Es importante mencionar que ambas irregularidades sean en planta como en altura son evaluadas de manera visual por lo cual su nivel de complejidad no es elevado, sino al contrario son simplificados.

6. Como último paso se definen los pre-codes y Post-benchmarks, los cuales son determinados por el año en que la norma de construcción sismorresistente cambia drásticamente, para el caso peruano se usará el año 2003; que es el año en el que la norma sismo resistente fue modificada considerablemente, debido al sismo en Arequipa, Moquegua y Tacna en el año 2001, donde se observó que la norma del año 1997 no había corregido los desplazamientos laterales de las edificaciones por lo que era necesario una modificación que considerara un sismo amplificado a cargas ultimas (Blanco, 2010).

En el año 2016 se acepta la modificación de la norma donde se añade una zona sísmica, se modifica el factor de amplificación y otros cambios que se consideran como un cambio importante a la norma. Por lo tanto, las edificaciones construidas antes del año 2016 tendrán puntaje negativo y los que fueron construidos después tendrán un puntaje positivo. En la Figura 14 se muestran las cartillas de inspección de vulnerabilidad para el primer nivel de una región moderadamente alta y una región moderada las cuales son usadas en el desarrollo de la investigación.



- Nivel 1: Sismicidad Modernamente alta

Cartilla de encuesta nivel 1 para una zona de sismicidad moderadamente alta.

Figura 11

Cartilla de encuesta nivel 1 para una zona de sismicidad moderadamente alta.

Cartilla de Sismicidad Moderadamente Alta																							
Fotografia			Direccion																				
			Uso																				
			Latitud									Longitud											
			Verificadores												Fecha								
			Numero de pisos									Año de construccion											
			Area									Año de codigo											
			Ocupacion:			Asamblea Comercial Servicio de emergencia Refugio Industrial Oficina Colegio: Estatal Inf.Gobierno Utilidad Almacen Residencia, # unidades																	
			Tipo de Suelo																				
			A			B			C			D			E			F			No se Sabe		
			Roca (a) Roca dura (b) Suelo Denso (c) Suelo Rigido (d) Suelo Suave (e) Suelo Pobre (f) Si no se sabe Se asume Suelo D																				
Dibujo			Peligros Geologicos:			Licuofaccion: Si/No/No se sabe						Desplazamiento de tierra: Si/No/No se Sabe											
			Advacencias:			Golpeteo			Peligro de Caidad de materiales de construccion adyacentes mas altas I														
			Irregularidades															Vertical (tipo/Severidad)					
																		Planta (Tipo)					
			Peligro de Caida de exteriores:															Chimeneas sin refuerzo			Revestimiento pesado		
																		Parapetos			Apendices		
																		Otro					
			Comentarios																				
			Puntajes iniciales, modificadores y puntaje final nivel 1 Sif																				
			Tipo de Edificacion		w1	w1a	w2	s1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH		
Puntaje de Inicio		4.1	3.7	3.2	2.3	2.2	2.9	2.2	2	1.7	2.1	1.4	1.8	1.5	1.8	1.8	1.2	1.2					
Irregularidad Vertical severa Vif		-1.3	-1.3	-1.3	-1.1	-1	-1.2	-1	-0.9	-1	-1.1	-0.8	-1	-0.9	-1	-1	-0.8	NA					
Irregularidad vertical moderada Vif		-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.6	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.6	-0.6	-6	-0.6	-0.5	NA					
Irregularidad en Planta Pif		-1.3	-1.2	-1.1	-0.9	-0.8	-1	-0.8	-0.7	-0.7	-0.9	-0.6	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.5	NA					
Pre codigo		-0.8	-0.9	-0.9	-0.5	-0.5	-0.7	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.4	-0.3	-0.5	-0.5	-0.1	-0.3					
Post Benchmarks		1.5	1.9	2.3	1.4	1.4	1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.1	2.4	2.1	2.1	NA	1.2					
Tipo de Suelo A o B		0.3	0.6	0.9	0.6	0.9	0.3	0.9	0.9	0.6	0.8	0.7	0.9	0.7	0.8	0.8	0.6	0.9					
Tipo de Suelo E(1-3 pisos)		0	-0.1	-0.3	-0.4	-0.5	0	-0.4	-0.5	-0.2	-0.2	-0.4	-0.5	-0.3	-0.4	-0.4	-0.3	-0.4					
Tipo de Suelo E(>3 pisos)		-1.5	-0.8	-1.2	-0.7	-0.7	NA	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.4	NA	-0.5	-0.6	-0.7	-0.3	NA					
Puntaje Minimo, Smn		1.6	1.2	0.8	0.5	0.5	0.9	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	1.4					
Puntaje Final 1, Sif>=Smn																							
			Grado de Verificacion						Otros Peligros														
Exterior			parcial			todos los lados			aereo			¿Hay otros peligros que reuieran de una evaluacion estructural mas detallada?											
Interior			no			Visible			entero			Golpeteo (Menos si el valor de Sif>2											
Dibujos Revisados			si			no			Peligro de caidas de construcciones vecinas mas altas														
Fuente tipo de Suelo			Peligro geologico o tipo de suelo F																				
Fuente de peligro geologico			Daño significativo del sistema Estructural actual																				
Persona de Contacto																							

Nota: Tomado de Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, 3rd Edition, por Federal Emergency Management Agency, 2015.



Después de seguir los pasos mencionados se suman o restan los puntajes para determinar el valor final de “S” que puede interpretarse para predecir el posible comportamiento que puede tener la estructura, como se muestra en la Tabla 9. Esta Tabla indica cómo se interpreta el resultado obtenido en términos de grados de daño.

Tabla 9

Interpretación de resultados en base a los índices de vulnerabilidad según FEMA P-154.

Interpretación de los resultados (comportamiento esperado de las construcciones)	
$S < 0.3$	Alta probabilidad de tener daño de grado 5 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 4
$0.3 < S < 0.7$	Alta probabilidad de tener daño de grado 4 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 3
$0.7 < S < 2.0$	Alta probabilidad de tener daño de grado 3 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 2
$2.0 < S < 3.0$	Alta probabilidad de tener daño de grado 2 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 1
$S > 3.0$	Probabilidad de tener daño de grado 1

Nota: Adaptado de Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, 3rd Edition, por Federal Emergency Management Agency, 2015.

De la Tabla 9 se puede observar el detalle en términos de grado de daño de la posible respuesta de las edificaciones después de un sismo severo se denota que los daños de grado 1 y 2 son considerados no vulnerables, el daño de grado 3 es considerado vulnerable y los daños de grado 4 y 5 son muy vulnerables.

El daño estructural se clasifica según a la Tabla 10:



Tabla 10
Daño Estructural para estructuras de concreto

Clasificación de daño para estructuras de concreto con muros	Gráficos
Grado 1: Daños despreciables o ligeros (ningún daño estructural, daños no-estructurales ligeros), fisuras en los tabiques.	
Grado 2: Daños moderados (daños estructurales ligeros, daños no-estructurales moderados),	
Grado 3: Daños importantes a graves (daños estructurales moderados, daños no-estructurales graves), grietas en columnas, vigas y juntas de los muros. Grandes grietas en tabiques y muros.	
Grado 4: Daños muy graves (daños estructurales graves, daños no estructurales muy graves), grandes grietas en los elementos estructurales por compresión y rotura de armadura, inclinación de columnas. Colapso de algunas columnas o plantas altas.	
Grado 5: Destrucción (daños estructurales muy graves), colapso de la planta baja o nula de algunas partes de la edificación	

Nota: Adaptado de "Intensidad macro sísmica", por Instituto Geográfico Nacional de Madrid (Escala Macro sísmica europea), 1999.

2.2.10 Métodos de Análisis Sísmicos.

Para analizar el comportamiento de una edificación sometida a diferentes fuerzas del entorno se tiene una variedad de métodos como: los análisis lineales; donde las propiedades estructurales como el amortiguamiento o la rigidez no varían y todos los desplazamientos, reacciones y esfuerzos son directamente proporcionales a las cargas aplicadas. En cambio, en los análisis no lineales las mencionadas propiedades varían



con el tiempo, entonces los desplazamientos, reacciones y esfuerzos pueden no ser proporcionales a la carga aplicada. (Moreno, 2006)

- Análisis estático lineal

El modelado de la estructura se realiza como un sistema de un grado o varios grados de libertad donde se tiene un amortiguamiento viscoso equivalente y una rigidez lineal elástica. La fuerza sísmica que emplea el análisis estático lineal se entiende como una fuerza lateral equivalente que produce las deformaciones y esfuerzos que el sismo representa, basados en el 1er modo de vibración, que por lo general es el más predominante, la fuerza lateral es distribuida en todos los niveles de la edificación de esta forma las fuerzas y desplazamientos son calculados. (Moreno, 2006)

- Análisis dinámico lineal

El modelado de la estructura se realiza como un sistema de un grado o varios grados de libertad, donde se tiene una matriz de rigidez lineal elástica y una de amortiguamiento equivalente. La fuerza sísmica que emplea el análisis se apoya en un análisis modal que supone que la respuesta dinámica es estimada a partir de la respuesta de cada modo natural de vibración, bajo el espectro de respuesta del análisis estático lineal o también un análisis tiempo historia que evalúa el desenvolvimiento de la edificación usando por lo general registros reales. El código sísmico establece que la masa participativa debe actuar por lo menos al 90%, en ambos casos (análisis modal o análisis tiempo- historia). Las fuerzas y los desplazamientos son calculados con un análisis estático lineal. (Moreno, 2006)

- Análisis estático no lineal

El Análisis estático no lineal o también llamado como “pushover” abarca un análisis que contempla tanto la respuesta elástica como la no elástica de la estructura este análisis tiene varias metodologías ampliamente aceptadas donde se emplean patrones de cargas que representan las fuerzas sísmicas que son asignadas en la edificación según la metodología optada. En este método los valores se calculan en el momento máximo en cualquier momento de respuesta de la edificación y no en su historia en el tiempo. Siendo este método una aproximación más real a la acción de un evento sísmico (Mora et al., 2006)

- Análisis dinámico no lineal

El análisis Dinámico no lineal representa de mejor manera la acción real de un sismo ya que tiene una sollicitación dinámica que varía con el tiempo, así como varían las

fuerzas internas del sistema es decir los desplazamientos y las deformaciones. De esta manera la solución requiere una descripción del sistema en todos sus instantes dentro del periodo que puede generarse un evento telúrico lo que implica un esfuerzo de cálculos numéricos complejos muy contrario a lo que sucede con una respuesta no dinámica que solo implica una solución única independiente del tiempo. Este tipo de análisis es muy costoso sin embargo constituye una herramienta de investigación, no aplicable al diseño estructural comercial (Mora et al., 2006)

2.2.11 Desempeño Sísmico

El desempeño sísmico es un concepto que relaciona la cantidad de daño que sufre un edificio, sea en elementos estructurales como no estructurales, después de un movimiento sísmico y como estos daños impactan en las actividades humanas durante y después del evento, adicionalmente nos muestra si existe algún daño o riesgo en la edificación para su uso posterior. Para poder diseñar una edificación en base al desempeño se debe elegir un objetivo de desempeño que señala el estado de daño limite aceptable de los elementos como se ve en la Figura 12, una metodología que abarca el diseño por desempeño es el método ATC 40. (Aguiar, 2003)

Figura 12

Niveles de Desempeño Sísmico.



Nota: Diagrama de Corte Basal VS Desplazamiento Lateral, mostrando los niveles de desempeño de una edificación. Tomado de Visión, 2000.

2.2.12 Metodología FEMA - 440 y ATC -40.

El Applied Technology Council (ATC) del estado de California, nos brinda esta metodología en el año 1996 bajo el nombre de “ATC-40, Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings” que tiene como objetivo predecir el comportamiento estructural de la edificación frente a una sollicitación sísmica, más allá de esto se puede hasta controlar este comportamiento y definir un desempeño sísmico que sea funcional



y seguro para los usuarios de la edificación según sea la importancia social de esta. Según esta metodología se necesita elegir un objetivo de desempeño, un nivel de sismo de diseño y métodos de capacidad inelástica (análisis estático no lineal), procesos que se detallaran más adelante.

2.2.12.1 Niveles de Desempeño para estructuras según ATC -40.

El nivel de desempeño detalla un estado límite de daño. Describe una situación en función de los posibles daños físicos, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes producida por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior a un evento sísmico. Los niveles de desempeño definidos para las estructuras, se subdividen en niveles para los elementos estructurales y los elementos no estructurales. (ATC, 1996). Detalla los posibles estados de daño que puede sufrir la edificación en conjunto, estos niveles de desempeño nacen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales. La Tabla 11 muestra las diferentes combinaciones y nos muestra cuales son las más apropiadas para el diseño, las comunes, las no recomendables y las que no se aplican.

Tabla 11
Combinaciones de Nivel de Desempeño en Edificios.

Niveles de Desempeño en Edificios						
Niveles de desempeño no estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Daño Controlado	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Prevención del Colapso	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-c	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza Reducida	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-C
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Prevención del Colapso	No Aplicable
Usados comúnmente para los niveles de desempeño de edificios (SP-NP)						
Posibles combinaciones de SP-NP						
Combinaciones no recomendadas de SP-NP						

Nota: Adaptado de Seismic Evaluation and Retrofit of Concret Buildings, volume 1. Seismic Safety Comission. California (1996)



- Operacional 1-A: Tiene daños estructurales mínimos y problemas en los sistemas y elementos no relacionados con la estructura. A pesar de esto, el edificio sigue operando normalmente después del sismo. Además, incluso si se requieren reparaciones, estas no afectan la capacidad de ocupación del edificio, por lo que este estado se considera funcional. (ATC, 196)
- Ocupación inmediata, 1-B: Es el nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales. Se busca que a pesar de haber daño en los contenidos o elementos no estructurales los espacios y elementos estructurales se puedan usar después del sismo sin mayores preocupaciones manteniendo la seguridad de los ocupantes. (ATC, 1966)
- Seguridad de vida, 3-C: la probabilidad de amenaza a la seguridad de vida es baja según los daños estructurales como no estructurales, por lo cual el estado de daño es bajo pero existente. Sin embargo, se tienen daños o se tienen riesgos secundarios que pueden crear riesgos de caídas o riesgos secundarios, como emisiones de químicos o incendios generar malestar y heridos. (ATC, 1966)
- Prevención del colapso, 5-E: Este es el segundo estado más cercano al límite de seguridad del sistema de resistencia a cargas laterales, lo que significa que la probabilidad de colapso en caso de réplicas es significativamente elevada. Sin embargo, el sistema de carga vertical sigue proporcionando estabilidad al edificio. Los daños no estructurales son sustanciales, y la seguridad tanto de los ocupantes como de los transeúntes está en peligro, por lo que se recomienda la evacuación y, en ciertos casos, la demolición de la estructura. (ATC, 1966)

Para mayor síntesis se tiene la Tabla 12 donde se describe el estado de daño de la estructura en general y su clasificación según SEAC Comisión Visión 2000 (1995)



Tabla 12

Estado de Daño para los niveles de Desempeño Sísmico según SEAC Comisión Visión 2000 (1995).

Niveles de Desempeño	Estado de Daño	Descripción
Operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan normalmente.
Ocupación Inmediata	Leve	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. El edificio puede ser utilizado normalmente luego de pequeños arreglos.
Seguridad de Vida	Moderado	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones y reforzamiento.
Prevención del Colapso	Severo	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso	Completo	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Nota: Adaptado de SEAOC (1995).

2.2.12.2 Patrones de Carga de Diseño.

Según Medina y Music (2018): “Para la realización del análisis pushover y posterior obtención de las curvas de capacidad se utilizan 3 patrones de carga:

- Patrón modal: patrón proporcional al producto del modo de vibrar del primer modo de cada dirección (XY) multiplicada por la masa sísmica en cada piso.
- Patrón de masas: patrón proporcional a la masa de cada piso.
- Patrón triangular invertido: distribución de fuerza lateral se incrementa en una proporción lineal con respecto a la altura desde la base.” (p.4)

2.2.12.3 Demanda Sísmica para Análisis Estático no Lineal.

Cuando ocurre un evento sísmico se tienen consecuencias directas en el suelo de la edificación como la fractura y vibración del terreno, desprendimiento, y asentamientos, así como la licuefacción del suelo. Cada uno de estos eventos pueden llegar a afectar significativamente al nivel de desempeño de una estructura, dependiendo de la en gran medida de la distancia, la dirección de



propagación del sismo magnitud, la magnitud, así como las características geológicas de la región y las locales. (Bonett, 2003)

A partir del conocimiento de las condiciones de sitio, y otros variables como la sismicidad y los registros tiempo-historia es posible establecer criterios que posteriormente servirán para elaborar espectros de diseño que serán aplicados en el diseño estructural de las edificaciones.

2.2.12.3.1 Niveles de Sismo Metodología ATC-40.

Para el diseño de estructuras el ATC (1996) indica que hay 3 niveles de movimientos sísmicos:

- Sismo de Servicio, SE: La vibración del suelo tiene un periodo de retorno de 72 años, y una probabilidad de ser excedido en un 50% en un periodo de 50 años, este tipo de sismos son clasificados como frecuentes ya que puede experimentarlos más de una vez en la vida útil de la estructura, es de intensidad leve a moderada.
- Sismo de Diseño, DE: En este nivel de sismo la vibración del suelo tiene un periodo de retorno de 475 años, y puede ser excedido en un 10% en un periodo de 50 años, la estructura puede experimentar un sismo de este tipo en su vida útil, es de intensidad moderada a severa y es el sismo que generalmente se utiliza para el diseño de estructuras convencionales.
- Sismo Máximo, ME: Es el máximo movimiento del suelo con un periodo de retorno de 975 años aprox. y puede ser excedido en un 2% en 50 años y de un periodo de retorno de 2475 con una probabilidad del 5% en un periodo de 50 años, este sismo es utilizado normalmente en el diseño de estructuras esenciales, y puede ser entre 1.25 y 1.50 veces el valor de sismo de diseño.

2.2.12.4 Objetivos de desempeño del ATC-40.

Los objetivos de desempeño para una estructura se forman a partir de la combinación de los niveles de desempeño del edificio con los niveles de sismo de diseño, las decisiones que se tomen en este paso dependen del criterio del Ingeniero a cargo de la investigación, estas se basan de acuerdo con la funcionabilidad, economía, preservación, legales, sociales, etc. Posibles combinaciones se observan en la Tabla 13.



Tabla 13
Objetivos de Seguridad Básica para Estructuras

Movimiento Sísmico de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Sismo de servicio, SE	X			
Sismo de Diseño, DE		X		
Sismo Máximo, ME				X

Nota: Adaptado de Seismic Safety Commission. California (1996)

2.2.13 Curvas de Capacidad

2.2.13.1 Modelos de Curvas de Capacidad de los materiales

La curva de esfuerzo-deformación de los materiales son una representación gráfica que muestra la relación entre el esfuerzo (fuerza por unidad de área) y la deformación (cambio relativo en la longitud o forma) experimentada por el material bajo cargas aplicadas. En el análisis no lineal de estructuras, esta curva es indispensable para comprender el comportamiento del material y modelar su respuesta realista.

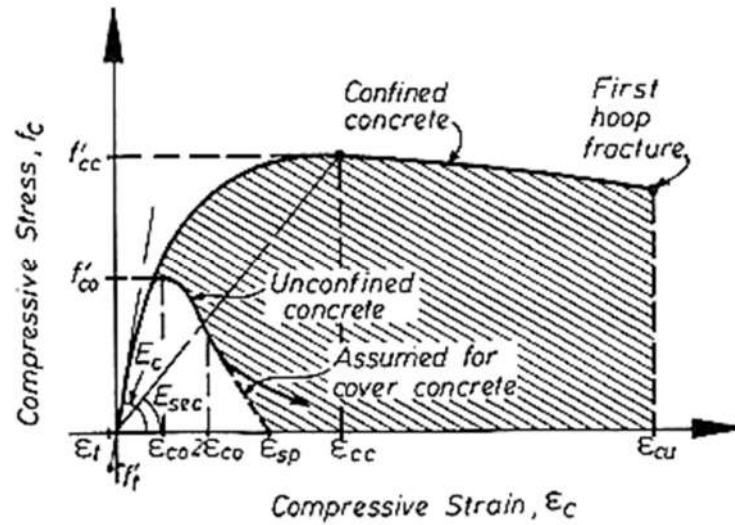
- Modelo de Mander – Concreto Confinado y no Confinado

Propuesto por Mander et al. en 1988; permite considerar el efecto del confinamiento debido a la armadura transversal en el concreto armado. Este efecto aumenta la capacidad resistente y sobre todo la ductilidad de la sección transversal del elemento estructural. El modelo se basa en el cálculo iterativo de un coeficiente de confinamiento que considere el aporte de la sección efectiva en la resistencia y ductilidad del elemento estructural. Este modelo es aplicable para las formas típicas con refuerzo transversal. (circular y rectangular)

“El punto de falla (ϵ_{cu} , f_{cu}) lo define la fractura del acero transversal. La resistencia máxima a compresión f_{cc} depende del tipo de confinamiento, del esfuerzo lateral de confinamiento” (Ottazzi, 2011).

Figura 13

Modelo de Mander para Concreto Confinado y no Confinado.



Nota: Obtenido de *Fundamentals of earthquake engineering*, por A. Elnashai & L. Samo, 2008, WILEY.

Donde:

f'_{co} : Resistencia máxima del concreto no confinado.

ϵ_{co} : Deformación unitaria máxima del concreto no confinado.

ϵ_{sp} : Deformación unitaria en la que el recubrimiento del concreto se considera que se ha desprendido por completo y no transmite esfuerzo alguno.

f'_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado.

ϵ_{cc} : Deformación unitaria máxima del concreto confinado.

f_{cu} : Resistencia última del concreto confinado.

ϵ_{cu} : Deformación unitaria última del concreto confinado.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

○ Modelo Elastoplástico Perfecto del Acero

“Es el modelo bilineal más sencillo y común. Se ignora la resistencia superior de fluencia (límite superior de fluencia) y el aumento de esfuerzo por endurecimiento y por deformación” (p. 154) (Ottazzi, 2015).

○ Modelo de Park y Paulay simplificado – Acero

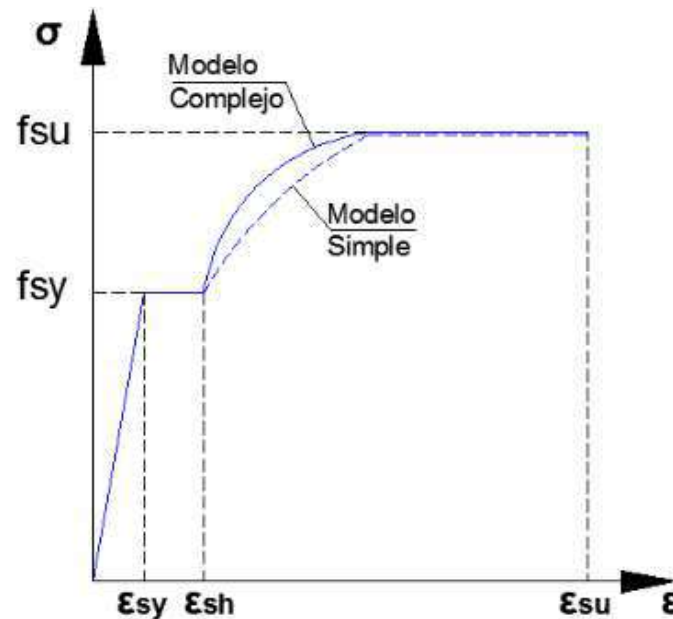
El modelo de Park y Paulay (1992) describe la relación entre el esfuerzo y la deformación del acero. Este modelo se basa en tres regiones definidas



de la curva esfuerzo-deformación del acero: la región elástica, la región de fluencia y la región de endurecimiento. En la región elástica, el acero se comporta de manera elástica y la deformación es proporcional al esfuerzo. En la región de fluencia, el acero comienza a deformarse plásticamente y el esfuerzo se mantiene constante. En la región de endurecimiento, el acero continúa deformándose plásticamente y el esfuerzo aumenta gradualmente.

Figura 14

Modelo de Park y Paulay – Acero



Nota: Obtenido de *Fundamentals of earthquake engineering*, por A. Elnashai & L. Samo, 2008, WILEY.

Donde:

f_{su} : Esfuerzo máximo del acero.

ϵ_{sy} : Deformación unitaria máxima del acero en comportamiento elástico.

f_{sy} : Esfuerzo de fluencia del acero.

ϵ_{su} : Deformación unitaria máxima del acero.

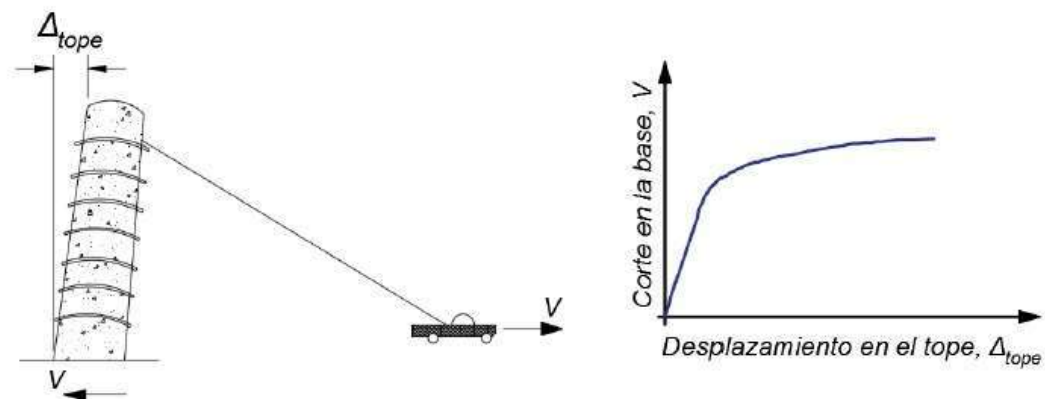
Al tener una curva de esfuerzo-deformación precisa y representativa del acero que se está analizando, se pueden obtener resultados más realistas en el análisis no lineal de estructuras de acero, lo que permite comprender mejor su capacidad de carga, resistencia y comportamiento frente a diferentes condiciones de carga.

2.2.13.2 Curva de Capacidad de Edificaciones

La capacidad estructural es una forma de representar gráficamente cuanto una estructura resiste un movimiento sísmico, esta capacidad depende de la

resistencia y la deformación de los elementos individuales de la edificación. Al determinar la capacidad más allá de límite elástico, se debe realizar un análisis estático no lineal (Pushover), este análisis trazara una curva fuerza-desplazamiento, plasmando en un eje vertical la fuerza cortante basal y en el eje horizontal el desplazamiento de techo (Mora et al., 2006); cómo se puede observar en la Figura 15.

Figura 15
Representación de la Curva de Capacidad Estructural Típica.



Nota: Adaptado del ATC-40 (1996)

2.2.14 Análisis Estático No Lineal.

“El análisis estático no lineal (Pushover), es una técnica que utiliza un patrón de cargas laterales, que se incrementa en cada iteración, llevando a la estructura más allá del rango elástico y posteriormente al colapso o hasta una deformación máxima” (Moreno, 2006). Durante el procedimiento la edificación incursiona en el rango no lineal o plástico dando pie la formación de rotulas plásticas que son mecanismo de falla generados en los elementos estructurales. Por lo cual se obtiene una gráfica de fuerza vs desplazamiento que es la ya mencionada curva de capacidad estructural o curva Pushover, la cual se interpreta como el comportamiento de la estructura tras superar el rango lineal o elástico (Bonett, 2003).

Según Bonett (2003) el método tiene las siguientes limitaciones:

- El daño estructural en las edificaciones se debe tanto a la deformación como a la energía, usando el análisis estático no lineal (Pushover) solo toma en cuenta a la deformación lateral de la estructura como responsable del daño, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada.



- El análisis Pushover toma en cuenta la energía de deformación de una estructura, de esta manera, el procedimiento puede generar un desprecio por la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso asociados a los componentes dinámicos de las fuerzas
- El patrón de cargas sólo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora la carga sísmica vertical.
- Este análisis no toma en cuenta los cambios de las propiedades modales que suceden progresivamente cuando la estructura se encuentra en la cedencia sucesiva cíclica no lineal durante un evento telúrico.

2.2.14.1 No linealidad del Material

Recuero Forniés (1981) indica:

La No Linealidad Física o del Material surge en las leyes constitutivas de un material o elemento estructural, es decir, el comportamiento tensión-deformación. Dado que el concreto armado es un material heterogéneo, su comportamiento de deformación varía en función de las características del árido y el cemento (historial de carga, vida útil del concreto, grado de confinamiento, compacidad, etc.). Al estudiar el comportamiento de los elementos de concreto armado no se debe considerar por separado el comportamiento del concreto y acero, sino que también se debe considerar la interacción entre ellos. Para ello se utiliza la relación **momento-curvatura**, estos diagramas pueden obtenerse experimental y/o numéricamente a partir de las leyes que rigen la tensión-deformación en los materiales, la forma de estos diagramas indica el tipo de falla, frágil o dúctil, que ocurrirá en la sección bajo estudio. La relación en rotura de la profundidad de la fibra neutra al canto útil de la sección mide el grado de ductilidad, el valor de este parámetro que indica rotura de tipo dúctil es menor que el valor correspondiente a la situación balanceada, para el cual el acero ha alcanzado su límite elástico en tracción. Cuando el acero excede su deformación límite elástica, incluso pequeños aumentos en el momento actuante incrementará significativamente la rotación; esto significa que la sección transversal tomará un comportamiento de tipo plástico hasta que alcance su límite de rotación. El estado límite último de la estructura no se llega a alcanzar cuando existe fluencia en la sección crítica con secciones dúctiles; más al contrario se produce el límite de rotación plástica, llegando seguidamente a la rotura. Como resultado una



estructura con secciones críticas dúctiles tiene un mayor nivel de seguridad que la estructura con secciones frágiles. La seguridad adicional debida a la ductilidad de la sección solo puede detectarse mediante un Análisis No Lineal. (p. 41-43), El diagrama momento curvatura nos permite conocer la ductilidad de curvatura de una sección, es decir su potencial de incursionar en un rango no lineal antes de llegar a su falla, esto se logra a través de conocer el módulo de elasticidad del material (E) y la inercia de la sección (I) ($\phi(\text{curvatura}) = M(\text{Momento}) / EI$), suponiendo que el fallo sea causado por flexión y no por otro tipo de esfuerzo como por cortante (Mora et al. 2015).

2.2.14.2 No linealidad Geométrica

Según Recuero Forniés (1981):

- La No Linealidad Geométrica no simplifica la consideración del equilibrio en la posición inicial sin deformación, porque el movimiento que se produce en la estructura bajo cargas no puede ser despreciado en comparación con sus dimensiones totales. Se tienen dos casos principales de No Linealidad Geométrica
- El fenómeno de efecto $P-\Delta$, se denomina así debido al desplazamiento de los nudos, que es especialmente importante en pórticos transnacionales, donde el movimiento horizontal de los entrepisos provoca un momento de vuelco adicional creado por el desplazamiento de la carga vertical. Considerado como fenómeno de carácter global.
- A causa de la deformación por flexión del eje de soporte, también se crea momentos adicionales que pueden causar inestabilidad o deformación por pandeo. Considerado como fenómeno de carácter local. (p. 43)

2.2.14.3 Procedimiento para determinar la capacidad de la estructura.

2.2.14.3.1 Rótulas Plásticas

Las rotulas plásticas se pueden definir como “un punto específico dentro de la una sección que ya no puede absorber más momentos a flexión y solo empieza a rotar”. Como lo define Huamani Camargo (2021) en el “Curso, Análisis sísmico Pushover según ATC 40, FEMA 356, FEMA 440 y ASCE 41-17 (2021): “El comportamiento no lineal más significativo del material se representa por medio de rótulas plásticas, las cuales se generan en zonas específicas a lo largo de la longitud de un elemento.



"Las rótulas plásticas se utilizan para proporcionar una capacidad de rotación plástica en los puntos de conexión de los elementos estructurales, lo que permite una respuesta más flexible y resiliente de la estructura frente a cargas sísmicas o eventos extremos" (p. 166) (Fenves et al., 2007)

De la Llera (2010) menciona: "Las rótulas plásticas se utilizan para permitir la formación de mecanismos plásticos en elementos estructurales, lo que evita la acumulación de momentos en exceso y contribuye a la disipación de energía durante eventos sísmicos" (p. 42). (De la Llera, 2010)

○ Rotulas Plásticas en Vigas.

Para la asignación de Rotulas plásticas en Vigas se usa el Manual de diseño ASCE 41-17, Tabla 10-7 el cual establece los parámetros para definir las secciones, este está basado en 3 Parámetros; relacionado con las cuantías de acero; el refuerzo transversal utilizado está o no confinando y la fuerza cortante actuante.

Figura 16

Tabla 10-7 ASCE 41-17, Rotulas Plásticas en Vigas.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{P-f}{P_{ult}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V_d}{b_w d \sqrt{f_{cE}}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Note: f_{cE} in lb/in.² (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_d) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Nota: Obtenido de *Fundamentals of earthquake engineering*, por A. Elnashai & L. Samo, 2008, WILEY.



Los valores numéricos de a , b y c , así como los valores de aceptación IO, CP y LS que caracterizan la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión, se determinan siguiendo las indicaciones presentadas en la Figura 21 en la condición de momento M3. Durante la acción sísmica, la respuesta no lineal en las vigas tiende a focalizarse en las áreas cercanas a los nodos en una longitud específica L . El daño no se distribuye de manera uniforme, sino que se concentra principalmente en las zonas de los nodos. (Mendoza y Riviera. 2020).

Al desarrollar el modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, esta zona se denomina “rótula plástica” y le corresponde una longitud “ L_p ”. “La Aproximación de L_p será de 0.5 veces el peralte del elemento ($L_p=0.4d$ o $0.5d$). Se asume que en esta longitud la curvatura es constante”. (Park y Paulay, 1992).

○ Rotulas Plásticas en Columnas

Para la asignación de Rotulas plásticas en Columnas se usará el Manual de diseño ASCE 41-17, Tabla 10-8. La cual tiene una gran variación con respecto a su antecesora del manual ASCE 41-13 en el cual se establecen parámetro para la obtención de los diagramas de momento cobertura, el primer control es calcular la relación descrita en la ecuación 2:

$$\frac{P}{(A_g * f'_c)} \quad (2)$$

Donde:

P : carga axial actuante.

f'_c : resistencia máxima del concreto a compresión

A_g : área de la sección transversal de la columna

La segunda regulación tiene que ver con el confinamiento y la tercera con el cortante actuante; estos dos controles se realizan en forma similar a la de las vigas. Sin embargo, en la actualización más reciente solo se tienen dos parámetros de análisis el primero evaluando una condición de la sección controlada para un adecuado desarrollo de



empalme y la segundo para un control inadecuado del desarrollo de empalme.

Posee además un cálculo iterativo para la obtención del parámetro a , el cual desarrolla la relación “ V_{ye}/V_{col} ”, donde “ V_y ” es el valor de cortante obtenido del análisis pushover y “ V_{col} ” responde a una fórmula de diseño descrita en el manual que contempla, la resistencia del acero sumada a la del concreto con factores de ajuste y las cargas actuantes.

Figura 17:

Tabla 10-8 ASCE 41-17, Rotulas Plásticas en Columnas.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, a and b (radians) Residual Strength Ratio, c	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a $a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 p_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} \right) \geq 0.0$ $\text{For } \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5 \left\{ b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} \frac{1}{p_t} \frac{f_{cE}}{f_{yE}}} - 0.01 \geq a^a \right.$ $c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0$	0.15 a ≤ 0.005	0.5 b^b	0.7 b^b
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c $a = \left(\frac{1 p_t f_{yE}}{8 p_t f_{yE}} \right) \geq 0.0$ $b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12 p_t^e \right) \geq 0.0$ $c = 0.15 + 36 p_t \leq 0.4$	0.0	0.5 b	0.7 b

Notes: p_t shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with p_t smaller than 0.0005. V_{yE}/V_{ColOE} shall not be taken as less than 0.2.

N_{UD} shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis.

^a b shall be reduced linearly for $N_{UD}/(A_g f_{cE}) > 0.5$ from its value at $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.5$ to zero at $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.7$ but shall not be smaller than a .

^b $N_{UD}/(A_g f_{cE})$ shall not be taken as smaller than 0.1.

^c Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.

^d a for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length.

^e p_t shall not be taken as greater than 0.0075.

Nota: Obtenido de *Fundamentals of earthquake engineering*, por A. Elnashai & L. Samo, 2008, WILEY.

○ Rótulas Plásticas en Placas

Según la norma, ASCE 41-17 (2018): El muro estructural puede fallar por corte, o flexión, y se debe definir el mecanismo de falla para asignar correctamente la rótula. Si la relación entre la altura y la longitud “ H/L ” es menor a 1, la placa es poco o no esbelta y la falla predominante es por corte, caso contrario es por flexión (Zarate y Zaravia, 2022).

El comportamiento de un muro delgado (con una relación H/L mayor a 2) puede asemejarse al de una viga en voladizo, especialmente cuando está sometido a una carga axial. La elevada concentración de momentos



en la base del muro hace necesario considerar la formación de una articulación plástica en su base. La longitud de esta articulación plástica puede ser mayor que la longitud total del muro, y en esta región se generarán fisuras debidas a la flexión (tracción por flexión), las cuales se combinarán con fisuras de tracción diagonal, lo que requerirá un refuerzo significativo para el corte. (Mendoza y Riviera,2020).

2.2.14.4 Obtención de Curva de Capacidad de la Estructura

La curva de capacidad se construye según la respuesta del primer modo de vibración suponiendo que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura. Para esta afirmación el patrón de carga lateral utilizada en el análisis Pushover es la distribución de fuerzas en función de las masas de cada nivel. El incremento de la carga lateral para un piso en particular se calcula de acuerdo a cómo varía el factor k , de la ecuación 3. Sin embargo, no es la única forma ya que también se puede adoptar un patrón de cargas diferente. (FEMA 440, 2005)

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^k} V_b \quad (3)$$

Donde:

W_i = Peso del piso i

h_i = Altura del piso i

V_b = Corte en la base

k = Factor relacionado al periodo de la estructura ($k=1$ para $T < 0.5$, $k=2$ para $T \geq 2.5$)

2.2.15 Método de Espectro de Capacidad (MEC) según FEMA 440.

El MEC o Método de Espectro de Capacidad requiere que se definan y determinen tres elementos principales: capacidad estructural, demanda sísmica y desempeño estructural. Este método es un procedimiento del análisis estático no lineal que interseca la curva de capacidad (Pushover) y el espectro de respuesta reducido para calcular el desplazamiento máximo. Este método es adecuado para las estructuras de concreto existentes ya nos sirve para el diseño, evaluación y diagnóstico de refuerzos de la edificación. (Carrillo, 2008)



El MEC muestra como el edificio podría reaccionar a un movimiento sísmico de forma más realista. El objetivo principal de la metodología FEMA 440 (Improvement Of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures) es mejorar los procedimientos de los análisis estáticos no lineales mencionados en la versión anterior FEMA 356. La metodología FEMA 440 (2005) sigue el procedimiento de la metodología ATC 40 solo que indica que es necesario implementar efectos de amortiguamiento histérico (resistencia de los materiales a conservar una propiedad sin acción externa) y otros cambios que serán explicados posteriormente.

“El MEC es un procedimiento ampliamente utilizado para determinar puntos de desempeño. Dicho método mediante un procedimiento gráfico, compara la capacidad de la estructura para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro elástico reducido”. (p.5) (Medina y Music, 2018)

2.2.15.1 Conversión de la Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad.

Según el MEC en la metodología ATC-40, se debe convertir la curva de capacidad, expresada en cortante basal vs desplazamiento, en una curva de espectro de capacidad, que es la misma curva de capacidad, pero expresada en términos de aceleración vs desplazamiento, a estos términos se le conoce como formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra). Los términos son “ S_a ” (aceleración) versus “ S_d ” (desplazamiento), que son coordenadas espectrales. Para transformar las coordenadas a formato ADRS se hace uso de los factores dinámicos de la estructura como el factor de participación modal” PF_1 ” y el coeficiente de masa modal efectiva” α_1 ”, las ecuaciones de transformación son:

La ecuación 4 nos da como resultado el factor de partición modal para el primer modo natural:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum (w_i \phi_{i1}^2) / g} \quad (4)$$

Luego en la ecuación 5 se obtiene la masa efectiva para el primer modo natural:



$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (5)$$

Para calcular la coordenada de aceleración espectral se sigue la ecuación 6 para cada punto de la curva de capacidad:

$$S_a = \frac{V_1 / W}{\alpha_1} \quad (6)$$

El desplazamiento espectral se calcula a partir de la ecuación 7 para cada punto de la curva de capacidad:

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo1}} \quad (7)$$

Donde:

V_1 = Cortante Basal.

W = Peso muerto del edificio más probable carga viva.

$\Delta_{techo, 1}$ = Desplazamiento del Techo.

PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = Coeficiente de masa efectiva para el primer modo natural.

S_{a_i} = Aceleración espectral.

S_{d_i} = Desplazamiento espectral.

T_i = Periodo modal de vibración.

w_i/g = Masa asignada al nivel i .

ϕ_{i1} = Amplitud del modo 1 en el nivel i .

N = Nivel N, el nivel que es el más alto en la parte principal de la estructura.

2.2.15.2 Representación bilineal del espectro de capacidad

La representación bilineal del espectro de capacidad es una estimación de la amortiguación efectiva que genera una reducción adecuada del espectro de demanda. Para construir la representación bilineal se debe definir el punto (a_{pi} ; d_{pi}) que serán los primeros puntos en un proceso iterativo. (ATC, 1966). Si el



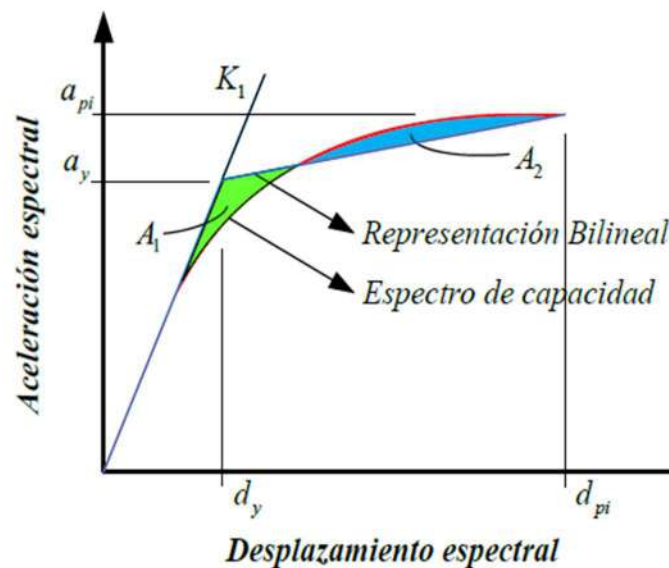
espectro de respuesta reducido se interseca con el espectro de capacidad en el punto estimado de, a_{pi} d_{pi} , se considerará como el punto de desempeño

La representación bilineal se obtiene a partir de seguir los siguientes pasos:

1. Se dibuja una línea recta desde el origen con una pendiente igual a la rigidez inicial K_i de la estructura en el rango elástico (el subíndice “i” indica el número de iteración).
2. Se define un punto de desempeño de prueba, a_{pi} d_{pi} , el cual se utiliza para obtener el espectro de demanda reducido.
3. Se traza una línea desde el punto de prueba hasta cortar la línea definida en el paso 1. La pendiente de esta segunda línea debe ser tal que cuando intersequen ambas líneas, en las coordenadas, (a_y, d_y) , las áreas A_1 y A_2 , que quedan respectivamente por encima y por debajo de la curva del espectro de capacidad sean iguales.

Figura 18

Representación Bilineal del Espectro de Capacidad.



Nota: El término K_1 se refiere a la rigidez inicial, y el Área de A_1 es igual al Área de A_2 . Adaptado de Seismic Evaluation and Retrofit of Concret Buildings, volume 1. Seismic Safety Comission. California (1996)

2.2.15.3 Conversión del espectro de demanda al formato ADRS

El espectro de demanda normalmente está representado en términos de aceleración espectral (S_a) y el periodo (T), estos términos se deben transformar a formato ADRS para obtener el punto de desempeño. Según ATC (1996) se debe determinar el valor de S_{di} para cada punto de la curva S_{ai} ; T_i . Esta



transformación es posible siguiendo las siguientes ecuaciones de FEMA 440 (2005):

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (8)$$

$$S_a = \omega^2 S_d \quad (9)$$

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} \quad (10)$$

Los procedimientos de los cálculos antes mencionados pertenecen a la metodología ATC-40, ahora en adelante se tocará los procedimientos que fueron modificados por la metodología FEMA 440, dentro de estas modificatorias esta la reducción del espectro de demanda inicial por la amortiguación efectiva y la determinación del periodo efectivo.

2.2.15.4 Amortiguamiento efectivo.

Las ecuaciones a continuación han sido optimizadas para hallar el valor del amortiguamiento efectivo aproximado para cualquier curva de capacidad, estas ecuaciones son independientes al modelo histérico. (FEMA 440, 2005)

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (11)$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad (12)$$

Para $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (13)$$

Donde:

β_{eff} = Amortiguamiento Efectivo.

β_0 = Es el 5% de amortiguamiento viscoso inherente a la estructura.

μ = Ductilidad.

2.2.15.5 Periodo Efectivo.



Las ecuaciones a continuación han sido optimizadas para hallar el valor del periodo efectivo aproximado para cualquier curva de capacidad, estas ecuaciones son independientes al modelo histerético. (FEMA 440, 2005)

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad (14)$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (15)$$

Para $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (16)$$

Estas expresiones se aplican cuando T_0 varia de 0.2 a 2.0 s.

Donde:

T_{eff} : Periodo efectivo.

T_0 : Periodo inicial

2.2.15.6 Espectro de demanda reducido para un amortiguamiento efectivo.

Para FEMA 440 se indica la amortiguación efectiva B_{eff} cómo se puede ver en la Figura 19, que es un factor de reducción espectral para ajustar el espectro de respuesta inicial al nivel apropiado, esto como parte de los procedimientos de linealización equivalente. Estos factores de reducción están en función del amortiguamiento efectivo y toman por nombre coeficientes de amortiguamiento B_0 y B_{eff}). Las coordenadas de aceleración espectral son ajustadas con las siguientes ecuaciones:

La ecuación 17 halla el Coeficiente de Amortiguamiento:

$$B = \frac{4}{5.6 - 1n(\beta_{eff})(en\%)} \quad (17)$$

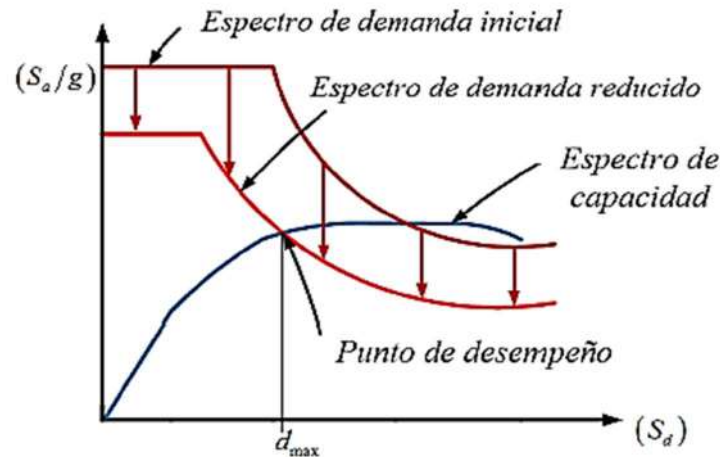
Las ecuaciones 18 y 19 nos muestran el ajuste de las coordenadas de aceleración espectral:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad (18)$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta \quad (19)$$

Figura 19

Espectro de demanda reducido por coeficiente de amortiguación.



Nota: El termino K_1 se refiere a la rigidez inicial, y el Área de A_1 es igual al Área de A_2 . Adaptado de Seismic Evaluation and Retrofit of Concret Buildings, volume 1. Seismic Safety Comission. California (1996)

2.2.15.7 Intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda.

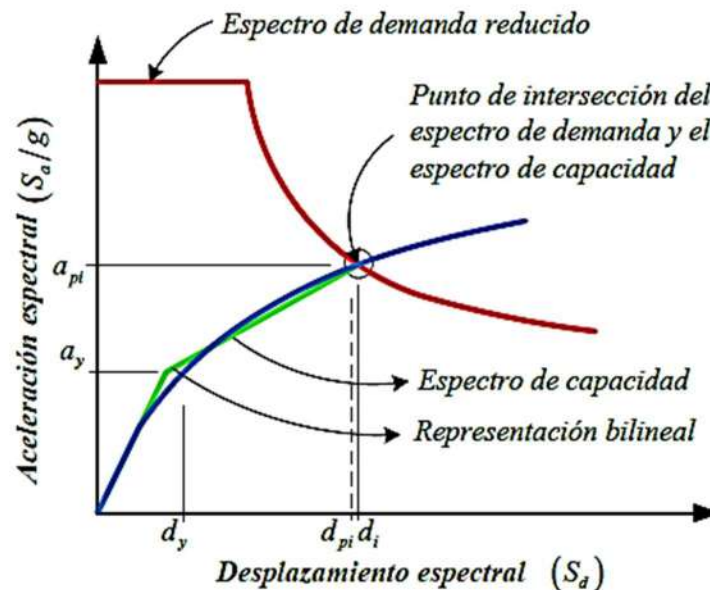
Una vez que se tiene el espectro de capacidad y el espectro de demanda(máximo) en formato ADRS el punto de intersección de ambos gráficos determina el punto de desempeño de la estructura como lo indica la Figura 26.

Al ser un proceso iterativo se verifican los desplazamientos en la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad, d_i , si están dentro del 5% ($0.95 dp_{ii} < d_i \leq 1.05 dp_{ii}$) del desplazamiento del punto de desempeño de prueba, ap_i , dp_i . De esta manera d_i se convierte en el punto de desempeño. Si la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad está por encima de la tolerancia, se selecciona un nuevo punto ap_i , dp_i y se repite el proceso. La Figura 20 ilustra el concepto.

El punto de desempeño se interpreta como el máximo desplazamiento estructural esperado para la demanda sísmica. (ATC, 1966)

Figura 20

Punto de Intersección del Espectro de Demanda Reducido y el Espectro de Capacidad en Formato ADRS.



Nota: El punto a_{pi} , d_{pi} es el punto de desempeño de prueba debe estar entre $0.95 d_{pi} < d_i \leq 1.05 d_{pi}$ para ser aceptable. El punto de intersección del desplazamiento es d_i . Adaptado de Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, volume 1. Seismic Safety Commission. California (1996)

2.2.15.8 Cálculo del punto de desempeño.

“La demanda y la capacidad son elementos básicos para el diseño basado en el desempeño. En decir, la estructura debe resistir las demandas del sismo, de modo que el desempeño de la estructura sea compatible con los objetivos del diseño” (Carrillo, 2007).

Según Bazán y Meli (2022): “El punto de desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no se dañen más allá de los límites aceptables del objetivo de desempeño, para las fuerzas y los desplazamientos que implica la demanda de desplazamiento”. (p.277)

“El desempeño de una estructura sirve para el diseño de nuevas estructuras, la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico”. (Castillo y Alva, 1993)

“La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y es de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo económico y de seguridad”. (Castillo y Alva, 1993)



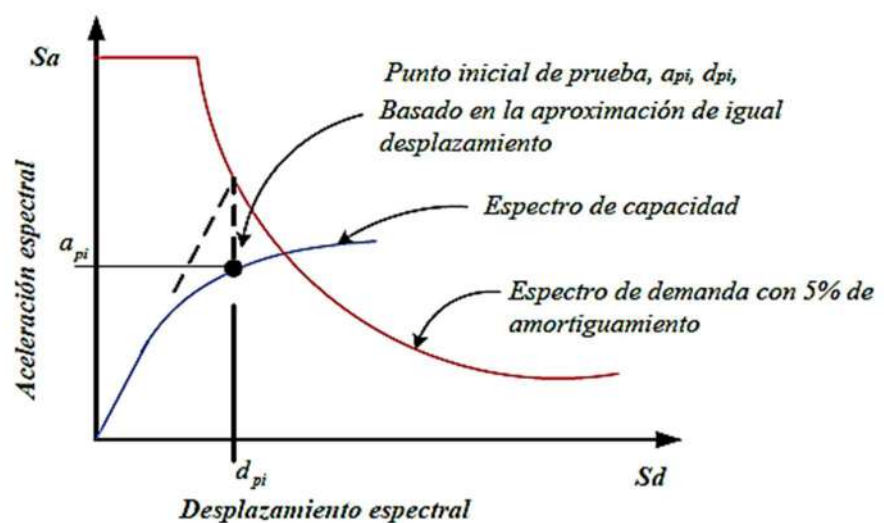
2.2.18.8.1 Método de Espectro de Capacidad, Procedimiento C de FEMA 440.

El periodo efectivo y el amortiguamiento efectivo son funciones de la demanda de ductilidad, para el cálculo del desplazamiento máximo usando linealización equivalente no es inmediato es por esto que se debe realizar un proceso iterativo o gráfico. El siguiente proceso de solución es el mismo expuesto por ATC-40 y sigue la siguiente metodología:

1. Seleccionar un espectro de demanda con un amortiguamiento inicial, β_i (5%). Este espectro se debe transformar a formato ADRS, la nueva curva será la de demanda inicial ADRS.
2. Generar una curva de capacidad para la estructura a analizar en coordenadas Fuerza-Desplazamiento. Se debe convertir al formato ADRS de acuerdo al procedimiento indicado en ATC-40
3. Seleccionar un punto de desempeño inicial como en la Figura 21, (aceleración máxima, a_{pi} y desplazamiento máximo, d_{pi}). Un primer punto podría ser el desplazamiento obtenido usando el método de "aproximación de igual desplazamiento", o, podría ser el punto final del espectro de capacidad, o, podría ser cualquier otro punto elegido según el criterio del ingeniero.

Figura 21

Determinación de espectro de demanda, Generación de espectro de capacidad y determinación de punto inicial de prueba.



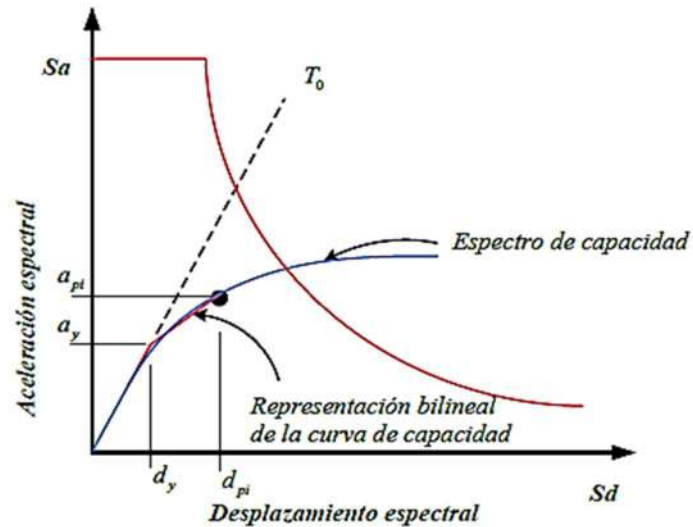
Nota: Adaptado de Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Federal Emergency Management Agency. California (2005)



4. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad usando el procedimiento descrito en la sección: “Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad”. Esto define el periodo inicial T_0 , y el desplazamiento de fluencia, d_y , y la aceleración de cedencia, a_y (ver la Figura 22). Note que estos parámetros pueden variar para diferentes valores asumidos de p_{ia} y p_{id} .

Figura 22

Representación Bilineal del Espectro de Capacidad.



Nota: Adaptado de *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency. California (2005)

5. Para llegar al gráfico de la representación bilineal del espectro de capacidad (Figura 18) se debe calcular los valores de rigidez elástica, α , y ductilidad, μ , con las ecuaciones siguientes:

Para la rigidez Post Elástica se utiliza la ecuación 20:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)} \quad (20)$$

Para la ductilidad se utiliza la ecuación 21:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (21)$$



6. Se calcula el amortiguamiento efectivo, β_{eff} y el periodo efectivo, T_{eff} siguiendo el proceso ya mencionado, utilizando los valores que se halló de rigidez Post Elástica (α) y ductilidad (μ) en el paso 5.
7. Ajustar el espectro de demanda sísmica inicial haciendo uso del amortiguamiento efectivo (β_{eff}), esta curva esta denominada como ADRS β_{eff} .
8. Generar el espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento modificado (MADRS), para llegar a este espectro se debe multiplicar solo las coordenadas de aceleración del ADRS β_{eff} , por el factor de modificación "M". El factor "M" se halla en función del periodo efectivo calculado (T_{eff}) expresado en la ecuación 22:

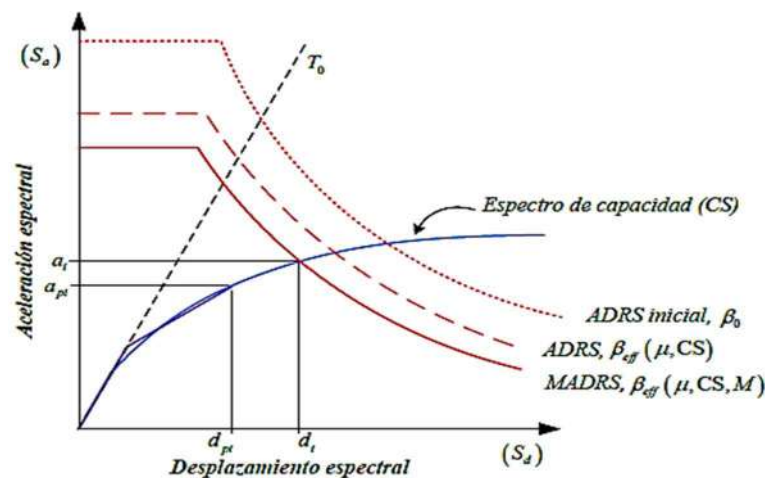
$$M = \left[\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right]^2 = \left[\frac{T_{eff}}{T_0} \right]^2 \left[\frac{T_0}{T_{sec}} \right]^2 \quad (22)$$

$$\left[\frac{T_0}{T_{sec}} \right]^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (23)$$

9. Finalmente se determina la aceleración máxima esperada, a_i , y el desplazamiento máximo esperado, d_i , estas son las coordenadas del punto de intersección del MADRS con la curva del espectro de capacidad.

Figura 23

Determinación del máximo desplazamiento esperado.



Nota: Adaptado de Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Federal Emergency Management Agency. California (2005)



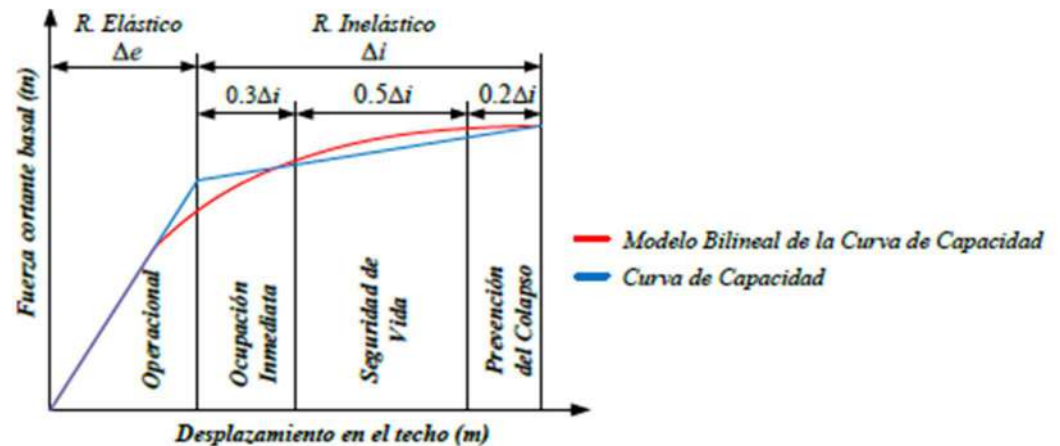
Como paso de verificación se compara el máximo desplazamiento esperado, d_i , con el desplazamiento supuesto inicialmente. Si se tiene una tolerancia aceptable, el punto de desempeño corresponde a d_i y a_i . Si no se tiene una tolerancia aceptable, se repite el proceso desde el paso 3, usando a_i y d_i como punto inicial.

2.2.15.9 Análisis de resultados de desempeño.

Se procede a analizar el significado que tienen estos puntos de desempeño en el comportamiento estructural de nuestra edificación. Para poder evaluar el estado de daño según el ATC-40 (1996) es necesario delimitar la curva de capacidad bilineal acorde a la Figura 24:

Figura 24

Sectorización de Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad.



Adaptado de Seismic Evaluation and Retrofit of Concret Buildings, volume 1. Seismic Safety Comission. California (1996)

Se observa que los niveles de desempeño son definidos según a los lineamientos del ATC -40 en capítulo 11 límites de respuesta, donde el comportamiento lineal o elástico de la estructura se encuentra en un nivel de desempeño operacional; a medida que el desplazamiento y la fuerza cortante aumentan se va teniendo apariciones de rotulas plásticas en elementos estructurales esenciales como placas y columnas, y así se va obteniendo diferentes desempeños sísmicos con diferentes características de daño.

2.2.16 Estadística Paramétrica y no Paramétrica

La estadística paramétrica es utilizada cuando la muestra de la investigación tiene una distribución normal, según Flores y Flores (2020): esto significa que la



distribución de los datos bajo la curva de Gauss o curva de normalidad. tiene las siguientes características:

- La curva normal tiene forma de campana y un solo pico en el centro de la distribución, siendo la media aritmética, la mediana y la moda de la distribución iguales; por lo tanto, la mitad del área bajo la curva se encuentra a la derecha de este punto central y la otra mitad está a la izquierda de dicho punto.
- La distribución de probabilidad normal es simétrica alrededor de su media.
- La curva normal desciende suavemente en ambas direcciones a partir del valor central, siendo asintótica; es decir, la curva se acerca cada vez más al eje de las abscisas, pero jamás llega a intersecarlo, extendiéndose las “colas” de la curva indefinidamente en ambas direcciones.

Una distribución no normal es una distribución en la cual una de estas características no se cumple, para determinar la normalidad de datos existen diferentes pruebas de estadística no paramétrica.

Una de ellas es la **Prueba de Shapiro-Wilk**. Según Novales (2010), este test se emplea para contrastar normalidad cuando el tamaño de la muestra es menor a 50 observaciones. El método consiste en comenzar ordenando la muestra de menor a mayor valor, obteniendo el nuevo vector muestral. Se procede a calcular la media y la varianza muestral y se rechaza la hipótesis nula de normalidad si el parámetro estadístico de Shapiro-Wilk (W) es menor que el valor crítico proporcionado por la tabla elaborada por los autores para el tamaño de la muestra y el nivel de significancia dado.

Shapiro-Wilk, como prueba de normalidad, fue introducido considerando que el gráfico de probabilidad normal que examina el ajuste de un conjunto de datos de muestra para la distribución normal es semejante a la de regresión lineal (la línea diagonal del gráfico es la recta de ajuste perfecto), con la diferencia de que esta línea es similar a los residuos de la regresión. Mediante el análisis de la magnitud de esta variación (análisis de varianza), la calidad del ajuste puede ser examinado. El factor estadístico w se calcula mediante la ecuación 24:

$$W = \frac{\sum_{i=1}^n \alpha_i Y_i^2}{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2} \quad (24)$$

Donde

Y_i : datos de la muestra, ordenados por tamaño.

\bar{Y} : media de la muestra



De tal manera que el estadístico W es más bien como un coeficiente de correlación al cuadrado -o coeficiente de determinación- y, en tal sentido, un valor alto indica una mayor correspondencia a la normal. No obstante, este resultado no es concluyente, por cuanto los valores altos a menudo se encuentran con muestras pequeñas de datos que no son normales, siendo particularmente sensible a la distribución de asimetría y con cola larga, si la prueba de Shapiro – wilk da un resultado menor o igual a 0.05 quiere decir que no es estadísticamente significativa por lo tanto la distribución no es normal. (Flores y Flores, 2021)

2.2.16.1 Significancia Estadística

La significancia estadística es una medida de fiabilidad en los resultados de un análisis. Determina si los datos que estamos recogiendo son fruto del azar o realmente existe una razón junto con unas variables que las ocasionan. En definitiva, es una forma de demostrar matemáticamente que podemos confiar en los resultados de los experimentos. (Fernández, 2022)

En cualquier experimento existe una hipótesis nula, la cual afirma que no hay relación entre las dos cosas que estamos comparando y una hipótesis alternativa. Esta hipótesis alternativa suele intentar demostrar una relación y es la afirmación que se busca respaldar. El p-valor es un valor de probabilidad, oscila entre 0 y 1, y nos muestra la probabilidad con la que se cumpliría la hipótesis nula. Por lo que valores altos de p no permiten rechazar la hipótesis nula, mientras que valores bajos sí permiten rechazarla. (Fernández, 2022)

- Prueba de Mann Whitney

Mann Whitney calcula si existen diferencias entre dos o más grupos independientes con variables cuantitativas, la prueba de Mann Whitney contrasta las medianas de dos grupos independientes donde sus datos no son paramétricos y poseen una distribución anormal. Buscando si las muestras evaluadas son equivalentes Para realizar esta prueba es necesario determinar si nuestra muestra tiene una distribución no paramétrica o libre. El factor U de Whitney se calcula mediante las siguientes ecuaciones 25 y 26:

$$U_1 = R_1 - \frac{n_1(n_1+1)}{2} \quad (25)$$

$$U_2 = R_2 - \frac{n_2(n_2+1)}{2} \quad (26)$$



Donde:

U_1 = tamaño de muestra con el menor número de datos

U_2 = tamaño de muestra con el mayor número de datos

R_1 y R_2 = suma de rangos para cada grupo

La designación n_1 y n_2 es arbitraria si los grupos contienen el mismo número de datos. Para hallar el valor (R) lo primero es ordenar de mayor a menor el total de la a esto se le llama “rank” o clasificar y posteriormente se suma los valores que se le está asignando a cada resultado. Finalmente, el menor valor de U se coteja en una tabla de valores críticos de alfa (α) de 0.05 para la prueba U de Mann-Whitney, para conocer el valor de p . Si p es mayor a 0.05 significa que los datos no alcanzan ser diferentes estadísticamente significativas, teniendo una variación debida al azar. En otras palabras, ambos métodos muestran puntajes similares y pueden ser replicables, pues la variación de sus calificaciones es debida al azar.

2.2.16.2 Coeficientes de Correlación

Existen diferentes métodos para definir si existe correlación entre dos variables independientes. Se tiene métodos aplicables a variables no paramétricas como Spearman y Kendall.

- *Coefficiente de Correlación de Spearman*

El coeficiente de correlación de Spearman es para datos llamados no paramétricos, ya que no asume que los datos pertenecen a una muestra representativa de una comunidad cuya distribución puede ser descrita por ciertos parámetros, como la media (y/\bar{y}) desviación estándar en el caso de una distribución normal. Por lo tanto, puede ser aplicado a variables semicuantitativas, cuyos diversos estados son de hecho rangos de orden creciente. Puesto que las variables cuantitativas también están ordenadas, se pueden utilizar las correlaciones no paramétricas para medir la dependencia de las cuantitativas, así como las variables semicuantitativas, tanto como las variables estén ordenadas. (Rodríguez et al., 2001)

Según Legendre y Legendre, 1983: La correlación de Spearman se obtiene, por tanto, sustrayendo a la distancia entre las variables, una distancia que en sí es la suma de las diferencias de las hileras de todas las muestras en las dos variables, normalizadas dividiéndola entre lo que sería la suma si las dos variables fuesen completamente independientes. Así como la r de Pearson; la r



de Spearman también varía entre -1 y 1, los límites indican una correlación máxima y 0 la ausencia de una ración monótona (Rodriguez et al.,2001). La correlación de Spearman esta expresa en la ecuación 30:

$$r_s = 1 - \frac{6 \sum d_i^2}{n^3 - n} \quad (30)$$

Donde:

d_i^2 : $r_{xi} - r_{yi}$ (r es rango entre variables x y y).

n: número de puntos de datos de las dos variables.

- *Coefficiente de Correlación Tau de Kendall*

El coeficiente tau (τ) de Kendall está basada más en los intervalos jerarquizados de las observaciones que los propios datos, esto hace que la distribución de τ sea independiente de la que presentan las variables X y Y, siempre y cuando que los datos representados por estas 2 variables sean (1) independientes y (2) continuas. Este coeficiente es más preferido por algunos investigadores que el de Spearman, pero es más difícil de calcular, pero con una ventaja de que el τ tiende más rápido a la distribución normal que el de Spearman, especialmente, en el caso de la certeza de la hipótesis inicial. (Badii et al. 2014)

$$\tau = \frac{(Sa - Sb)}{\left[\frac{n(n-1)}{2} \right]} \quad (31)$$

Donde,

τ = Estadística de Kendall

n = # de casos en el ejemplo

Sa = Sumatoria de rangos más altos

Sb = Sumatoria de rangos más bajos

2.2.17 Glosario

- **ASCE SEI 41-17**: Norma americana de título “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, contempla una mejora de propuesta del FEMA-440 y FEMA-356 mediante una evaluación sísmica de acuerdo con los Niveles de Desempeño, considera además los sistemas de aislación y disipación sísmica



- **ATC 21 – FEMA P154:** Detección visual rápida de edificios para peligros sísmicos (Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards) elaborado por ATC (Applied Technology Council) y FEMA (Federal Emergency Management Agency).
- **ATC 40 – FEMA 440:** Mejora de los procedimientos de análisis sísmico estático no lineal y Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios de hormigón (Improvement of nonlinear static Seismic Analysis Procedures) elaborado por ATC y FEMA.
- **EAOC:** Siglas en inglés “Structural Engineers Association of California”, es la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, donde sus miembros participan en el trabajo de asesoramiento de códigos, reciben oportunidades educativas, obtienen recursos técnicos, participan en la promoción de políticas locales y estatales, etc.
- **Curva de Capacidad:** diagrama que relaciona el desplazamiento de una estructura (eje X) producido por fuerzas cortantes (eje Y) de una sollicitación sísmica, donde se observa el comportamiento estructural de la edificación.
- **Ductibilidad estructural:** propiedad intrínseca de la estructura que le permite deformarse sin llegar a la pérdida de resistencia frente a las sollicitaciones externas, ni al colapso de sus elementos estructurales.
- **Nivel de Desempeño Objetivo:** comportamiento de una estructura frente a una sollicitación sísmica, donde se especifica los posibles daños de los elementos estructurales y no estructurales y como estos afectan a los usuarios de la edificación.
- **Rótulas Plásticas:** puntos específicos de falla en las secciones de elementos estructurales (columnas, placas y vigas) que permiten un comportamiento resiliente de la estructura ya que absorben los momentos hasta que empieza la rotación, sin llegar al colapso.
- **Rango Plástico:** valor numérico que indica el máximo y mínimo valor donde las propiedades mecánicas de un material cambian a través del tiempo y de la sollicitación externa, donde las deformaciones producidas son permanentes y no son reversibles, generando una respuesta no lineal de la estructura sin llegar al colapso.
- **Rango Elástico:** valor numérico que indica el máximo y mínimo valor donde las propiedades mecánicas de un material se mantienen constantes frente a una sollicitación externa, es capaz de deformarse y volver a su estado inicial, generando una respuesta lineal de la estructura.



- **Rigidez estructural:** propiedad intrínseca de la estructura que pone resistencia a las posibles deformaciones de sus elementos frente a una sollicitación.
- **Post-benchmarks:** parámetro de la metodología FEMA P154 que indica que una edificación fue construida después de una reforma importante en la normativa de diseño estructural del país de procedencia, es un parámetro favorable para la evaluación de vulnerabilidad sísmica.
- **Pre-codes:** parámetro de la metodología FEMA P154 que indica que una edificación fue construida antes de una reforma importante en la normativa de diseño estructural del país de procedencia, es un parámetro desfavorable para la evaluación de vulnerabilidad sísmica.
- **Pushover:** técnica de aplicación de fuerzas, utilizada en los análisis estáticos no lineales, donde se incrementa la fuerza para conseguir la cedencia sucesiva de una estructura hasta llegar al colapso.

2.3 Hipótesis

2.3.1 Hipótesis General

El nivel de correlación entre el grado de daño obtenido por metodología FEMA P154 - ATC 21 y el grado de daño obtenido por Metodología FEMA 440 - ATC 40 de las edificaciones residenciales propuestas es de nivel alto con un r o $T-b$ mayor a 0.5.

2.3.2 Sub Hipótesis.

Sub-Hipótesis 1

El grado de daño calculado mediante el índice de vulnerabilidad (S) de las edificaciones residenciales propuestas aplicando metodología FEMA P154 -ATC 21, es de tener grado de daño 2 con un valor “S” mayor a 2 según Soto (2018).

Sub-Hipótesis 2

El grado de daño obtenido mediante el nivel de desempeño sísmico de las edificaciones residenciales propuestas para un sismo diseño es de Ocupación Inmediata (grado daño 2) según ATC-40 (1996).

2.4 Variables e Indicadores

2.4.1 Variable Independientes.

Variable Independiente 1

Grado de Daño mediante índice de vulnerabilidad: mediante metodología FEMA P154 - ATC 21, permiten cuantificar la susceptibilidad de una estructura a sufrir daños



frente a una actividad sísmica, basados en la inspección de los principales componentes estructurales y no estructurales, así como la inspección de características y parámetros sísmicos, se van filtrando estas características estructurales de la edificación y así mismo se le van restando o sumando puntos a la calificación inicial asignada. Este índice de vulnerabilidad debe ser interpretado con otros indicadores como el índice o grado de daño obtenidos como consecuencia de un sismo. Según al valor del indicador “S” se correlacionan los 5 grados posibles de daño (Daño Grado 1, Daño Grado 2, Daño Grado 3, Daño Grado 4, Daño Grado 5) que puede sufrir la edificación.

Variable Independiente 2

Grado de Daño mediante el Nivel de Desempeño: El nivel de desempeño detalla un estado límite de daño en función de los daños físicos, la seguridad de los ocupantes y la funcionalidad de la edificación posterior al evento sísmico.

2.4.2 Variable Dependiente.

Variable Dependiente 1

Nivel de Correlación: La correlación es una medida que asocia y relaciona dos variables entre sí. La relación de estas dos variables suele ser lineal donde r toma valores que oscilan entre $+1$ y -1 , interpretándose que al tener valores más cercanos al 0 la correlación es casi nula, ósea no existe una relación entre las variables. Por otro lado, una correlación de valor positivo cercana a la unidad ($+1$) significa que las variables oscilan en el mismo sentido; al contrario de tener una correlación de valor negativo cercana a la unidad (-1) significa que las variables oscilan en sentidos contrarios.



2.4.3 Cuadro de Operacionalización de variables.

CORRELACIÓN DEL GRADO DE DAÑO CALCULADO MEDIANTE INDICE DE VULNERABILIDAD (FEMA P154 – ATC 21) CON EL DESEMPEÑO SISMICO (FEMA 440- ATC 40) DE EDIFICACIONES RESIDENCIALES EN LA CIUDAD DE CUSCO.						
Nº	VARIABLE	CONCEPTO	INDICADOR	UNIDAD DE MEDIDA	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN	
INDEPENDIENTES	1	Grado de Daño según índice de vulnerabilidad. Permiten cuantificar la susceptibilidad de una estructura a sufrir daños frente a una actividad sísmica, basados en la inspección de los principales componentes estructurales y no estructurales, así como la inspección de características y parámetros sísmicos, Representa a una medida del grado de vulnerabilidad que puede ser correlacionado con otros indicadores como el índice o grado de daño obtenidos como consecuencia de un sismo.	-Daño grado 1 ($3.0 < S$)	-Daño Estructural.	-Índice de Vulnerabilidad "S". -Escalas de Medición. -Cartillas de Inspección Visual.	
			-Daño grado 2 ($2.0 < S < 3.0$)			
			-Daño grado 3 ($0.7 < S < 2.0$)			
INDEPENDIENTES	2	Grado de Daño según Nivel de Desempeño. El nivel de desempeño detalla un estado límite de daño en función de los daños físicos, la seguridad de los ocupantes y la funcionalidad de la edificación posterior al evento sísmico	-Daño grado 4 ($0.3 < S < 0.7$)	-Daño Estructural.	-Modelamiento en Software. - Hojas de Cálculo.	
			-Daño grado 5 ($S < 0.3$)			
			-Operacional (Daño Despreciable "G1")			
			-Ocupación inmediata (Daño Leve "G2")			
DEPENDIENTE	3	Nivel de Correlación. La correlación (r) es una medida que asocia y relaciona dos variables entre sí. La relación de estas dos variables suele ser lineal donde r toma valores que oscilan entre +1 y -1, interpretándose que al tener valores más cercanos al 0 la correlación es casi nula, ósea no existe una relación entre las variables. Por otro lado, una correlación de valor positivo cercana a la unidad (+1) significa que las variables oscilan en el mismo sentido; al contrario de tener una correlación de valor negativo cercana a la unidad (-1) significa que las variables oscilan en sentidos contrarios.	-Seguridad de vida (Daño Moderado "G3")	-Daño Estructural.	- Hojas de Calculo - Software SPSS -Software MiniTab	
			-Prevención del colapso (Daño Severo "G4")			
			-No Aplicable (Daño Completo "G5")			
			-Despreciable: $r < 0.1 $			
			-Baja: $ 0.1 < r \leq 0.3 $	- Coeficiente Correlación Kendall (T-b).		
			-Mediana: $ 0.3 < r \leq 0.5 $	-Coeficiente de Spearman (rs).		
			-Fuerte o alta: $r > 0.5 $			



III. METODOLOGÍA

3.1 Metodología de la Investigación

3.1.1 Enfoque de la Investigación

Según Hernández Sampieri et al. (2010): La presente investigación tiene un enfoque de tipo mixto porque en su desarrollo se manipulan los parámetros y criterios de vulnerabilidad sísmica por las metodologías ATC 21 y FEMA P-154 mediante la sumatoria de puntajes debido a diferentes características tanto estructurales como no estructurales.

Así como del análisis estático no lineal Pushover, las sollicitaciones sísmicas y los criterios de análisis de la ATC-40, FEMA 440 y la normativa técnica peruana de diseño sismorresistente (NTP) E.030, estos coeficientes son herramientas que permiten demostrar las variaciones en las magnitudes mediante cálculos numéricos. Los resultados son valores cuantificables que, al ser interpretados y comparados, nos ayudan a determinar el nivel de desempeño sísmico de la estructura.

3.1.2 Nivel Investigación

Según Hernández Sampieri et al. (2010), el nivel de investigación de esta tesis es correlacional porque en base a diferentes características de la estructura tanto estructurales como no estructurales y parámetros de diseño como normas, tipo de suelo, zona sísmica; se busca hallar el grado de relación entre dos variables descritas en los mismos términos.

3.1.3 Método de Investigación

Según Hernández Sampieri et al. (2010) el método de la investigación es el método hipotético-deductivo es un enfoque utilizado en la investigación científica para formular y probar hipótesis. Implica la generación de una hipótesis como explicación tentativa para un fenómeno observado y luego deducir predicciones específicas que puedan ser sometidas a prueba mediante la recolección y el análisis de datos.

3.2 Diseño de la Investigación

3.2.1 Diseño Metodológico

Según Hernández Sampieri et. al (2010) el diseño de la investigación es cuasi - experimental, transaccional y correlacional. En el desarrollo de la presente investigación se busca evaluar, analizar el grado de daño aplicando el índice de vulnerabilidad mediante las metodologías ATC 21 y FEMA P-154 y aplicando el nivel de desempeño mediante las metodologías ATC-40, FEMA 440 de la estructura de las edificaciones



seleccionadas. Modificando los procedimientos y criterios normativos, sean el método de análisis no lineal Pushover, el patrón de cargas, las solicitaciones sísmicas y la normativa técnica peruana de diseño sismorresistente E-030. Por todos estos aspectos descritos el diseño de investigación es Cuasi- Experimental y transversal debido a que se realizara en un periodo de tiempo corto.

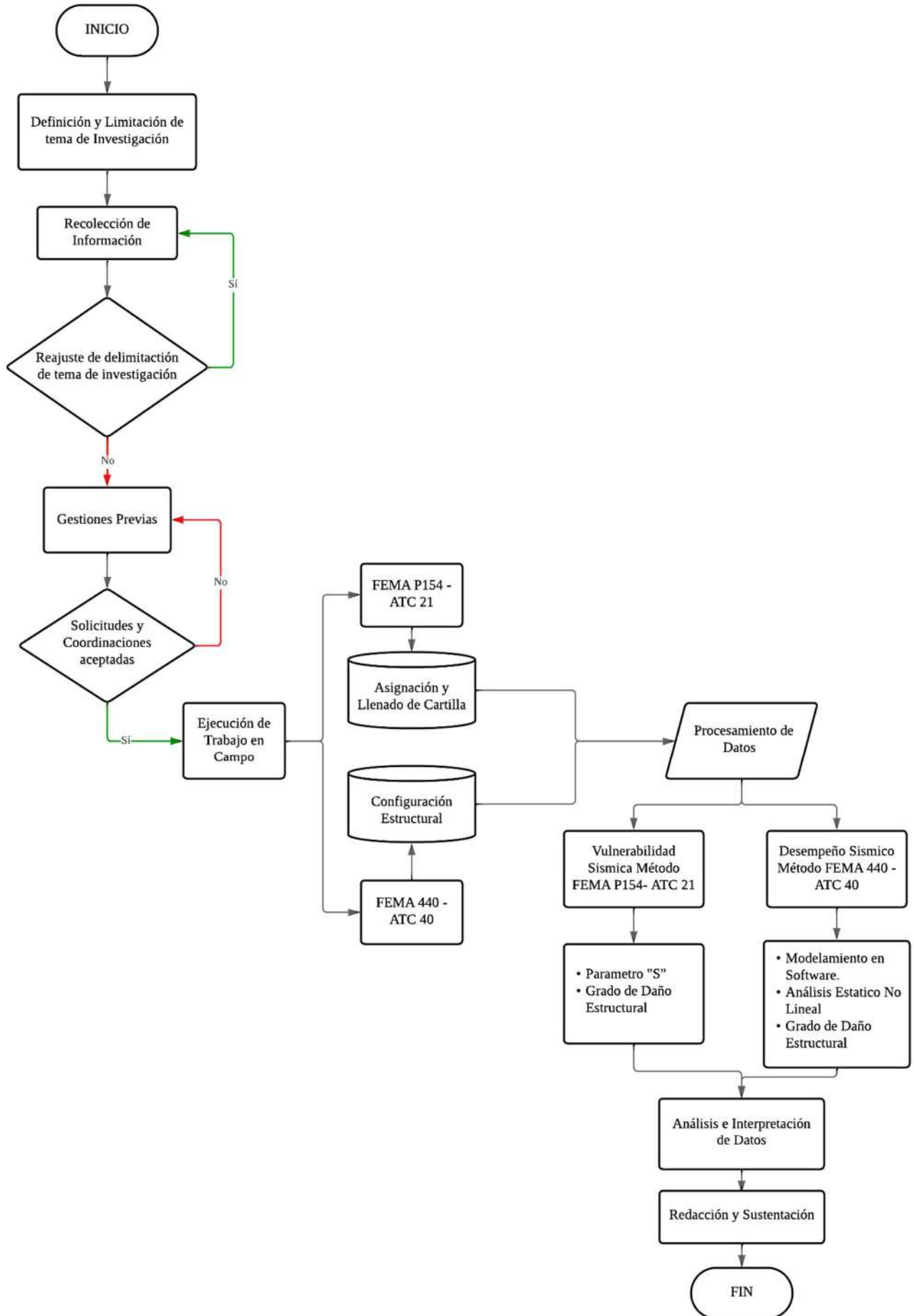
3.2.2 Tratamiento Estadístico de Datos

Los resultados pasaran por un tratamiento de codificación y categorización de datos (Miles y Huberman ,1984), debido a ser de naturaleza cualitativa; ya que son deducidos a partir de un parámetro cuantitativo, es por esto que es necesario uniformizar los resultados.

Una vez teniendo los datos tratados se aplicarán dos métodos de correlación; el primero el de coeficiente de correlación lineal de Pearson, el segundo del coeficiente de correlación de Spearman; y el tercero coeficiente de correlación de Kendall descritos en el apartado 2.2.16 del Capítulo II.

3.2.3 Diseño de Ingeniería

El presente trabajo de investigación consta de 3 etapas, la primera de delimitación del tema y solicitud de permisos, la segunda de recolección de datos y ejecución de trabajo de campo y la tercera del procesamiento de datos e interpretación de resultados, para más detalle del proceso de investigación se tiene el flujograma general en la Figura 29.

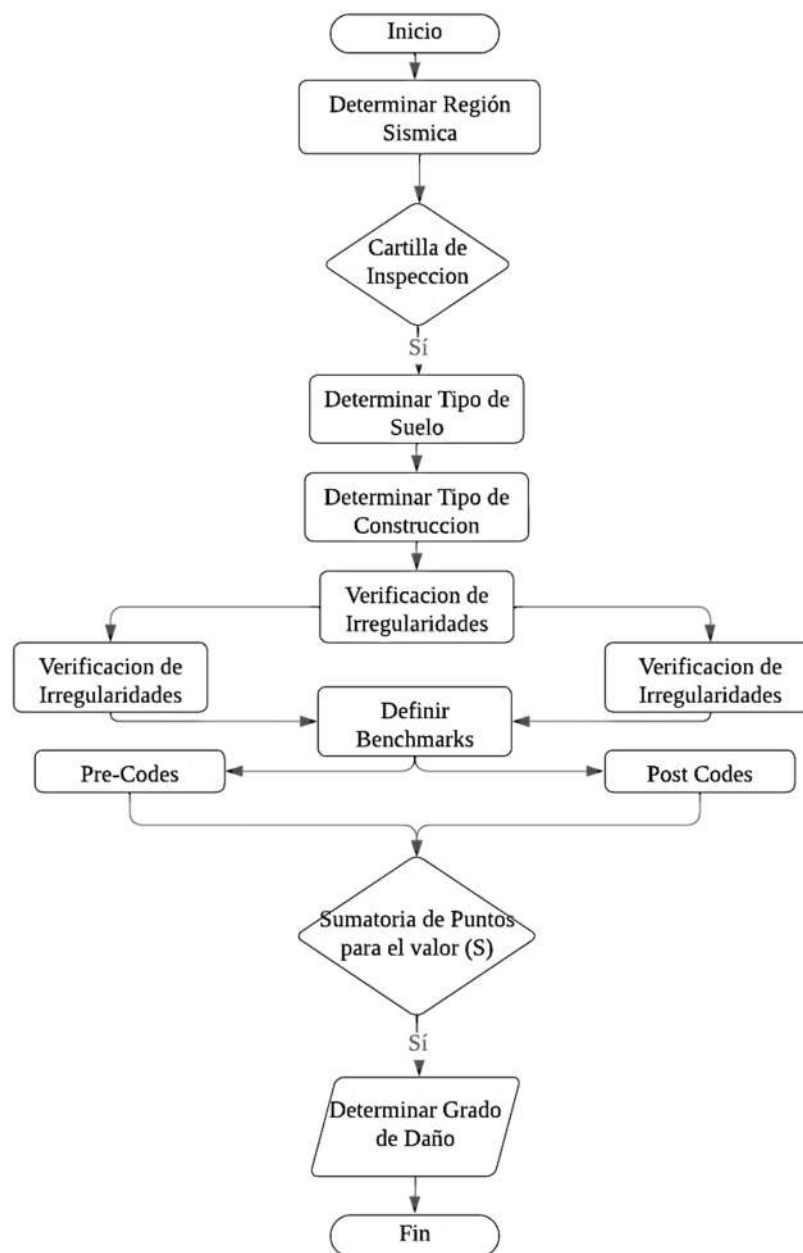




La primera metodología es de Detección visual rápida de edificios en busca de posibles peligros sísmicos (Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards) o FEMA P154 – ATC 21; cuyo objetivo es mediante cartillas de inspección visual detectar características estructurales de una edificación y a través de la sumatoria de puntajes llegar a un grado de daño posible que la estructura podría sufrir después de un evento sísmico.

Figura 30

Flujograma de la metodología FEMA P 154 -ATC 21, Índice de Vulnerabilidad Sísmica (S).

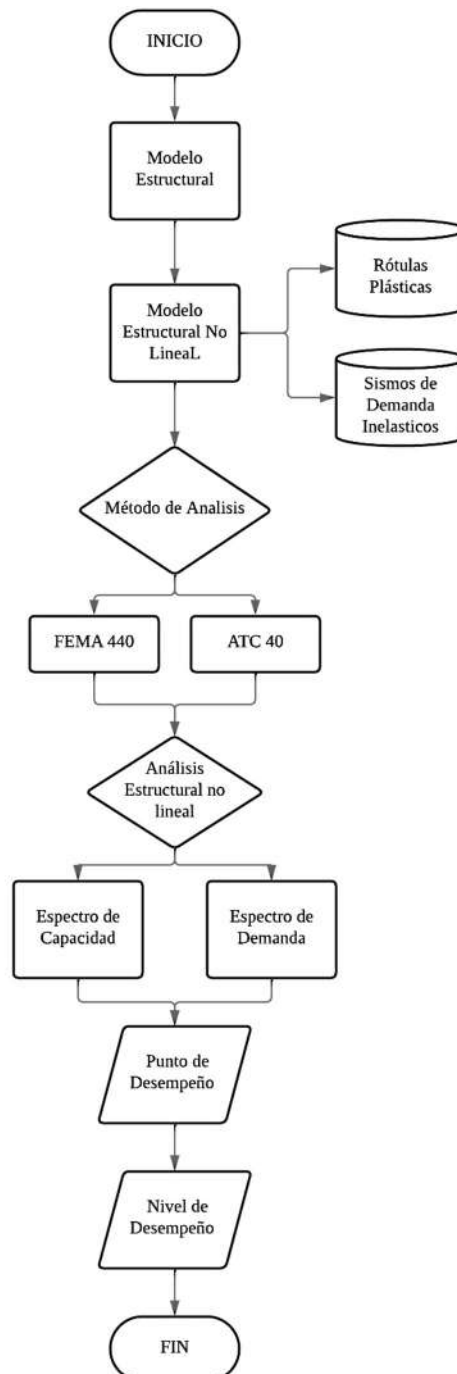




La segunda metodología es de la Mejora de los Procedimientos de Análisis estáticos Sísmicos no Lineales (Improvement Of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures) o FEMA P440– ATC 40; cuyo objetivo es que mediante un análisis pushover se halla el nivel de desempeño de la estructura durante de un evento telúrico. Se miden los desplazamientos que ocurran en el análisis y luego estos se traducen a grados de daño tanto a nivel estructural como no estructural. El proceso de esta metodología esta explicado en la Figura 31.

Figura 31

Flujograma de la metodología FEMA 440 -ATC 40, Análisis por Desempeño Sísmico.





Finalmente se relacionarán los resultados de la primera metodología con los resultados de la segunda, ambas están descritas en grado de daño.

3.3 Población y muestra

3.3.1 Población

3.3.1.1 Descripción de la población

Según los autores Ñaupas et al. (2018), definen a la población de una investigación como un todo que parte de las unidades de análisis, que tienen las características requeridas por los investigadores.

Para la presente investigación se considera como población a las edificaciones residenciales de categoría C, según normativa NTP E.030, ubicadas en la ciudad del Cusco, construidas por administración directa de sus propietarios con una altura mínima de 5 niveles y máxima de 10, de concreto armado.

3.3.1.2 Cuantificación de la población

La población es finita y cuantificable. Para la cuantificación de la población se consideró la estructura de las edificaciones residenciales propuestas para la evaluación de las metodologías FEMA P 154 – ATC21 y FEMA 440 – ATC 40.

3.3.2 Muestra

3.3.2.1 Descripción de la muestra

Para Hernández et al. (2018) las muestras no probabilísticas se seleccionan unidades que no son dependientes de una probabilidad, este proceso de manifestaciones dependerá de los investigadores de acuerdo a los lineamientos de la investigación.

La muestra se seleccionó por conveniencia, Se considero como muestra todas las características mecánicas y geométricas de la estructura de las 5 edificaciones de la Tabla 14, estos datos fueron obtenidos por el expediente técnico, específicamente de los planos estructurales, arquitectónicos, las especificaciones técnicas y la memoria de cálculo de cada estructura.

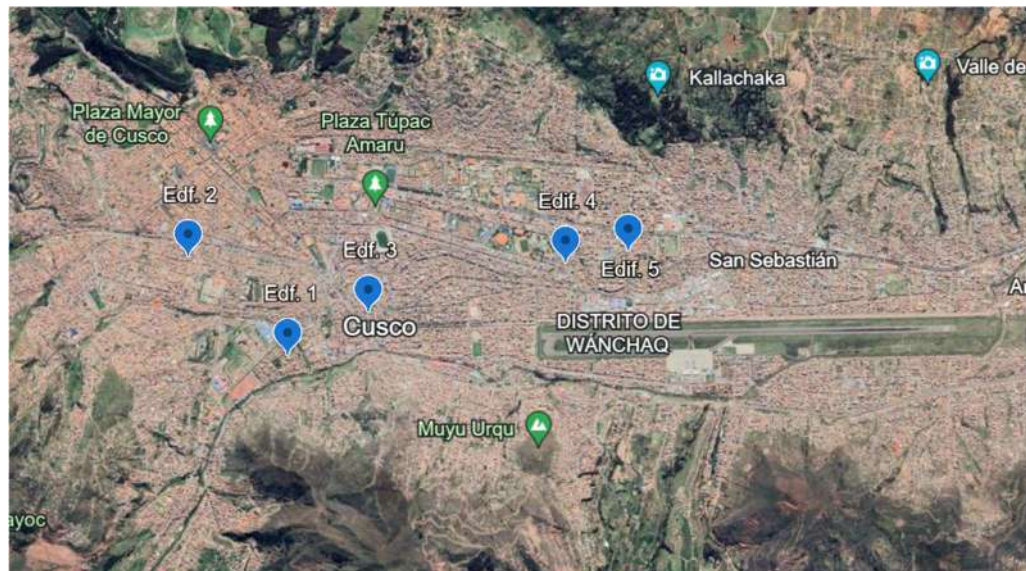
3.3.2.2 Cuantificación de la muestra

Para la cuantificación de la muestra se consideró las características mecánicas y geométricas de las estructuras de las cinco (05) edificaciones residenciales propuestas.

Tabla 14
Muestra de la Investigación.

Nombre	Ubicación Política	Niveles	Año de Construcción
Edificación 1	Calle Triunfo M-7 Huancaro, Santiago.	8	2014
Edificación 2	Manzanapata M-2, Santiago, Cusco.	6	2020
Edificación 3	Av. La Paz C-12, Wanchaq, Cusco.	8	2018
Edificación 4	Av. Diagonal Angamos A17, Wánchaq.	5	2019
Edificación 5	Urb. Marcavalle Pasaje Chávez F24, Cusco.	5	2020

Figura 32
Ubicación Política de la Muestra de la Investigación.



3.3.2.3 Método de Muestreo

El método de muestreo es no probabilístico (Hernández, 2018), ya que la muestra fue elegida por los tesisistas en base a características específicas para la presente investigación, las cuales son:

- Elevación mínima de 5 pisos (FEMA 440, 2005)
- Elevación máxima de 10 pisos (FEMA 440, 2005)
- Material de la estructura (concreto armado)
- Construcción por administración directa de los propietarios.
- Acceso directo a evaluación, planos y documentos técnicos.

3.3.2.4 Criterios de evaluación de muestra



La muestra se evaluó mediante la verificación de los datos del expediente técnico y la estructura in situ, la evaluación de la muestra será en base a normativas y metodologías nacionales e internacionales, cada normativa es aplicada en un momento específico de la investigación, tal como se detalla a continuación:

- NTP E020 - Cargas.
- NTP E030 - Diseño sismorresistente.
- NTP E060 - Concreto Armado.
- ATC 21 y FEMA P-154 – Índice de Vulnerabilidad.
- ATC 40 y FEMA 440 – Método de Curva de Capacidad y Nivel de Desempeño
- ASCE 41-17- Rótulas Plásticas.

3.3.3 Criterios de Inclusión

Se incluyo todos los elementos estructurales (columnas, vigas, placas, losas, escaleras), los elementos no estructurales (muros de albañilería) y acabados para considerarlos dentro de las cargas de la edificación.

3.4 Instrumentos

3.4.1 Instrumentos Metodológicos o Instrumentos de Recolección de datos

Se hizo reconocimiento de la estructura en campo, donde se tomó datos de las medidas, ubicación y concordancia con el plano de los elementos estructurales y no estructurales, descritos a continuación, este procedimiento se replica para todas las edificaciones en el anexo 1 con la Tabla de la Figura 33.

Los instrumentos metodológicos que se usaran son las cartillas de inspección visual (FEMA P154-ATC 21, Figura 14 y 15) y el método MEC de curvas pushover (FEMA 440-ATC 40, Subtitulo 2.2.15), así como el expediente técnico y planos estructurales de cada edificación comprendidos en el Anexo 2.



Figura 33
Cartilla de Conformidad de medidas.

		UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO				
		FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA				
		ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL				
TESIS:		CORRELACIÓN DEL GRADO DE DAÑO CALCULADO MEDIANTE INDICE DE VULNERABILIDAD (FEMA P154 – ATC 21) CON EL DESEMPEÑO SISMICO (FEMA 440- ATC 40) DE EDIFICACIONES RESIDENCIALES EN LA CIUDAD DE CUSCO.				
AUTORES:		BACH. CCORIMANYA VALDIVIA GERALDHINE FERNANDA BACH. TUPAYACHI USCA GUILLERMO RENZO				
CARTILLA DE INSPECCIÓN DE CONFORMIDAD						
Elemento	Ubicación (Eje)	Medidas				Conformidad
		Plano (cm)		Campo (cm)		
		Largo	Espesor	Largo	Espesor	

A continuación, se muestran los datos recolectados de los elementos estructurales.

3.4.2 Instrumentos de Ingeniería

En la recolección de datos necesarios para la presente investigación se utilizó los siguientes instrumentos de medición: cinta métrica, wincha metálica, distanciómetro, equipos de protección personal (casco, chaleco, guantes de necesitarse), cartillas de inspección visual, cuaderno de notas planos estructurales, expediente técnico y teléfono celular para la toma de fotos.

Para el análisis estático lineal y estático no lineal de la presente investigación se usó los softwares de apoyo Etabs.V20 y para el análisis correlacional estadístico el Software SPSS V.29 y MiniTab V.30, Excel y Mathcad.

3.5 Procedimientos de recolección de datos.

Para fines de practicidad se describirá el procedimiento de recolección de datos de la edificación 1, ya que este se replica en las edificaciones restantes, el proceso detallado de cada edificación se encuentra en el anexo 3, esta recolección de datos es primordial para definir los diferentes aspectos de la metodología FEMA P154 -ATC 21 y se tome información de acabados reales.



3.5.1 Verificación de elementos estructurales, distribución estructural y acabados de las edificaciones.

a. Equipos Utilizados

En el proceso de recolección de datos se verifico las medidas, ubicación y alineamiento de los elementos estructurales, adicionalmente se hizo el metrado de los acabados de arquitectura para reflejar las cargas reales sobre la estructura. Los equipos utilizados fueron: cinta métrica, wincha metálica, distanciómetro, cuaderno de notas, planos estructurales, planos arquitectónicos, equipos de protección personal, pizarrín, teléfono celular.

b. Procedimiento

Edificación 1: La visita a la edificación se realizó el día 20 de marzo del año 2023, en horas de la mañana, previa coordinación con el encargado de la edificación. El procedimiento de recolección de datos tanto para la inspección visual (FEMA P 154 – ATC 21) el análisis estático no lineal (FEMA 40 -ATC 40) fue de la siguiente manera:

Figura 34

Visita a campo Edificación 1. Marzo, 2023



1. Ubicación del predio, y observación periférica de la edificación, se hace una constatación preliminar para verificar que se respetó la proyección de pisos especificados, también se verifica que la arquitectura este correspondiente a los planos presentados (G01-1) en el expediente técnico y anexo 2.

2. Dentro de la edificación se hace un reconocimiento preliminar del semisótano que vendría a ser el primer nivel de la edificación, aquí se observa la distribución de columnas, placas y vigas como se ve en las figuras 35 y 37; y luego se prosigue a su medición y verificación con los planos de estructuras. Se recolecta datos de cada uno de los elementos como largo, ancho, altura, diámetro y conformidad con los planos estructurales del expediente.

Figura 35

Visita a campo Edificación 1, verificación de medidas.



Nota: Constatación de que medidas de elementos estructurales, así como su ubicación están reflejadas correctamente en los planos estructurales. De izquierda a derecha, medición de placa, unión viga-placa en sus ejes centrales. (marzo,2023)

. Columnas

Para el caso de la edificación 1, las medidas concuerdan con los planos estructurales ya mencionados con precisión de 0.01 m, pero la alineación de las columnas con las vigas in situ es de manera central, y en los planos están ubicadas al borde, para los análisis se consideró el alineamiento central, se muestra la Tabla 15 como la verificación in situ de los elementos, este procedimiento se realiza para la determinación del sistema estructural por inspección visual descrito en el 3 del subtítulo 2.2.9 del marco teórico.

Tabla 15

Tabla de descripción de columnas estructurales Edificación 1.

Elemento	Ubicación (Eje)	Medidas				Conformidad
		Plano (cm)		Campo (cm)		
		Largo	Ancho	Largo	Ancho	
C1	4-G	55	25	55	25	Si
	4-F	55	25	55	25	Si



b. Placas

Para el caso de la edificación 1 las placas respetan las medidas y ubicación del plano G01-1, se presenta la descripción de los elementos estructurales donde el código 101 indica la ubicación del elemento que para este caso es el sótano de la edificación, código 201 para el semisótano y el 301 para el resto de niveles de la edificación, esto también se aplicara en el ingreso de datos al software ETABS para la aplicación de la metodología FEMA 440 (subtitulo 2.2.12).

Tabla 16

Tabla de descripción de placas estructurales Edificación 1.

Elemento	Ubicación (Eje)	Medidas				Conformidad
		Plano (cm)		Campo (cm)		
		Largo	Espesor	Largo	Espesor	
PL101	1-A, 2-A, 3-A	120	20	120	20	Si
PL101	3-C, 3-D	120	20	120	20	Si
PL101	1-F	120	20	120	20	Si
PL102	1-B, 2-B, 3-B	160	25	160	25	Si
PL102	1-E, 2-E, 3-E	120	25	120	25	Si
PL103	1, C-D	300	25	560	25	No
PL104	1, C- D	170	20	170	20	Si
PL105	2, C-D	210	25	180	25	No
PL201	1-A, 2-A, 3-A	120	20	120	20	Si
PL201	3-C, 3-D	120	20	120	20	Si
PL202	1-B, 2-B, 3-B	160	25	160	25	Si
PL102	1-E, 2-E, 3-E	120	25	120	25	Si
PL203	1, C-D	300	25	560	25	No
PL204	1, C- D	170	20	170	20	Si
PL205	2, C-D	210	25	180	25	No
PL301	3-C, 3-D	120	20	120	20	Si
PL302	1-B, 2-B, 3-B	160	25	160	25	Si
PL302	1-E, 2-E, 3-E	120	25	120	25	Si
PL303	1, C-D	300	25	560	25	No
PL304	1, C- D	170	20	170	20	Si
PL304	2, C-D	210	25	180	25	No

c. Losas

Para el caso de la edificación 1 las losas macizas están ubicadas en el sótano, semisótano y alrededor de caja de ascensor y escaleras. Y la losa aligerada está ubicada en el resto de ambientes de la edificación desde el primer nivel hasta el último, estas mantienen su espesor tal como está indicado en los planos estructurales G01-1 en el anexo 2.



Tabla 17

Tabla de descripción de losas estructurales Edificación 1.

Elemento	Tipo	Espesor (cm)	Conformidad
L01	Losa Aligerada en dos direcciones	20	Si
LM01	Losa Maciza	15	Si

d. Vigas

Para el caso de la edificación 1 las vigas principales respetan las medidas y ubicación del plano ya mencionado, y tienen la misma codificación que las placas. Se observa que hubo una variación en el primer eje (Eje A) sobre el sentido de la viga principal, este detalle se consideró para los cálculos posteriores de ambas metodologías. También se observa que según el plano G01-1 los ejes A y D están alineados al borde de las columnas, pero en campo están alineados al centro.

Tabla 18

Tabla de descripción de vigas estructurales Edificación 1.

Elemento	Ubicación (Eje)	Medidas				Conformidad
		Plano (cm)		Campo (cm)		
		Largo	Espesor	Largo	Espesor	
VP101	1-A, 2-A, 3-A	120	20	120	20	Si
VP101	3-C, 3-D	120	20	120	20	Si
VP101	1-F	120	20	120	20	Si
VP102	1-B, 2-B, 3-B	160	25	160	25	Si
VP102	1-E, 2-E, 3-E	120	25	120	25	Si
VP103	1, C-D	300	25	560	25	No
VP104	1, C-D	170	20	170	20	Si
VP105	2, C-D	210	25	180	25	No
VP201	1-A, 2-A, 3-A	120	20	120	20	Si
VP201	3-C, 3-D	120	20	120	20	Si
VP202	1-B, 2-B, 3-B	160	25	160	25	Si
VP202	1-E, 2-E, 3-E	120	25	120	25	Si
VP203	1, C-D	300	25	560	25	No
VP204	1, C-D	170	20	170	20	Si
VP205	2, C-D	210	25	180	25	No
VP301	3-C, 3-D	120	20	120	20	Si
VP302	1-B, 2-B, 3-B	160	25	160	25	Si
VP302	1-E, 2-E, 3-E	120	25	120	25	Si
VP303	1, C-D	300	25	560	25	No
VP304	1, C-D	170	20	170	20	Si
VP304	2, C-D	210	25	180	25	No



Debido a las dimensiones de las vigas chatas no fue posible realizar su conformidad en campo, por lo que se asumirá su ubicación y distribución como esta descrito en los planos estructurales, mostrada en la Tabla 19.

Tabla 19

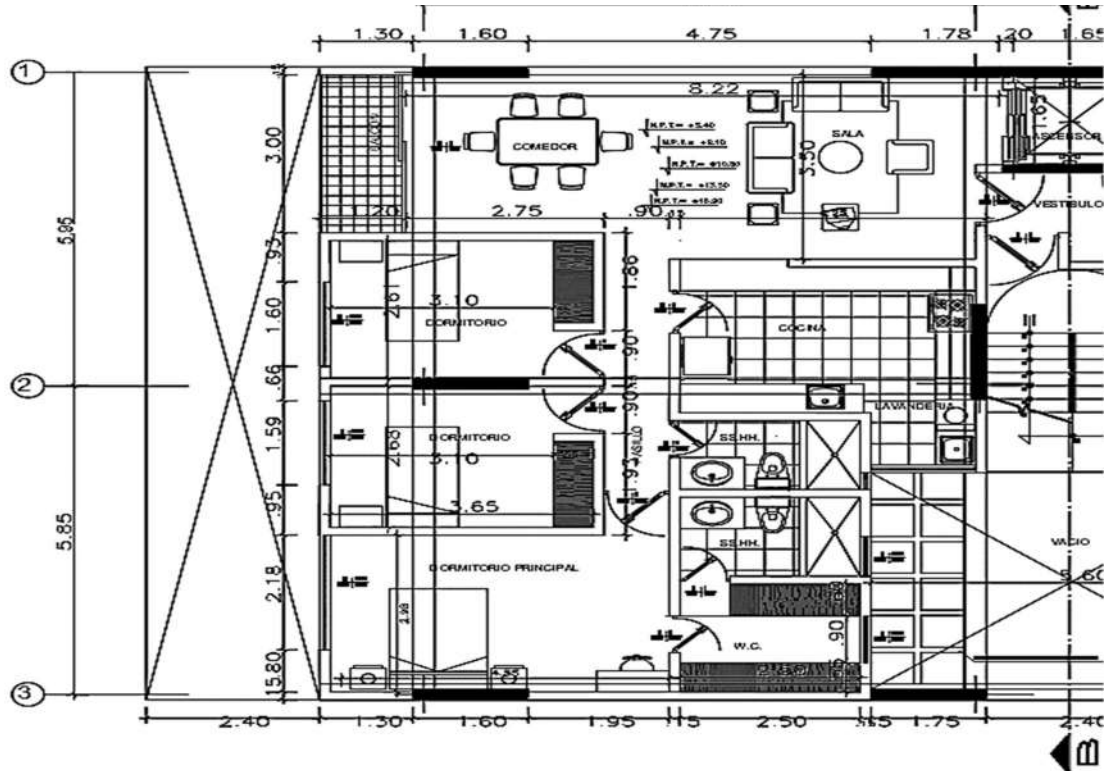
Tabla de descripción de vigas chatas Edificación 1.

Elemento	Ubicación (Eje)	Medidas			
		Plano (cm)		Campo (cm)	
		Altura	Ancho	Altura	Ancho
VCH103	Entre 1 y 2, A y C	20	20	20	20
VCH103	Entre 1 y 2, D y E	20	20	20	20
VCH103	Entre 2 y 3, A y C	20	20	20	20
VCH103	Entre 2 y 3, D y D'	20	20	20	20
VCH103	Entre 1 y 3, B y C	20	20	20	20
VCH103	Entre 1 y 2, D y E	20	20	20	20
VCH203	Entre 1 y 2, A y C	20	20	20	20
VCH203	Entre 1 y 2, D y E	20	20	20	20
VCH203	Entre 2 y 3, A y C	20	20	20	20
VCH203	Entre 2 y 3, D y E	20	20	20	20
VCH203	Entre 1 y 3, E y F	20	20	20	20
VCH303	Entre 1 y 2, B y C	20	20	20	20
VCH303	Entre 2 y 3, B y C	20	20	20	20
VCH303	Entre 1 y 2, D y E	20	20	20	20
VCH303	Entre 2 y 3, D y E	20	20	20	20
VCH303	Entre 1 y 3, A y B	20	20	20	20
VCH303	Entre 1 y 3, B y C	20	20	20	20
VCH303	Entre 1 y 3, D y E	20	20	20	20
VCH303	Entre 1 y 3, E y F	20	20	20	20

- De igual manera se visita el sótano, en este nivel no se tiene observaciones. Se prosigue a verificar a los departamentos, en la edificación 1 se tiene dos departamentos por piso, ambos iguales entre sí en la distribución de ambientes. También se sabe por los planos de arquitectura (Figura 36) que desde el segundo nivel hasta el octavo los pisos son iguales, lo cual se verifico in situ.

Figura 36

Plano de distribución en planta departamento modelo Nivel 2 hasta Nivel 8, Edificación 1.



Nota: Se utilizó los planos de distribución arquitectónica para la conformidad en campo, la figura 36 se observa el departamento modelo de todos los niveles, excepto el 1 y 2 de la edificación 1.

- Se verificó cada uno de los niveles, obteniendo las siguientes características sobre mampostería y acabados de cada edificación, así como el metrado de escaleras, muros, caja de ascensor, etc., mostrados en la Tabla 20.

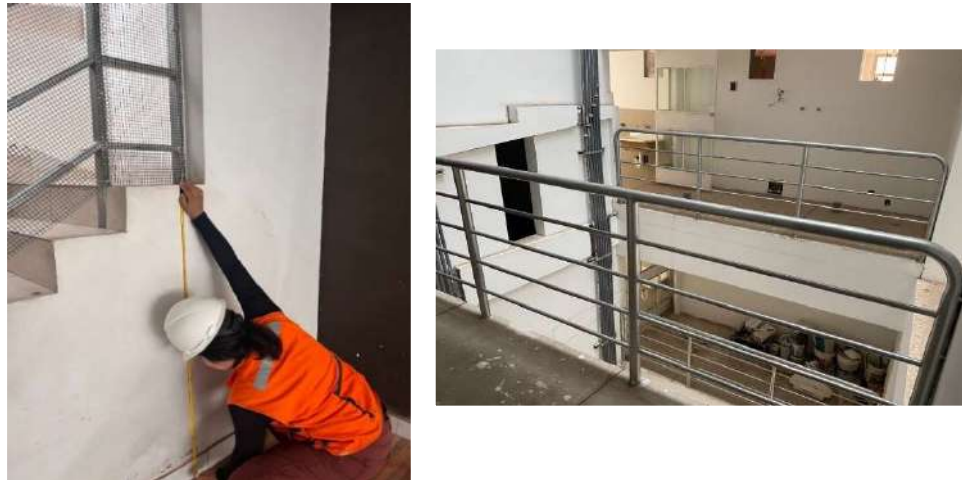
Tabla 20

Detalles de muros de tabiquería, acabado de piso y presencia de ascensor de la muestra.

Nombre	Muros de tabiquería	Acabado de piso	Presencia de Ascensor
Edificación 1	15 cm pandereta interior	Porcelanato y laminado	Si
Edificación 2	15 cm pandeireta interior/15 cm King Kong exterior	Porcelanato	Si
Edificación 3	15 cm pandereta interior	Porcelanato.	Si.
Edificación 4	15 cm pandereta interior	Porcelanato y laminado	No
Edificación 5	15 cm pandereta interior	Porcelanato	No

Figura 37

Visita a campo Edificación 1, verificación y metrado de acabados arquitectónicos.



Nota: Constatación de que medidas de elementos estructurales, así como su ubicación están reflejadas correctamente en los planos estructurales. De izquierda a derecha, medición de descanso de escalera, metrado de barandas internas de la edificación 1. (marzo,2023).

En la tabla 21 se muestran los acabados de barandas de acero en la ubicación mencionada.

Tabla 21

Detalles Arquitectónicos de la muestra.

Nombre	Barandas	Ubicación
Edificación 1	Acero Inox	Voladizos, Lavandería Interior
Edificación 2		-
Edificación 3	Acero Inox	Voladizos
Edificación 4		-
Edificación 5	Acero Inox	Voladizos

5. Se inspecciona el ultimo nivel de la edificación, debido al remate de las columnas es posible verificar el número de varillas en algunos elementos estructurales (placas y columnas), también se realiza el metrado in situ de alguna cobertura si hubiera (Figura 38).

Figura 38

Visita a campo Edificación 1, verificación y metrado de acabados arquitectónicos del último nivel.



Nota: Presencia de techo de cubierta en el noveno nivel (marzo,2023)

Tabla 22

Tabla Presencia de cobertura último nivel de la muestra.

Nombre	Presencia de Cobertura	Descripción
Edificación 1	Si	Cobertura de Estructura Metálica.
Edificación 2	No	Protección de columnas de 2.2m
Edificación 3	Si	Cobertura de Estructura Metálica.
Edificación 4	Si	Cobertura de Estructura Metálica.
Edificación 5	No	-

3.5.2 Llenado de cartillas de inspección visual FEMA P154 – ATC 21.

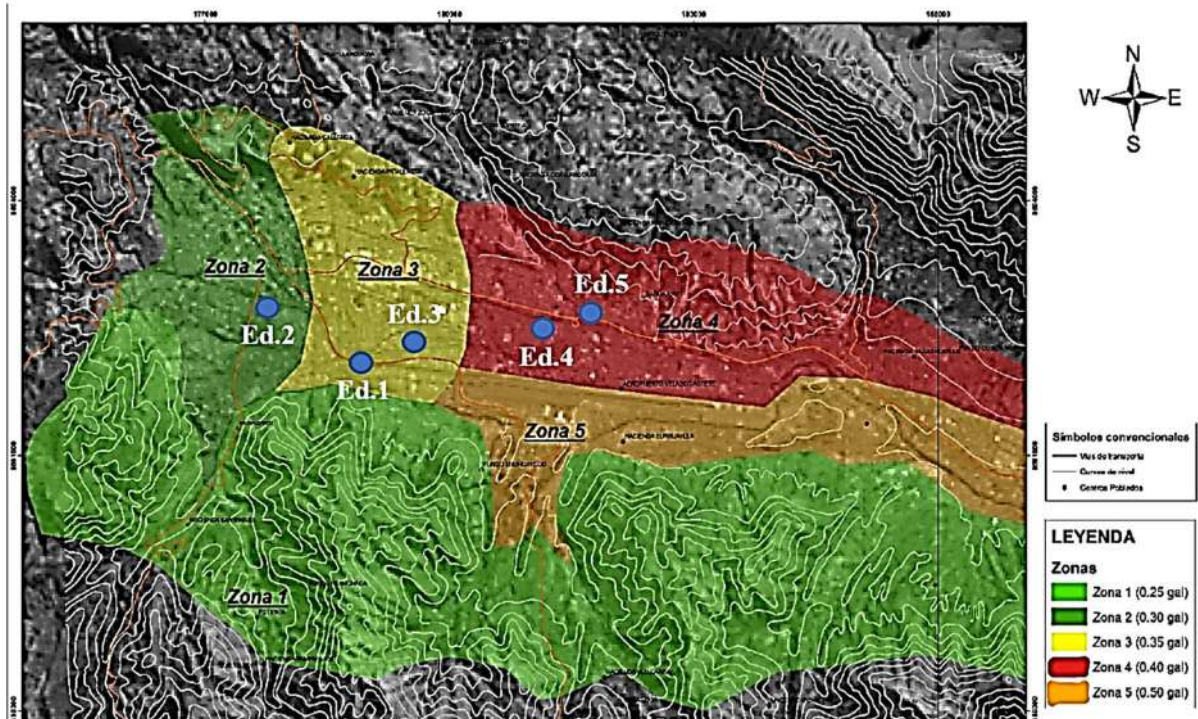
a. Equipos Utilizados

Para realizar el llenado de cartillas se necesitó los siguientes equipos y herramientas: cinta métrica, wincha metálica, distanciómetro, cuaderno de notas, equipos de protección personal, pizarrín, teléfono celular, cartillas de inspección visual FEMA P-154, expediente técnico de cada edificación.

b. Procedimiento

1. Lo primero es elegir la cartilla de inspección visual FEMA P-154 que depende de la aceleración sísmica del suelo donde están ubicados los edificios (Barrientos, 2020) para esto se hace uso de la figura 39.

Figura 39
Mapa de Peligrosidad Sísmica en la Ciudad del Cusco.



Nota: El mapa muestra la ubicación de las edificaciones propuestas sobre las diferentes zonas sísmicas, Obtenido de Peligro Sísmico En La Subcuenca Del Cusco (p. 103) por Barrientos, 2020, Universidad Andina del Cusco

Según Alcantara et. al (2022) : “Los periodos fundamentales obtenidos para la zona de la ciudad de Cusco tienen valores de periodo desde 0.90 s hasta 2.60 s.” lo cual indica que son periodos largos, adicionalmente a esto se observa en la Figura 39 que la edificación 2 se encuentra en la zona 2, las edificaciones 1 y 3 se encuentran en la zona 3 y las edificaciones 4 y 5 en la zona 4 ; teniendo un promedio de aceleraciones entre 0.350 gal y 0.4 gal; lo cual indica según la Tabla 5 del marco teórico que las cartillas de inspección visual deben ser de la región sísmica Moderada Alta. A continuación, se muestra la elección de cartillas para cada edificación.

Tabla 23

Tabla resumen de elección de cartilla de Inspección visual FEMA P154.

Nombre	Ubicación Política	Cartilla Fema P-154
Edificación 1	Calle Triunfo M7 Huancaro, Santiago.	Moderadamente Alta
Edificación 2	Manzanapata M-2, Santiago, Cusco	Moderadamente Alta
Edificación 3	Av. La Paz C-12, Wanchaq, Cusco	Moderadamente Alta
Edificación 4	Av. Diagonal Angamos A17, Wánchaq.	Moderadamente Alta
Edificación 5	Urb. Marcavalle Pasaje Chávez F24, Cusco.	Moderadamente Alta



Nota: Estas fueron elegidas en función de investigación los aportes de “Peligro Sísmico En La Subcuenca Del Cusco, 2020” presentada Barrientos (2020), donde se proporcionado un estudio detallado de las aceleraciones sísmicas de la subcuenca del Cusco.

- Se procede a la identificación de numero de niveles, año de construcción y año de código sísmico, (subtitulo 2.2.9) y toma de fotografías; desde este paso en adelante todos los datos recolectados son ingresados en las cartillas de inspección visual que se puede ver en el anexo 4, para todas las edificaciones.

Tabla 24

Año de construcción y número de pisos para marcadores FEMA P154 de la muestra.

Nombre	Construcción/Año Código	Pisos
Edificación 1	2014/2016	9
Edificación 2	2021/2016	6
Edificación 3	2015/2016	8
Edificación 4	2016/2016	5
Edificación 5	2021/2016	5

- Se define el tipo de suelo de la edificación según metodología FEMA P154-ATC 21, se tomó como referencia las especificaciones del estudio de suelos de los expedientes técnicos y planos de cimentación proporcionados de los edificios (Anexo 15). Se puede correlacionar el suelo según NTP E.030 con los tipos de suelos propuestos por FEMA P -154 (paso 2, subtitulo 2.2.9) esto a través de la Tabla 25. Si en el caso no se pudiera identificar el tipo de suelo FEMA recomienda considerar como suelo rígido (D). En este paso también se verifica si existen algún peligro geológico sea de licuefacción o deslizamientos. (Silva, 2020).

Tabla 25

Comparación de Tipos de Suelo

COMPARACION DE TIPOS DE SUELO	
NTP E.030	FEMA P154-ATC21
S0	Roca Dura (A) / Roca (B)
S1	Suelo muy denso y Roca suave (C)
S2	Suelo rígido (D)
S3	Arcilla Suave (E)
S4	Suelo Pobre (F)



Se tiene el detalle de la especificación del estudio de suelos de la edificación 1 en la Figura 40, en base a esto se define el tipo de suelo de cada edificación según a sus correspondientes especificaciones del EMS, se presenta el resumen de suelos de las edificaciones en la tabla 26:

Figura 40

Especificación del estudio de Mecánica de Suelos de la Edificación 1.

Zona:	2	Mapa de zonificación sísmica
Factor de zona	0.3	Tabla 1
Perfil de suelo	Tipo 3	S. finos en espesores < a 20m
Parámetro del suelo (tabla N° 2)	Tp= 0.9 s S = 1.4	Período predominante. Factor de amplificación del suelo



Ing. MSc. Carlos Fernández Baca Vidal
Ingeniería Civil - Geotecnia
Reg. CIP: 28099

Tabla 26

Tipo de Suelo según FEMA P-154 de la muestra.

Nombre	Suelo
Edificación 1	Tipo E (Suelo suave)
Edificación 2	Tipo E (Suelo suave)
Edificación 3	Tipo D (Suelo Rígido)
Edificación 4	Tipo D (Suelo Rígido)
Edificación 5	Tipo D (Suelo Rígido)

Posteriormente se tomará en consideración los planos de riesgo anexados, así como las conclusiones del “*Estudio de Peligros De la Ciudad del Cusco*” de Barrientos (2020).

(Benavente et al, 2004) Afirma que: “Son sectores de alto peligro por deslizamientos aparte de la quebrada de Saphi los sectores de Huancaro...”

Con esta evaluación se determina los peligros geológicos de licuefacción y deslizamientos que se requieren en el llenado de la cartilla correspondiente en la tabla 27 se muestran los resultados. Debido a que la edificación 1 se encuentra en el distrito de Santiago, se define que presenta el peligro de deslizamientos.



Tabla 27

Resumen de peligros geológicos licuefacción y/o Deslizamientos para la muestra.

Nombre	Geológicos /Peligros
Edificación 1	Deslizamientos
Edificación 2	Ninguno
Edificación 3	Ninguno
Edificación 4	Ninguno
Edificación 5	Ninguno

4. Se hace la verificación de ocupación de cada edificación, así como el posible sistema estructural de cada una de las edificaciones, esto correspondiente al paso 3 de la metodología. Para esto se hizo la evaluación siguiendo una inspección visual, apoyada en los planos de la edificación, así como su correspondiente comprobación de dimensiones (subtítulo 3.5.1) y la verificación de elementos estructurales de los cuales se denota la tabla 28.

Tabla 28

Ocupación y Sistema estructural de la muestra según FEMA- P154.

Nombre	Ocupación	Sistema Estructural
Edificación 1	Residencial	C2: Construcciones de concreto con placas
Edificación 2	Residencial	C2: Construcciones de concreto con placas
Edificación 3	Residencial	C2: Construcciones de concreto con placas
Edificación 4	Residencial	C2: Construcciones de concreto con placas
Edificación 5	Residencial	C2: Construcciones de concreto con placas

5. El paso más importante de esta inspección visual es la determinación de irregularidades verticales y en planta, como se indica en el subtítulo 2.2.9 paso 4 y 5 del marco teórico, y como se comprobó en el subtítulo 3.5.1 Tabla 15,16 y 17, para este paso se realizó:

- Mediciones de elementos estructurales y no estructurales.
- Medición de alturas de piso.
- Medición de aberturas en las losas continuas.
- Medición y observación de lugares inclinados.
- Medición y observación de esquina entrantes.



- Medición de dimensión de columnas y vigas y ubicación de estas.

Estos datos para todas las edificaciones se pueden encontrar en el anexo 2. Para el caso de la edificación 1 se observó la configuración y distribución estructural; desde el sótano hasta el último nivel, se muestran a continuación todas las irregularidades en las siguientes tablas:

Tabla 29

Verificación Irregularidad Vertical 1.

Lugar Inclinado/ Niveles Divididos	
Variación	Estado
Ninguna	No Existe

Para la determinación de la primera irregularidad en altura, se constata que la edificación no se ubica en un plano inclinado, y que los niveles están en su elevación correspondiente (no existe un nivel con diferentes elevaciones), lo cual se verifico in situ (figura 41), así como en los planos de la edificación.

Tabla 30

Verificación Irregularidad Vertical 2.

Irregularidad: Piso Débil		
Piso	Altura (m)	Estado
1er piso	3.60	Existe
2do-8vo piso	2.70	

Para la determinación de la segunda irregularidad se realizó la medición de alturas de piso in situ, teniendo como resultado que el primer nivel presenta una mayor altura en comparación a los niveles restantes de la edificación.

Tabla 31

Verificación Irregularidad vertical 3.

Irregularidad: Out-of-plane setback (Pisos retirados)			
Piso	largo	ancho	Estado
2do-8vo piso	10	15	Existe
9no piso	7	5	

La determinación de la irregularidad 3 se constata en la visita a campo observando que el ultimo nivel posee un retiro con respecto a los demás niveles, como se puede constatar en la Figura 48.



Tabla 32
Verificación Irregularidad vertical 4.

Irregularidad: Columna/Placa Corta				
Descripción	Altura (cm)	Peralte de Viga (cm)	Presencia de Muros cortantes	Estado
C1-101	360	25	-	
C2-101	360	25	-	
PL101	360	20	-	
PL101	360	20	-	
PL101	360	20	-	
PL102	360	25	-	
PL102	360	25	-	
PL103	360	25	-	
PL104	360	20	-	
PL105	360	25	-	
PL201	270	20	-	No existe
PL201	270	20	-	
PL202	270	25	-	
PL102	270	25	-	
PL203	270	25	-	
PL204	270	20	-	
PL205	270	25	-	
PL301	270	20	-	
PL302	270	25	-	
PL302	270	25	-	
PL303	270	25	-	
PL304	270	20	-	
PL304	270	25	-	

La verificación de esta irregularidad se realizó in situ observando las dimensiones de las columnas y placas, esto se observa en las Figuras 41 y 44: donde las columnas mantienen su misma altura entre sí en todos los niveles, y que la dimensión del peralte de viga no supera a la longitud de la columna o placa.

Tabla 33
Verificación Irregularidad vertical 5.

Irregularidad In-plane setback (Distribución Irregular)			
Sentido	Cantidad placas	Cantidad Columnas	Estado
X	10	1	No existe
Y	10	1	

Se observa en la verificación in situ y en los planos estructurales (G01-01) , que la distribución de placas es simétrica teniendo en ambos sentidos la misma cantidad de placas o muros de corte, así como estos mantienen sus mismas dimensiones.

Las figuras 40 y 41 muestran las verificaciones que se hicieron de campo, de la misma manera en la figura 43.

Figura 41

Identificación de Irregularidades Verticales, Edificación 1.



Nota: De izquierda a derecha vista frontal de la Edificación 1, medición de altura de piso con ayuda del distanciómetro. (marzo,2023).

A continuación, se detalla la determinación de irregularidades en planta de la edificación 1, como se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 34

Verificación de Irregularidad 1 en Planta.

Elemento	Torsión		Estado
	Cantidad		
	Sentido X	Sentido Y	
Placas	10	10	No Existe
Columnas	1	1	

Para la verificación de la irregularidad 1, se observó en la inspección in situ de la edificación que los elementos estructurales como placas y columnas coinciden con su ubicación y dimensión en el plano estructural (g01-01); teniendo la misma distribución simétrica en todos los niveles de la edificación como se puede observar en la Figura 41.

Figura 42
Distribución de Placas y Columnas de la Edificación 1.

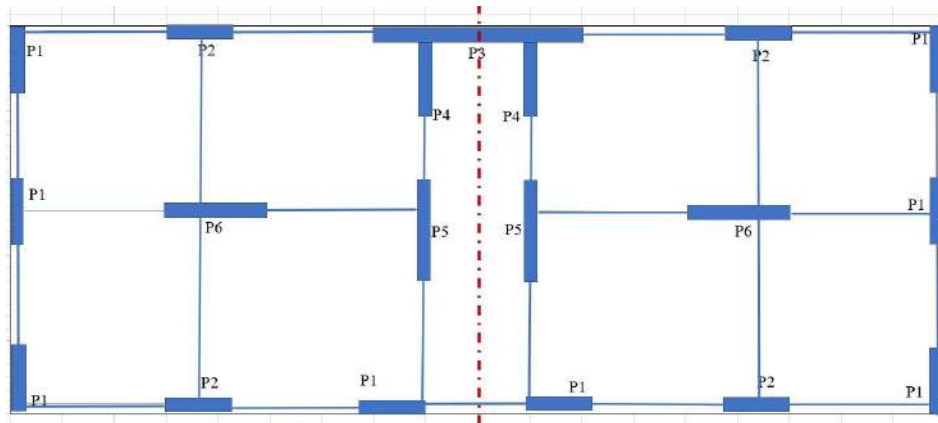


Tabla 35
Verificación de Irregularidad 2 en Planta.

Sistemas no Paralelos	
Alineación de ejes no Ortogonales	Estado
Ninguna	No Existe

La segunda irregularidad en planta nos indica que si existe una alineación de los elementos que no conforme un ángulo ortogonal o de 90° tendrá la presencia de la irregularidad de sistemas no paralelos, lo cual no es aplicable en la edificación 1, como se puede ver en su distribución estructural in situ en la Figura 40,41 y 42.

Figura 43
Identificación de Irregularidades en Altura, Edificación 1.



Nota: Medición de Columnas y Placas ultimo nivel de la Edificación 1, y verificación de perpendicularidad entre ejes (marzo,2023)

Tabla 36

Verificación de Irregularidad 3 en Planta.

Irregularidad: Esquinas Entrantes			
Piso	Long. X (m)	Long Y. (m)	Estado
Long. Total 1-8 piso	9.67	11.75	Existe
1er-8vo piso	9.67	11.75	
9no piso	2.65	5.57	

La irregularidad 3 se verifico in situ en concordancia con los planos estructurales, teniendo la presencia de una esquina entrante en el noveno nivel de la edificación, como se muestra en la tabla 36.

Tabla 37

Verificación de Irregularidad 4 en Planta.

Diafragmas Abiertos			
Piso	Área Abertura(m²)	Área Total(m²)	Estado
1er-2do piso	21.51	240.4	No
3er-8vo piso	-	240.28	Existe

Para la irregularidad de Diafragmas abiertos se realizó la medición de las aberturas presentes en la losa del 1er nivel (montacarga) como se ve en la Figura 43, el cual debe superar el 50 % del área total, en el caso de la edificación 1 no se aplica esta irregularidad.

Figura 44

Identificación de Irregularidades en Planta, medición de abertura de montacarga, Edificación 1.



Nota: Metrado de Abertura de montacarga ubicado en el sótano y el nivel 1, de la Edificación 1 (marzo,2023)

Tabla 38

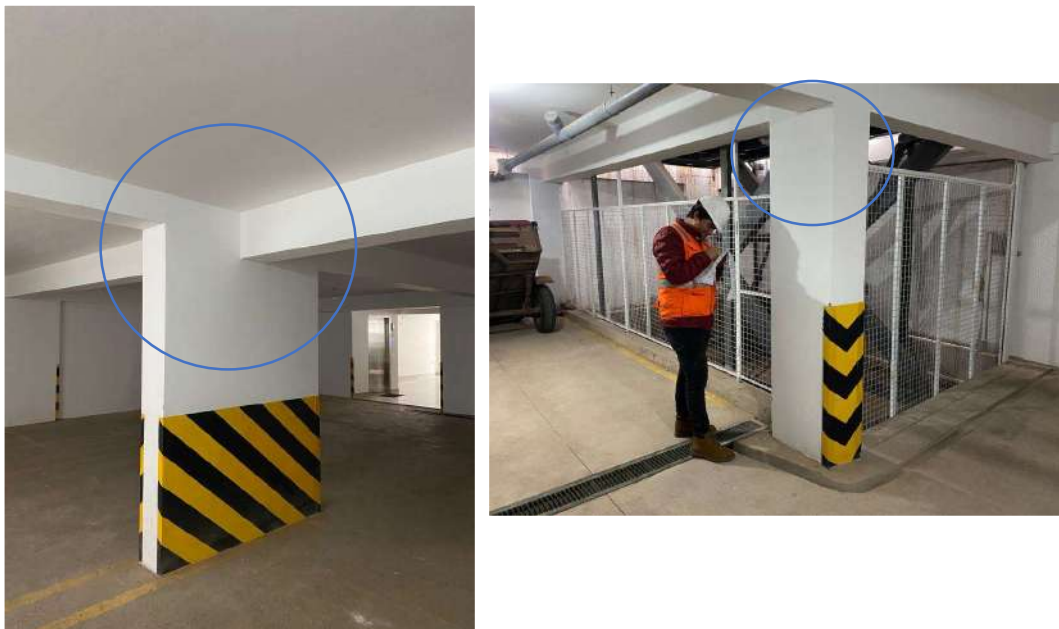
Verificación de Irregularidad 5 en Planta.

Vigas no Alineadas con las Columnas		
Piso	Existencia	Estado
1er	Si	Existe
2do-9no piso	No	

Como se observa en la Figura 44 se tiene la unión placa- viga de manera central y correcta, pero en la figura de la derecha se observa como la alineación de la viga-columna no es de manera central y sus ejes centrales no están alineados.

Figura 45

Identificación de Irregularidades en Planta, alineación de vigas, Edificación 1.



Nota: De izquierda a derecha alineación de ejes de placa – viga de manera central en el primer nivel, alineación de columnas -viga al borde del elemento, Edificación 1.

Finalmente se consolidan las irregularidades y se colocan en la cartilla de inspección visual FEMA P-154 (Figura 45), para su posterior valorización de puntajes como se indica en el subtítulo 2.2.29 del marco teórico, a continuación, se muestra el resumen de las irregularidades en la Tabla 39:



Tabla 39

Irregularidades Verticales y en Planta de la muestra según FEMA P154.

Nombre	Irregularidades Verticales	Irregularidades Planta
Edificación 1	Piso Débil, Out-of-plane Setback	Vigas no alineadas, Esquina Entrante
Edificación 2	Piso Débil	Vigas no alineadas
Edificación 3	Piso Débil	Torsión/Vigas no alineadas
Edificación 4	Piso Débil	Vigas no alineadas
Edificación 5	In plane Setback	Torsión



Figura 46

Cartilla de inspección visual Moderadamente Alta FEMA P154 de la edificación N°1.

UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: CORRELACIÓN DEL GRADO DE DAÑO CALCULADO MEDIANTE INDICE DE VULNERABILIDAD (FEMA P154 – ATC 21) CON EL DESEMPEÑO SISMICO (FEMA 440- ATC 40) DE EDIFICACIONES RESIDENCIALES EN LA CIUDAD DE CUSCO.

UTORES: BACH. CCORIMANYA VALDIVIA GERALDHINE FERNANDA
BACH. TUPAYACHI USCA GUILLERMO RENZO

EDIFICACION 1

DIBUJO

CARTILLA DE SISMICIDAD MODERADAMENTE ALTA

Dirección: Calle Triunfo 17-7 Huamano, Santiago.

Uso: Residencial

Latitud: 13°32'00" S Longitud: 71°58'29" W

Verificadores: Geraldine Corimanya Fecha: 23/03/2023
Guillermo Tupayachi

Número de pisos: 8 Año de construcción: 2014

Área: _____ Año código: 1998

Ocupación: Asamblea Comercial Servicio de emergencias Refugio
 Industrial Oficina Colegio: Estatal Gobierno
 Utilidad Almacén Residencial, #Unidades: _____

Tipo de suelo: A B C D E F No se sabe
Roca dura Roca Suelo denso Suelo rígido suave Suelo pobre Si no se sabe, asumir suelo D

Peligros geológicos: Licuefacción: No se sabe - Deslizamiento de tierra: No se sabe

Adyacencia: Golpeteo Peligro de caídas (materiales) de construcciones adyacentes más altas

Irregularidades: Vertical (tipo/severidad) Piso debil severo
 Planta (tipo) Vigas no alineados

Peligro de caídas exteriores: Chimeneas sin refuerzo Revestimiento pesado
 Parapetos
Otro: _____

COMENTARIOS:
Presencia de ascensor.

Puntajes iniciales, modificadores y puntaje final nivel 1, Sif																	
Tipo de edificación	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje de inicio	4.1	3.7	3.2	2.3	2.2	2.9	2.2	2.0	1.7	2.1	1.4	1.8	1.5	1.8	1.8	1.2	2.2
Irregularidad vertical severa, Vif	-1.3	-1.3	-1.3	-1.1	-1.0	-1.2	-1.0	-0.9	-1.0	-1.1	-0.8	-1.0	-0.9	-1.0	-1.0	-0.8	NA
Irregularidad vertical moderada, Vif	-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.6	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	NA
Plan irregularity, PIH	-1.3	-1.2	-1.1	-0.9	-0.8	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.9	-0.6	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.5	NA
Pre-código	-0.8	-0.9	-0.9	-0.5	-0.5	-0.7	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.4	-0.3	-0.5	-0.5	-0.1	-0.3
Post-benchmark	1.5	1.9	2.3	1.4	1.4	1.0	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.1	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Tipo de suelo A o B	0.3	0.6	0.9	0.6	0.9	0.3	0.9	0.9	0.6	0.8	0.7	0.9	0.7	0.8	0.8	0.6	0.9
Tipo de suelo E (1-3 pisos)	0.0	-0.1	-0.3	-0.4	-0.5	0.0	-0.4	-0.5	-0.2	-0.2	-0.4	-0.5	-0.3	-0.4	-0.4	-0.3	-0.4
Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.5	-0.8	-1.2	-0.7	-0.7	NA	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.4	NA	-0.5	-0.6	-0.7	-0.3	NA
Puntaje mínimo, Smn	1.6	1.2	0.8	0.5	0.5	0.9	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	1.4
Puntaje final nivel 1, Sif-Smn	1.4																

Grado de verificación

Exterior: Parcial Todos los lados Aéreo

Interior: no Visible Entero

Dibujo hecho: sí no

Uente de tipo de suelo: Expediente técnico

Uente de peligro geológico: _____

Persona de contacto: Dueño de la Edificación

Otros peligros

¿Hay otros peligros que requieren de una evaluación estructural detallada?

Golpeteo (menos si el valor de Sif>2)

Peligro de caídas de construcciones vecinas más altas

Peligro geológico o tipo de suelo F

Daño significativo del sistema estructural actual

Nota: Cartilla Llenada in situ en visita a campo de la Edificación 1.



Durante el llenado de la cartilla de inspección visual se tienen parámetros que no influyen en el puntaje de índice de vulnerabilidad, pero estos son importantes tener en consideración para un entendimiento global de los posibles peligros que representaría la edificación como se puede ver en la tabla 40:

Tabla 40

Peligros Adicionales de la Cartilla FEMA P-154, Edificación 1

Peligro	Presencia	Observación
Adyacencia	SI	Presenta adyacencia con la edificación colindante izquierda.
Golpeteo	NO	Presenta una junta sísmica de 10 cm aprox.
Peligro de Caídas (materiales) de construcciones adyacentes	NO	Debido a que la edificación del costado izquierdo no supera en altura.
Peligro de Caídas Exteriores -Chimeneas sin refuerzo -Parapetos -Revestimiento Pesado	SI	Se tiene la presencia de parapetos en el último nivel (figura 42)
Peligro Geológico Tipo de Suelo F	SI	Como se ve en la Tabla 27, si presenta peligros geológicos de deslizamiento.
Daño significativo del sistema Estructural Actual	NO	No se constató un daño significativo en el sistema estructural en la visita in situ.

Figura 47

Revisión de otros peligros según FEMA P154- ATC 21, Edificación 1



Nota: De izquierda a derecha, edificación 1 con adyacencia al lado izquierdo, junta sísmica de edificación 1.

Figura 48

Verificación de Adyacencia y presencia de Parapetos en Edificación 1.



3.6. Procedimiento de Análisis de Datos

3.6.1. Índice de Vulnerabilidad FEMA P-154 - ATC 21

Luego de plasmar las características observadas en el punto 3.5.2, se realiza la sumatoria de puntajes de la cartilla de inspección visual (Figura 46) para hallar el valor del índice de vulnerabilidad “S” teniendo los resultados para cada edificación en la Tabla 41:

Tabla 41

Resultados de índice de vulnerabilidad para la muestra según FEMA P154.

Nombre	Año de Construcción	Puntajes	Posible Grado de Daño
Edificación 1	2014	S= 0.3	Alta probabilidad de tener daño de grado 5 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 4.
Edificación 2	2021	S= 1.4	Alta probabilidad de tener daño de grado 3 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 2.
Edificación 3	2015	S= 0.3	Alta probabilidad de tener daño de grado 5 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 4
Edificación 4	2016	S= 2.2	Alta probabilidad de tener daño de grado 2 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 1
Edificación 5	2021	S= 2.7	Alta probabilidad de tener daño de grado 2 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 1



Según metodología FEMA P154 – ATC 21, se tiene la clasificación de grado de daño para las estructuras de todas las edificaciones. Donde el valor de S representa la probabilidad de daño según la Tabla 9 del marco teórico. A continuación, se tiene el grado de daño según al parámetro “S” hallado anteriormente, en la tabla 42 se redacta el grado de daño de cada edificación en términos de daño a elementos estructurales y no estructurales según a la metodología FEMA P154- ATC 21 (Tabla 10 del marco teórico).

Tabla 42

Clasificación de daños de la muestra según FEMA P-154

Nombre	Año de Construcción	Ubicación	Clasificación de daño
Edificación 1	2014	Calle Triunfo M7 Huancaro, Santiago.	Daños muy graves con daños estructurales graves y daños no estructurales muy graves (gritas en elementos estructurales por compresión y rotura de armazón, inclinación o colapso de algunas columnas y en casos más severos Daños estructurales muy graves con posible colapso de la planta baja o de algunas partes.
Edificación 2	2021	Manzanapata M-2, Santiago, Cusco	Daños moderados, con daños estructurales ligero y no estructurales moderados. (gritas en vigas y en los muros estructurales y Grietas en los tabiques, caída de revestimientos y enlucidos frágiles) y/o daños importantes a graves con daños estructurales moderados y no estructurales graves (grietas en columnas, vigas y juntas de los muros. Grandes grietas en tabiques y muros).
Edificación 3	2015	Av. La Paz C-12, Wanchaq, Cusco	Daños muy graves con daños estructurales graves y daños no estructurales muy graves (gritas en elementos estructurales por compresión y rotura de armazón, inclinación o colapso de algunas columnas y en casos más severos Daños estructurales muy graves con posible colapso de la planta baja o de algunas partes
Edificación 4	2016	Av. Diagonal Angamos A17, Wánchaq.	Daños despreciables o ligeros con ningún daño estructural y no estructural (fisuras en los tabiques) y/o daños moderados con daños estructurales ligeros y daños no estructurales moderados (gritas en vigas y en los muros estructurales, así como grietas en los tabiques, caída de revestimientos y enlucidos frágiles)
Edificación 5	2021	Urb. Marcavalle Pasaje Chávez F24, Cusco.	Daños despreciables o ligeros con ningún daño estructural y no estructural (fisuras en los tabiques) y/o daños moderados con daños estructurales ligeros y daños no estructurales moderados (gritas en vigas y en los muros estructurales, así como grietas en los tabiques, caída de revestimientos y enlucidos frágiles)



3.6.2. Análisis estático lineal

La segunda parte de la presente investigación es el análisis estático no lineal Pushover, previamente a este análisis es necesario realizar el análisis estático lineal, para ambos análisis se utilizó el software ETABS V. 20 (versión educativa); cada edificación tiene su propio análisis y propios resultados, para mayor practicidad se describirá el proceso de la edificación 1 el cual se replica en las demás edificaciones.

3.6.2.1 Modelado de la estructura en Software

a. Definición de Grillas y altura de Piso

El primer paso es la definición de grillas y altura de piso según a la verificación en campo, la cual coincide con los planos estructurales.

b. Definición de propiedades de materiales

La definición de materiales se realizó según a cada expediente técnico de cada edificación, se define las propiedades mecánicas del acero y concreto. En el caso de la presente investigación se tiene 5 edificaciones las cuales todas usan acero corrugado grado 60 y tienen concretos de 210 kg/cm² y 280 kg/cm² de resistencia a la compresión respectivamente, en el caso de la edificación 1 se tiene la resistencia a la compresión del concreto de vigas, columnas y placas de 280 kg/cm² (dato obtenido del plano G01-01). Las propiedades mecánicas del concreto se tienen en la Tabla 43:

Tabla 43
Propiedades mecánicas del concreto de la muestra.

f'_c (kgf/cm ²)	Peso Específico (kgf/m ³)	Módulo de Elasticidad (kgf/cm ²) $E = 15000\sqrt{f'_c}$	Módulo de Poisson (ν)	Módulo de Corte (kgf/cm ²) $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$
210	2400	217370.65	0.2	90571.10466
280	2400	250998.01	0.2	104582.5033

Y para el caso del acero se tiene la Tabla 44:

Tabla 44
Propiedades mecánicas del acero de la muestra.

f_y (kgf/cm ²)	Peso Específico (kgf/m ³)	Módulo de Elasticidad (kgf/cm ²)	Esfuerzo Último (kgf/cm ²)
4200	7850	2000000	6300

c. Definición de elementos estructurales

- o Definición de Sección de Columnas, Placas y Vigas

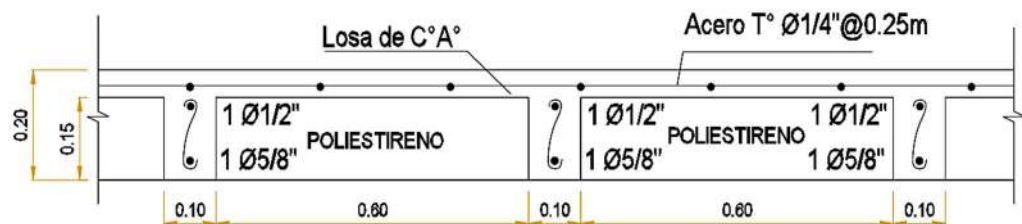
Como tercer paso se define las secciones de los elementos tipo frame (vigas y columnas) y wall (placas), estos datos fueron extraídos de los planos estructurales de cada edificación y sus especificaciones técnicas, en el caso de la edificación 1 se tiene el plano G01-01.

- o Definición de Sección de Losas

Se tiene dos tipos de losas (slack) en la edificación 1, la primera losa aligerada en ambos sentidos, con espesor de 20 cm y la segunda losa maciza con espesor de 15 cm, se definieron ambas losas en el software según planos estructurales.

Figura 49

Plano de detalle de losa aligerada de edificación 1.

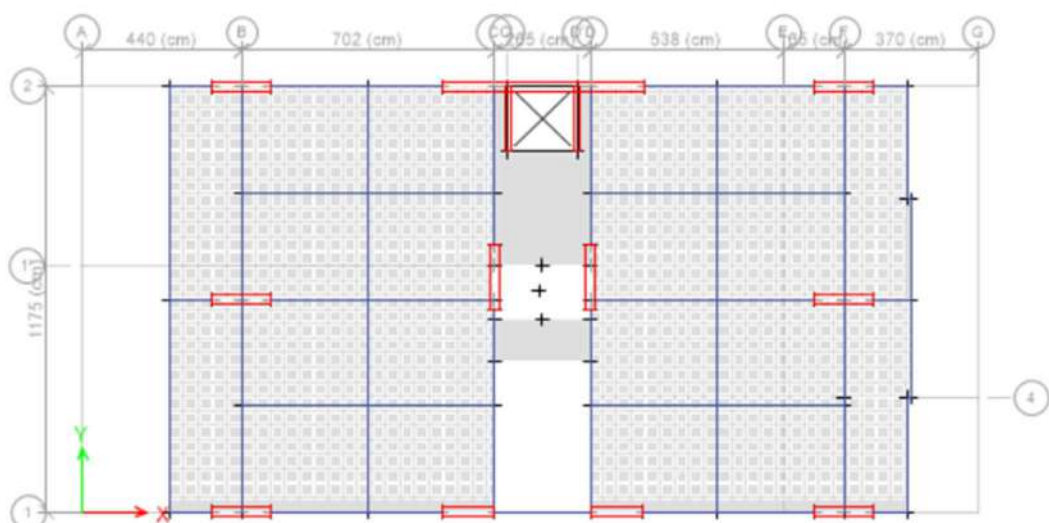


DETALLE TÍPICO DE LOSA ALIGERADA, 2 DIRECCIONES

Esc: 1/10

Figura 50

Distribución de losa aligerada en dos direcciones y losa maciza software ETABS, edificación 1.



Nota: Se observa la definición de dirección de losas, esto para mayor precisión en la distribución de esfuerzos y la medición de deformaciones.

d. Definición de Aceros Estructurales

Para la definición del acero estructural se utilizó de referencia la norma ASTM A615 - GRADO 60 para aceros corrugados emitido por Aceros Arequipa S. A (2023). Estas áreas y diámetros fueron ingresados al modelado en el software ETABS y fueron configurados para cada tipo de sección que se tiene.

Tabla 45

Diámetros y áreas de acero ingresado a software ETABS.

Diámetro de Barra		Sección (cm ²)	Perímetro (cm)	Peso nominal (kg/m)
Pulgadas	mm			
-	6	0.28	1.88	0.222
-	8	0.5	2.51	0.395
3/8	-	0.71	2.99	0.56
-	12	1.13	3.77	0.888
1/2	-	1.29	3.99	0.994
5/8	-	1.99	4.99	1.552
3/4	-	2.84	5.98	2.235
7/8	-	3.87	6.98	3.042
1	-	5.1	7.98	3.973
1 3/8	-	10.06	11.25	7.907

○ Definición de Acero de Columnas

En el caso de las columnas se configura el acero longitudinal, el confinamiento y espaciamiento de estribos, esta configuración es sacada del plano de estructuras G01-01, que se puede ver en el anexo 2.

○ Definición de Acero Vigas

Para la distribución de acero en vigas se realizó el metrado de cada una de las secciones como se puede ver en la Figura 52, se registra un total de 35 secciones para la edificación 1 (figura 49).

Figura 51

Detalle de Armado de acero de refuerzo de viga de edificación 1.

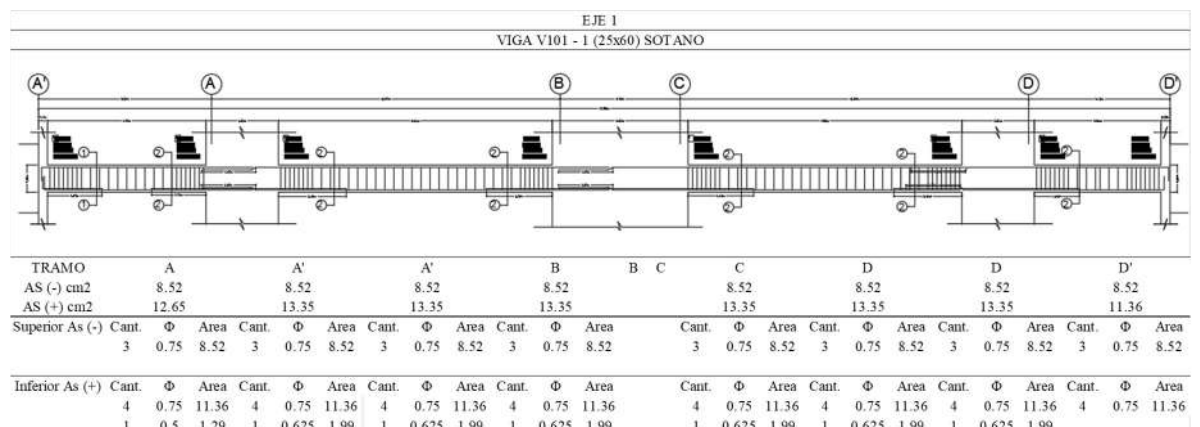
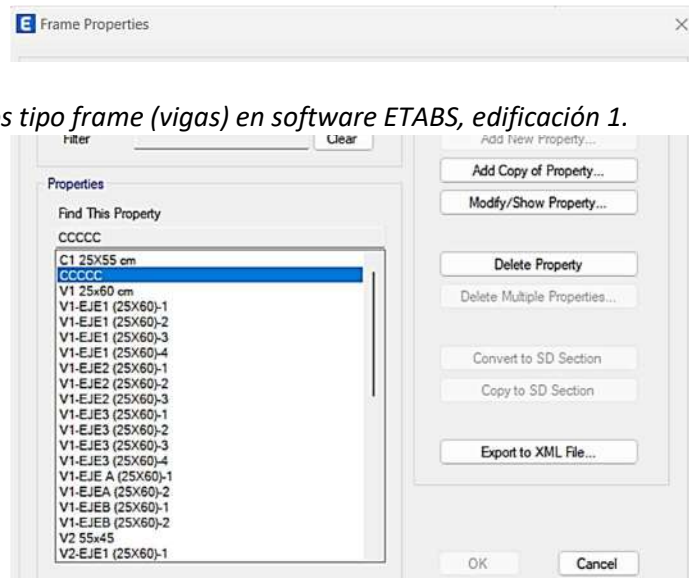


Figura 52

Definición de elementos tipo frame (vigas) en software ETABS, edificación 1.



- Definición de Acero de Placas

Al igual que los anteriores elementos se configura el acero según al plano estructural G01-1 (figura 50).

Figura 53

Detalle de Armado de acero de refuerzo de placa de edificación

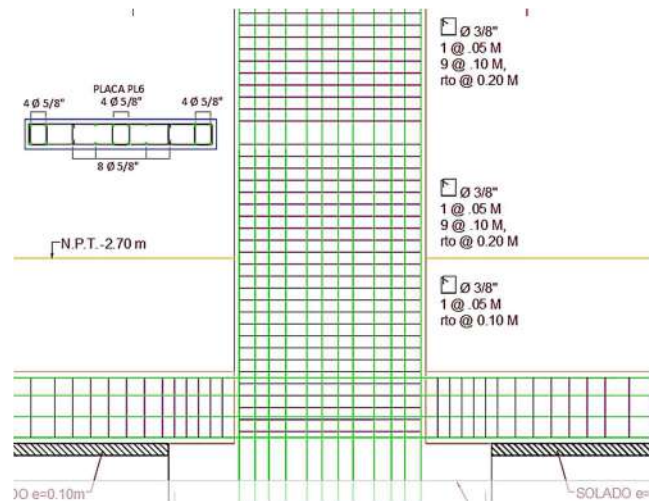




Figura 54

Definición de Armado de acero de refuerzo de placa en software ETABS de

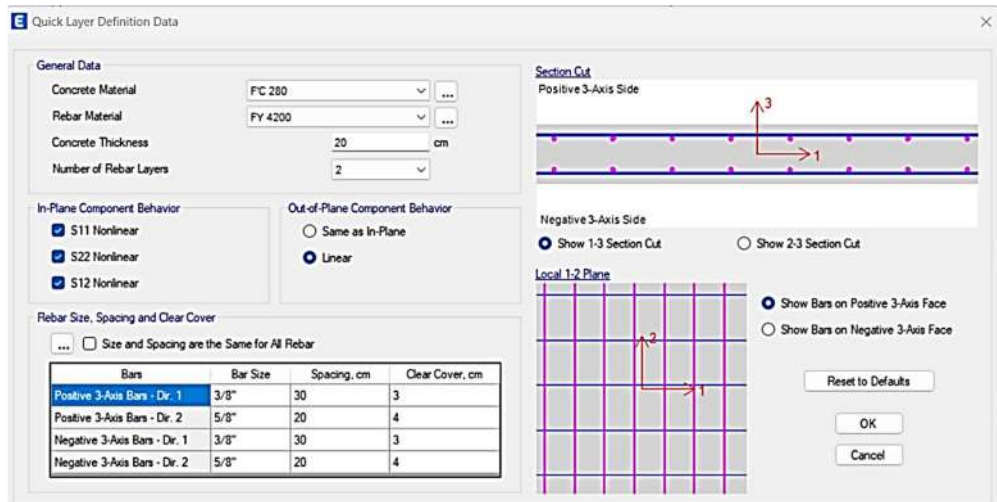


Figura 55

Definición por modelo de fibras del concreto y acero de la placa en software ETABS de edificación 1.



e. Asignación de Piers en Placas

La asignación de piers es un paso fundamental para el análisis estático lineal, este proceso implica que cada conjunto de placas que estén unidas estructuralmente entre si deben tener un pier asignado idealizando que son un solo elemento; esto se hace para cuantificar cuanta fuerza cortante basal asumen las placas para la determinación del sistema estructural.

f. Definición de Cargas Aplicadas por gravedad.

Se hizo la definición de cargas que son aplicados en la estructura para el análisis estático lineal y no lineal, se tiene cargas muertas, cargas vivas y cargas de techo.



g. Análisis y metrado de cargas aplicado a elementos estructurales

A continuación, se detallará el metrado y aplicación de cargas a los elementos estructurales, según al uso y al ambiente de la edificación según norma E.020. Este cálculo esta detallado para cada una de las edificaciones en el anexo 5, ya que cada una tiene diferentes condiciones de carga.

o Cargas distribuidas

Muros de Tabiquería

El cálculo de las cargas ejercidas por los muros de tabiquería depende del tipo de unidad de albañilería que se utilizó, así como del aparejo y altura del muro. Estos datos fueron extraídos de los planos de arquitectura y verificados en campo. Se utilizaron unidades sólidas para los muros exteriores y unidades tubulares para la distribución de ambientes, se asigna la altura de muro según sea el caso, y se aplica la carga de estos elementos de manera distribuida por metro lineal sobre las vigas principales, secundarias y chatas; si están coinciden con la distribución arquitectónica.

Según San Bartolomé (1998) para los muros estructurales y tabiques construidos con ladrillos de arcilla o calcáreos, puede emplearse las cargas de peso propio, expresadas en kilogramos por metro cuadrado de área del muro por centímetro de espesor del muro, incluyendo el tarrajeo, como se muestra en la Tabla 46:

Tabla 46

Metrado de muros de albañilería, edificación 1.

Tipo de Ladrillo	Peso Unitario Tipo de Ladrillo (kg/m ² x cm)	Espesor de muro (cm)	Altura de Muro (m)	Peso por metro lineal (kg/m)	Peso a Utilizar (kg/m)
Unidad solida 15 cm	19	15	2.15	612.75	615
Unidad tubular 15 cm	14	15	2.15	451.5	455

Los muros que no coincidan con los elementos estructurales ya mencionados, fueron metrados y su peso total dividido en el área de influencia, se realizó la comprobación de resultados con la NTP. E 020; donde nos indica que se utiliza 50kgf/m² para divisiones livianas móviles de media altura y de



100 kgf/m² para divisiones móviles de altura completa lo cual está conforme.

Estas cargas son consideradas cargas vivas.

Figura 56

Vista en elevación de asignación de cargas a en software ETABS, edificación 1.

C



- Cobertura de Techo de Estructura metálica

El metrado de la estructura metálica de techo se realizó respetando las medidas y pesos específicos indicados en la ficha técnica ASTM A500 LAC y GALV de la marca Aceros Arequipa (2020).



Tabla 47
Metrado de Cobertura Metálica, Edificación 1.

Descripción	Cantidad	Área de Sección (m ²)	Espesor (mm)	Peso Unitario (kg/m)	Longitud (m)	Peso (kg)	Peso a Utilizar (kg)
Correa Metálica 1 rectangular 1'x2'	5	0.125	2	2.26	12.00	135.60	
CM- SEC 1 rectangular 1'x2'	4	0.125	2	2.26	1.90	17.18	
CM- SEC 1 rectangular 1'x2'	4	0.125	2	2.26	2.00	18.08	
CM- SEC 1 rectangular 1'x2'	4	0.125	2	2.26	1.18	10.67	
CM- SEC 1 rectangular 1'x2'	4	0.125	2	2.26	1.52	13.74	
CM- SEC 1 rectangular 1'x2'	4	0.125	2	2.26	0.52	4.70	
CM- SEC 1 rectangular 1'x2'	4	0.125	2	2.26	5.00	45.20	
CM- SEC 1 rectangular 1'x2'	4	0.125	2	2.26	4.30	38.87	335
Correa Metálica 2 rectangular 1'x2'	1	0.125	2	2.26	8.00	18.08	
CM- SEC 2 rectangular 1'x2'	1	0.125	2	2.26	1.90	4.29	
CM- SEC 2 rectangular 1'x2'	1	0.125	2	2.26	2.52	5.70	
CM- SEC 2 rectangular 1'x2'	1	0.125	2	2.26	1.16	2.62	
CM- SEC 2 rectangular 1'x2'	1	0.125	2	2.26	1.52	3.44	
CM- SEC 2 rectangular 1'x2'	1	0.125	2	2.26	3.07	6.94	
CM- SEC 2 rectangular 1'x2'	1	0.125	2	2.26	3.67	8.29	
						<u>333.40</u>	

Al igual se metra el material de cobertura de la estructura metálica, utilizando la ficha técnica de la Teja Andina de la Marca ETERNIT (2023) se tiene en la tabla 48:

Tabla 48
Metrado de Cobertura, Edificación 1.

Descripción	Largo (m)	Ancho (m)	Área (m ²)	Área de Cobertura (m ²)	Cantidad	Peso Unitario (kg/m ²)	Peso Total (kg)	Peso a Utilizar (kg)
Teja Andina Eternit	1.14	0.72	0.8208	50.09	62.00	8.40	520.8	525

Metrado de Barandas

Se realizó el metrado de las barandas de Acero Inox en base a la especificación técnica del material, el peso resultante se aplica por metro lineal, como se muestra en la Tabla 49.

Tabla 49
Metrado de Barandas internas, Edificación 1.

Descripción	Cantidad	Dimensiones (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (kg/m)	Longitud (m)	Peso (kg)	Peso a Utilizar (kg/m)
Apoyo Vertical	4	3/4"	1.22	1.22	1.1	6.55	30
Apoyo Horizontal	4	3/4"	1.22	1.22	3.75	22.33	
							<u>28.87</u>

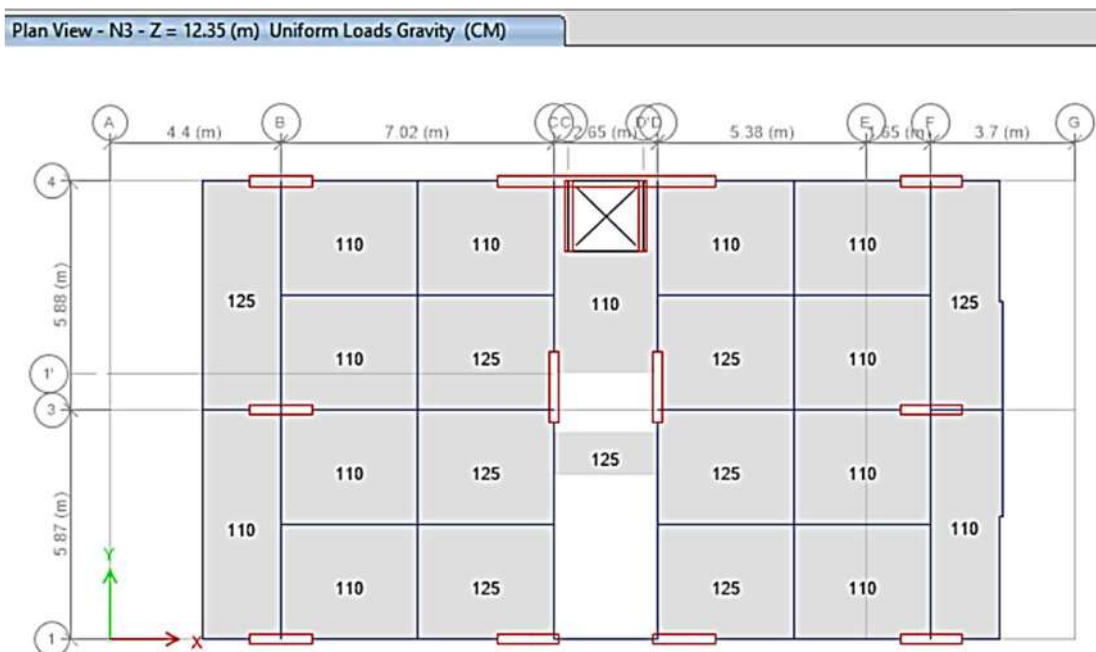
○ Cargas Superficiales

Se consideró el peso del piso terminado 100kg/m² según Norma E.020 y tipo de acabado como se muestra en la Tabla 50. Estos pesos son aplicados como carga muerta sobre las losas como se ve en la figura 57.

Tabla 50
Metrado de acabados de piso, Edificación 1.

Descripción	Piezas por caja (und)	m ² por caja (m ²)	Peso por caja (kg)	Peso por metro lineal (kg/m)	Peso a Utilizar (kg/m)
Porcelanato 60x60 Celima	4	1.44	31.4	21.8	25
Piso Laminado	10	2.46	14.7	5.97	10

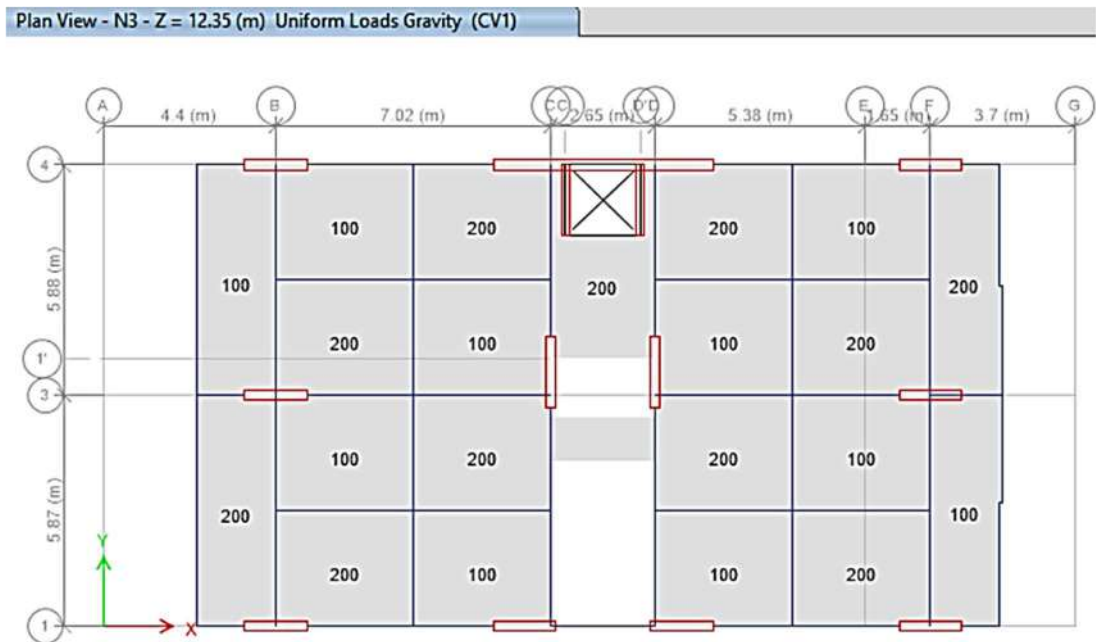
Figura 57
Vista en planta de asignación de cargas muertas en losas en software ETABS, edificación 1.



Las cargas vivas se asignan tomando en consideración el uso de los ambientes según norma E.020 (200 kgf/m^2); debido a que las cargas vivas no están aplicadas todo el tiempo en la estructura se intercalo la aplicación de estas en los diferentes paños; tal como indica la norma E.060 (2020) en el capítulo 8.

Figura 58

Vista en planta de asignación de carga viva 1 en losas en software ETABS, edificación 1.



h. Asignación de brazo rígido

Se asigno el valor de 0.5 ya que es el recomendado por el CSI (2019) y el ASCI 318 (2005), el valor no debe exceder este parámetro porque estaríamos sobreestimando la rigidez de los elementos de concreto armado.

i. Asignación de diafragmas rígidos

Se aplica el diafragma rígido para idealizar que las losas, columnas, vigas y placas están unidas entre sí; y que se comportan como un gran conjunto, mantendrán los mismos desplazamientos en todos los puntos de la estructura.

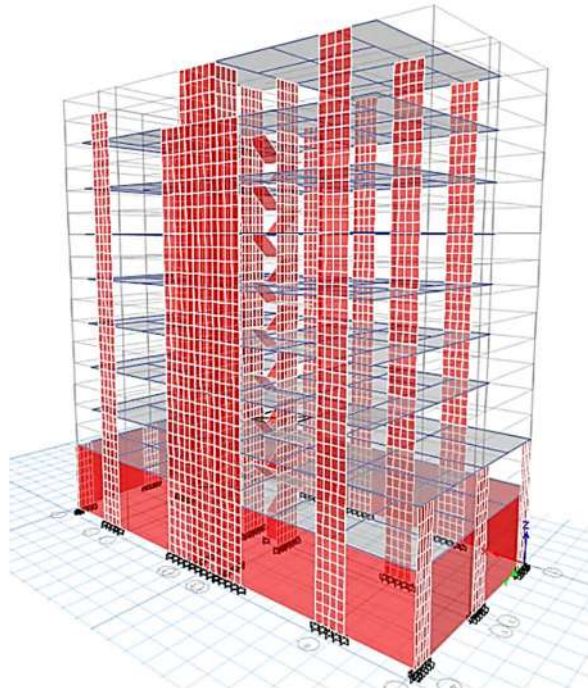
j. División de Placas y Losas

Debido a que el software ETABS se basa en el cálculo por elementos finitos, se hace necesario dividir los elementos como placas y losas en partes más pequeñas como se observa en la Figura 58 (a este proceso se le llama MESH en el software ETABS).



Figura 59

Placas y Losas divididas en elementos finitos en software ETABS, Edificación 1.



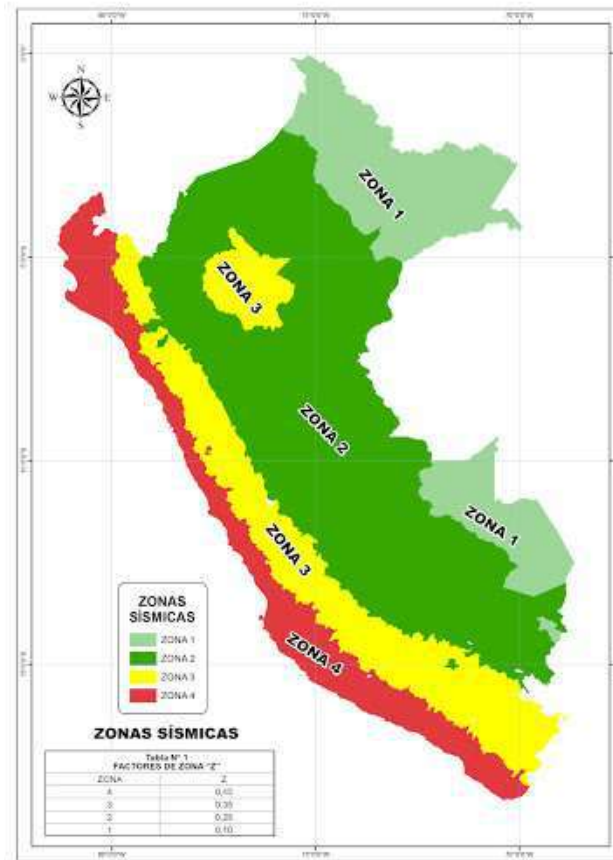
k. Parámetros para análisis modal espectral

En la presente investigación a todas las edificaciones de la muestra se realizó el análisis modal espectral estipulado en la normativa E.030 y descrito en el subtítulo 2.2.7 del marco teórico ; así como también se realizó el análisis sísmico estático para la obtención de los máximos momentos flectores y de fuerzas cortantes en las columnas, vigas y placas, datos que serán utilizados posteriormente en el cálculo de rotulas plásticas y diagramas de momento curvatura para el análisis estático no lineal.

○ Espectro de Respuesta

Se hace uso de los parámetros sísmicos de la edificación tales como Zona Sísmica (Figura 59) , Uso, Suelo y Sistema Estructural. Se considera que la edificación es regular y los demás datos son extraídos del expediente técnico de cada estructura. El cálculo detallado de los parámetros y construcción de espectros de todas las edificaciones está en el anexo 6, a continuación, se muestra el cuadro resumen de parámetros sísmicos de la muestra en la Tabla 51.

Figura 60
Zonificación Sísmica de Perú.



Nota: Zonificación Sísmica del Perú, La Ciudad del Cusco se encuentra dentro de la Zona 2. Obtenido de Norma Técnica Peruana E. 030.

Tabla 51
Parámetros Sísmicos de la muestra según norma E.030.

	Resumen De Parámetros Sísmicos				
	Edificación 1	Edificación 2	Edificación 3	Edificación 4	Edificación 5
Zona Sísmica (Z)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Uso (U)	1	1	1	1	1
Factor de Amplificación Sísmica (C)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Parámetros de sitio (S)	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, (R)	6	7	7	7	7

Se pasa a construir el espectro de respuesta (Figura 60), se define el espectro en el sentido de análisis X y Y; se relaciona el periodo y las pseudoaceleraciones mediante la ecuación 32:



$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \quad (32)$$

Donde:

g: valor de la gravedad 9.81 m/s^2

Sa: pseudoaceleraciones (g)

Z: factor de zona norma E.030

U: factor de uso norma E.030

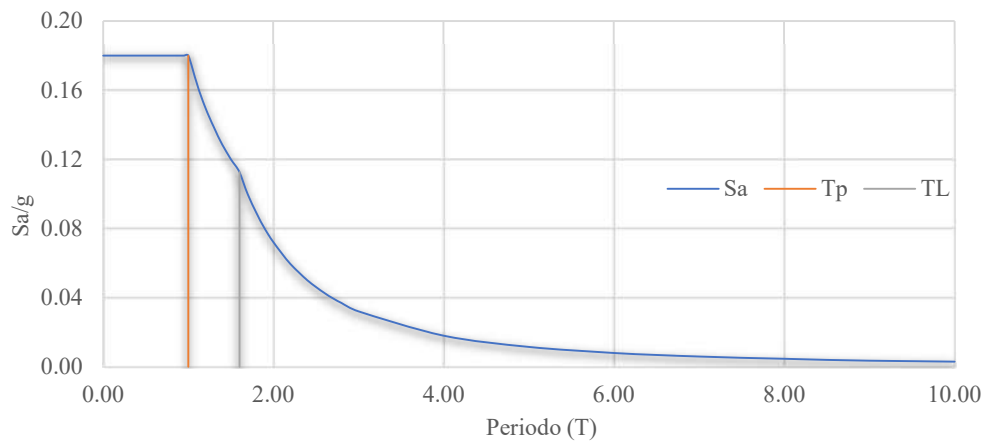
C: factor de amplificación sísmica norma E.030

S: factor de suelo

R: Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas

Figura 61

Espectro de Sismo de Diseño de Edificación 1 en sentido X y Y.



Nota: Se define cada espectro construido en el software ETABS en ambas direcciones (X y Y) para cada edificación.

l. Casos de Carga

Se define las cargas de respuesta lateral y vertical de los sismos dinámicos en X y Y donde se utiliza los $2/3$ del valor del espectro empleado para el análisis horizontal; este procedimiento está especificado en la NTP E.030.

m. Definición de modos de vibración

Según la NTP E.030 se debe tener por lo menos 3 modos de vibración por nivel, donde se debe alcanzar al menos el 90 % de masa participativa en cada dirección de análisis. En la Tabla 52 se muestra la cantidad de modos de vibración de cada edificación:



Tabla 52

Cuadro Resumen de modos de vibración de la muestra.

	Edificación 1	Edificación 2	Edificación 3	Edificación 4	Edificación 5
N° de Niveles	9	6	9	5	5
Modos de Vibración	27	18	27	15	15

n. Combinaciones de Carga

Para la obtención de los momentos flectores y las fuerzas de corte se generan las combinaciones de carga estipuladas en la norma E.060, se tiene 14 combinaciones de carga; que incluyen peso propio (PP), carga muerta (CM), carga viva (CV1, CV2), carga de techo (CT1, CT2) y los sismos dinámicos. Adicionalmente se genera una combinación que engloba a las anteriores llamadas Envolvente.

ñ. Determinación de Sistema Estructural

Se seguirán las recomendaciones de la NTP E.030 para la determinación numérica del sistema estructural de la muestra, donde se verifica la fuerza asumida por las placas y columnas, se tiene el resumen de todas las edificaciones de la muestra en la Tabla 53:

Tabla 53

Resumen de Sistemas Estructurales de la muestra en Sentido X y Y.

	Sistema Estructural de la muestra									
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Edificación 4		Edificación 5	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Total, Fuerza Cortante en la base (tnf)	44.84	71	70.37	78.65	44.36	35.10	86.43	62.34	71.6	41.39
Porcentaje que asume columnas (%)	0.33	0.52	81.74	65.77	45.57	31.65	25.71	41.36	45.50	93.41
Porcentaje que asume placas (%)	99.67	99.48	18.26	34.23	54.53	68.35	74.29	58.64	54.5	6.59
Sistema Estructural (Ro)	6	6	8	7	7	7	6	7	7	8

o. Irregularidades Estructurales

o.1 Irregularidades en Altura (Ia)

A continuación, se detalla el cálculo de irregularidades en altura para la edificación 1, para el resto de edificaciones se detalla el cálculo en el anexo 8.

o Irregularidad de Rigidez – Piso Blando



La irregularidad de rigidez se produce cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la deformación del entrepiso (también conocida como deriva) es superior a 1,4 veces el valor correspondiente en el entrepiso inmediatamente superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las deformaciones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. (NTP. E.030, 2018). El cálculo para la edificación 1 se muestra en la Tabla 54 y 55.

Tabla 54

Irregularidad por Rigidez-Piso Blando en Sentido X, Edificación 1.

CALCULO DE RIGIDEZ POR PISO Y DIRECCION - RIGIDEZ DIRECCIÓN X						
Nivel	FUERZA CORTANTE (tnf)	DESPLAZAMIENTO (cm)	RIGIDEZ K_i (tnf/cm)	$K_i/K_{(i+1)}$	K_i /PROMEDIO ($K_{(i+1)}, K_{(i+2)}, K_{(i+3)}$)	Condición
Techo	20.18	0.114	176.67			
Nivel 7	51.12	0.130	392.35	2.22		
Nivel 6	77.15	0.142	545.24	1.39		
Nivel 5	98.05	0.152	646.35	1.19	1.74	
Nivel 4	114.41	0.156	735.75	1.14	1.39	Regular
Nivel 3	126.59	0.148	857.67	1.17	1.34	
Nivel 2	134.72	0.121	1110.60	1.29	1.49	
Nivel 1	139.46	0.067	2084.57	1.88	2.31	
Sótano	140.99	0.005	28198.58	13.53	20.87	
				> 0.70	> 0.80	

Tabla 55

Irregularidad por Rigidez-Piso Blando en Sentido Y, Edificación 1

CALCULO DE RIGIDEZ POR PISO Y DIRECCION - RIGIDEZ DIRECCIÓN Y						
Nivel	FUERZA CORTANTE (TN)	DESPLAZAMIENTO (cm)	RIGIDEZ K_i (tnf/cm)	$K_i/K_{(i+1)}$	K_i /PROMEDIO ($K_{(i+1)}, K_{(i+2)}, K_{(i+3)}$)	Condición
Techo	24.28	0.50	48.19			
Nivel 7	63.09	0.28	225.56	4.68		
Nivel 6	96.60	0.33	291.67	1.29		
Nivel 5	124.32	0.38	330.28	1.13	1.75	
Nivel 4	146.57	0.40	363.44	1.10	1.29	Regular
Nivel 3	163.32	0.40	409.42	1.13	1.25	
Nivel 2	174.33	0.35	494.71	1.21	1.35	
Nivel 1	180.29	0.21	843.65	1.71	2.00	
Sótano	183.04	0.03	6584.12	7.80	11.30	
				> 0.70	> 0.80	

Debido a los resultados y los parámetros de la norma, ya no se someterá a la estructura a la verificación de irregularidad por rigidez extrema pues no es



necesario en esta edificación, en caso sea necesario en las demás edificaciones será mostrado en el anexo pertinente.

o *Irregularidad de Resistencia- Piso Débil*

La irregularidad de resistencia se presenta cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la capacidad de resistencia de un entrepiso ante fuerzas cortantes es menor al 80% de la resistencia del entrepiso inmediatamente superior. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018) NTP E0.30 El cálculo para el sentido X y Y se detalla en la Tabla 56 y 57.

Tabla 56

Irregularidad por Resistencia- Piso Débil en Sentido X, Edificación 1.

Cálculo De Resistencia Por Corte Dirección X						
Nivel	Ubicación	VX (kgf)	VY (Kgf)	Fuerza cortante en X (Tn)	Vxi/ Vxi+1	Condición
Techo	Bottom	20176.21	8720.23	20.18	-	
Nivel 7	Bottom	51123.42	7584.14	51.12	2.53	
Nivel 6	Bottom	77150.78	6614.20	77.15	1.51	
Nivel 5	Bottom	98050.56	9116.20	98.05	1.27	
Nivel 4	Bottom	114408.38	11459.03	114.41	1.17	Regular
Nivel 3	Bottom	126591.75	12200.75	126.59	1.11	
Nivel 2	Bottom	134715.38	13664.93	134.72	1.06	
Nivel 1	Bottom	139457.43	16351.88	139.46	1.04	
Sótano	Bottom	140992.89	18258.86	140.99	1.01	
					> 0.80	

Tabla 57

Irregularidad por Resistencia- Piso Débil en Sentido Y, Edificación 1.

Cálculo De Resistencia Por Corte Dirección Y						
Nivel	Ubicación	VX (kgf)	VY (Kgf)	Fuerza cortante en X (Tn)	Vxi/ Vxi+1	Condición
Techo	Bottom	4454.61	24275.74	24.28	-	
Nivel 7	Bottom	7458.31	63089.83	63.09	2.60	
Nivel 6	Bottom	9558.27	96600.34	96.60	1.53	
Nivel 5	Bottom	11234.16	124318.49	124.32	1.29	
Nivel 4	Bottom	12613.68	146574.95	146.57	1.18	Regular
Nivel 3	Bottom	13810.06	163319.09	163.32	1.11	
Nivel 2	Bottom	15377.52	174334.38	174.33	1.07	
Nivel 1	Bottom	17510.36	180288.42	180.29	1.03	
Sótano	Bottom	18258.87	183038.60	183.04	1.02	
					> 0.80	

Debido a los resultados y los parámetros de la norma, ya no se someterá a la estructura a la verificación de irregularidad por resistencia extrema.



○ *Irregularidad de Masa o Peso*

Se considera una irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, calculado según lo establecido en el numeral 4.3, es superior a 1,5 veces el peso de un piso adyacente. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018) (NTP E0.30) Esta irregularidad no se aplica en azoteas ni en sótanos como se ve en la Tabla 58.

Tabla 58
Irregularidad de Masa o Peso, Edificación 1.

Cálculo de Peso por Piso						
Nivel	Diafragma	Ubicación	Peso (tnf)	Peso i / Peso i -1	Peso i / Peso i +1	Condición
Techo	D9	Bottom	114.65			
Nivel 7	D8	Bottom	324.85	0.61		
Nivel 6	D7	Bottom	536.41	0.72	1.65	
Nivel 5	D6	Bottom	747.96	0.78	1.39	
Nivel 4	D5	Bottom	959.52	0.82	1.28	Irregular
Nivel 3	D4	Bottom	1171.08	0.85	1.22	
Nivel 2	D3	Bottom	1382.63	0.85	1.18	
Nivel 1	D2	Bottom	1617.52	0.79	1.17	
Sótano	D1	Bottom	2038.72			

< 1.50

Debido a que la estructura es irregular en masa el valor que asume es 0.9.

○ *Irregularidad Geométrica Vertical*

La configuración de una estructura se considera irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor a 1,3 veces la dimensión correspondiente en un piso adyacente (NTP. E030, 2018). Esta irregularidad no se aplica en azoteas ni en sótanos, como se ve en la Tabla 59.

Tabla 59
Irregularidad Geométrica Vertical en Sentido X y, Edificación 1.

Cálculo de Dimensión de Planta Resistente a Fuerzas Laterales				
Nivel	Longitud (m)		Condición	
	X	Y	X	Y
Nivel 7	16.6	11.75		
Nivel 6	16.6	11.75		
Nivel 5	16.6	11.75		
Nivel 4	16.6	11.75	Regular	Regular
Nivel 3	16.6	11.75		
Nivel 2	16.6	11.75		
Nivel 1	21.1	11.75		
Sótano				



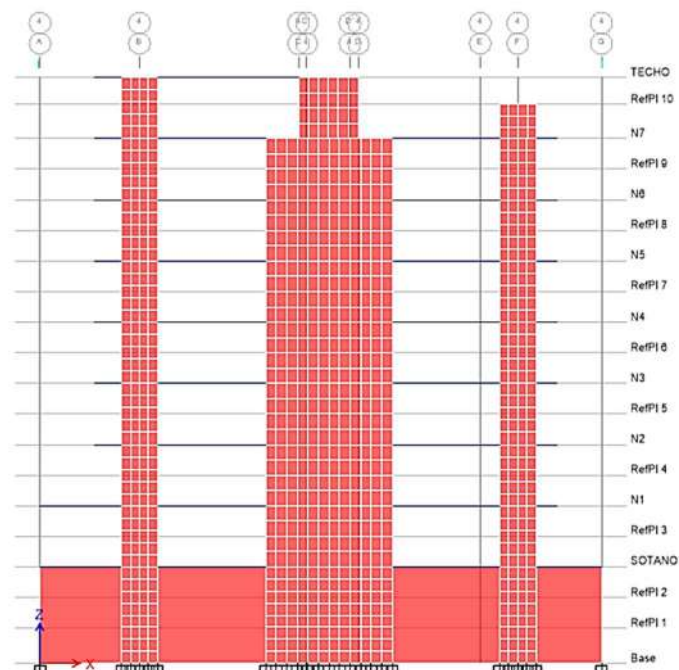
○ *Discontinuidad en los Sistemas Resistentes*

La estructura se considera irregular cuando cualquier elemento que soporte más del 10% de la fuerza cortante presenta un desalineamiento vertical, ya sea debido a un cambio de orientación o a un desplazamiento del eje, que supera el 25% de la dimensión correspondiente del elemento. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018)

En la Figura 62, se ve una reducción de sección de la placa en el último nivel del eje 4; pero su eje no ha sufrido ningún desplazamiento por lo que se asume que su condición es regular.

Figura 62

Elevación de Continuidad de eje central de Sistema Resistente de Placas, Edificación 1.



Los resultados de las irregularidades en altura se exponen en la Tabla 60:



Tabla 60
Resumen de Irregularidades en Altura, Edificación 1.

RESUMEN DE IRREGULARIDADES EN ALTURA- Edificación 1				
Dirección	Irregularidades	Condición	Ipi	Ip
X	Irregularidad de rigidez	Regular	1	0.9
	Irregularidad de rigidez extrema	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia extrema	Regular	1	
	Irregularidad de masa o peso	Irregular	0.9	
	Irregularidad de geometría vertical	Regular	1	
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	Regular	1	
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	Regular	1	
Y	Irregularidad de rigidez	Regular	1	0.9
	Irregularidad de rigidez extrema	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia extrema	Regular	1	
	Irregularidad de masa o peso	Irregular	0.9	
	Irregularidad de geometría vertical	Regular	1	
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	Regular	1	
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	Regular	1	

b.1 Irregularidades en Planta (Ip)

A continuación, se detalla el cálculo de irregularidades en planta para la edificación 1, para el resto de edificaciones se detalla el cálculo en el anexo 9.

○ *Irregularidad Torsional*

Se considera una irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo la excentricidad accidental, es mayor a 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el desplazamiento relativo máximo de entrepiso es superior al 50% del desplazamiento permisible indicado (para caso del concreto 0.007. (p. 17). (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018) El primer paso es saber si los desplazamientos relativos máximos son superiores al 50% del desplazamiento permisible indicado como se muestra en la Tabla 61.



Tabla 61

Parámetros Edificación 1 para Irregularidad Torsional.

Material Predominante	Concreto
Límite para distorsión de entrepiso	0.007
Altura de entrepiso (m)	2.7
Desplazamiento relativo máximo permisible (cm)	1.89
50% Permisible (cm)	0.95

Tabla 62

Desplazamiento Elástico Sentido X, Edificación 1.

Cálculo de Desplazamientos en sentido de Análisis X			
Nivel	Desplazamiento relativo promedio (cm)	Desplazamiento elástico (cm)	Análisis
		Ro=6	
Techo	0.143	0.644	No
Nivel 7	0.162	0.728	No
Nivel 6	0.193	0.869	No
Nivel 5	0.224	1.006	Si
Nivel 4	0.242	1.090	Si
Nivel 3	0.239	1.076	Si
Nivel 2	0.198	0.889	No
Nivel 1	0.096	0.432	No
Sótano	0.006	0.027	No

Tabla 63

Desplazamiento Elástico Sentido Y, Edificación 1.

Cálculo de Desplazamientos en sentido de Análisis Y			
Nivel	Desplazamiento relativo promedio (cm)	Desplazamiento elástico (cm)	Análisis
		Ro=6	
Techo	0.315	1.416	Si
Nivel 7	0.364	1.639	Si
Nivel 6	0.424	1.906	Si
Nivel 5	0.473	2.130	Si
Nivel 4	0.498	2.240	Si
Nivel 3	0.430	1.933	Si
Nivel 2	0.373	1.679	Si
Nivel 1	0.266	1.198	Si
Sótano	0.029	0.131	No

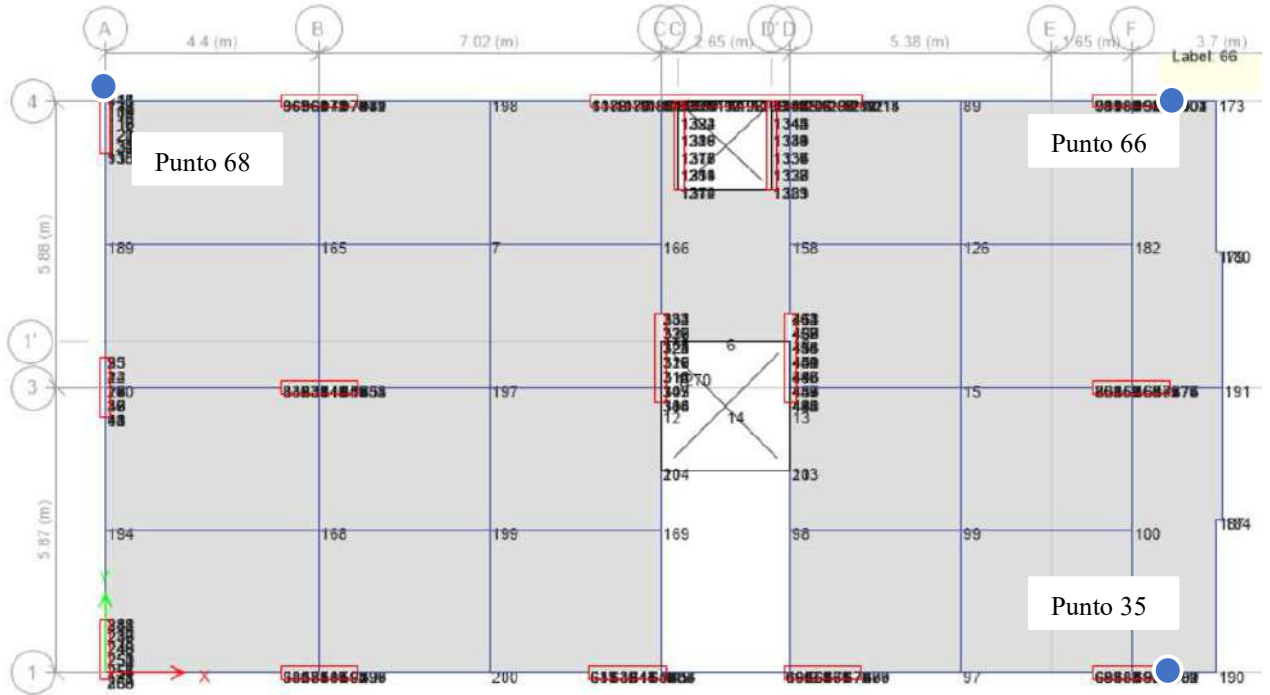
Se observa en las tablas 62 y 63 que en ambas direcciones de análisis es necesario hacer la comprobación del desplazamiento relativo del centro de masas para esto se escoge 3 puntos extremos de la estructura que sean los más



representativos de los desplazamientos (Figura 62), se considera una excentricidad positiva y negativa en cada sentido de análisis.

Figura 63

Elección de Puntos de Control Irregularidad Torsional, Edificación 1.



Teniendo el resultado de los desplazamientos de los puntos extremos, se debe sacar un promedio de estos y compararlo con el desplazamiento máximo relativo de entrepiso calculado inicialmente como se ve en la Tabla 64 y 65.

Tabla 64

Irregularidad Torsional en Sentido X, Edificación 1.

Determinación de irregularidad torsional en sentido de análisis X				
Nivel	Desplazamiento elástico máximo de entrepiso (cm)	Desplazamiento elástico promedio de los extremos (cm)	Desplazamiento entrepiso > Desplazamiento promedio de extremos	Condición
Techo				
Nivel 7	0.728	0.769	0.947	
Nivel 6	0.869	0.851	1.022	
Nivel 5	1.006	0.919	1.095	
Nivel 4	1.090	0.943	1.156	Regular
Nivel 3	1.076	0.896	1.201	
Nivel 2	0.889	0.732	1.215	
Nivel 1	0.432	0.386	1.120	
Sótano	0.027	0.022	1.192	

<1.3



Tabla 65
Irregularidad Torsional en Sentido Y, Edificación 1.

Determinación de irregularidad torsional sentido de análisis Y				
Nivel	Desplazamiento elástico máximo de entrepiso (cm)	Desplazamiento elástico promedio de los extremos (cm)	Desplazamiento entrepiso > Desplazamiento promedio de extremos	Condición
Techo				
Nivel 7	1.64	1.41	1.160	
Nivel 6	1.91	1.67	1.140	
Nivel 5	2.13	1.90	1.122	
Nivel 4	2.24	2.03	1.103	Regular
Nivel 3	1.93	2.00	0.965	
Nivel 2	1.68	1.72	0.975	
Nivel 1	1.20	1.05	1.146	
Sótano	0.13	0.13	1.027	
			<u><1.3</u>	

Debido a que la estructura es regular ya no se someterá a la verificación de irregularidad torsional extrema.

○ *Irregularidad de Esquinas Entrantes*

La estructura se considera irregular cuando las dimensiones en ambas direcciones de la esquina entrante superan el 20% de la correspondiente dimensión total en planta. (NTP E.030, 2018) se observa en las Tablas 66 y 67.

Tabla 66
Irregularidad de Esquinas Entrantes en Sentido X, Edificación 1.

Determinación de Esquinas entrantes en Sentido X				
Nivel	Longitud de esquina entrante (m)	Longitud total (m)	L.E.E / L.T	Condición
Techo	2.65	9.67	0.27	
Nivel 7	0	9.67	0.00	
Nivel 6	0	9.67	0.00	
Nivel 5	0	9.67	0.00	
Nivel 4	0	9.67	0.00	Irregular
Nivel 3	0	9.67	0.00	
Nivel 2	0	9.67	0.00	
Nivel 1	0	9.67	0.00	
Sótano	0	9.67	0.00	
			<u>< 0.20</u>	



Tabla 67

Irregularidad de Esquinas Entrantes en Sentido Y, Edificación 1.

Determinación de Esquinas entrantes en Sentido Y					
Nivel	Longitud de esquina entrante (m)	Longitud total (m)	L.E.E / L.T	Condición	
Techo	5.57	11.75	0.47		
Nivel 7	0	9.67	0.00		
Nivel 6	0	9.67	0.00		
Nivel 5	0	9.67	0.00		
Nivel 4	0	9.67	0.00	Irregular	
Nivel 3	0	9.67	0.00		
Nivel 2	0	9.67	0.00		
Nivel 1	0	9.67	0.00		
Sótano	0	9.67	0.00		
			< 0.20		

Debido a ser irregular en ambos sentidos de la irregularidad es 0.9.

○ *Irregularidad del Diafragma*

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta. (pp. 17) (NTP. E. 030,2018)

Tabla 68

Irregularidad de Diafragma, Edificación 1.

Determinación de Irregularidad de Diafragma				
Nivel	Área de diafragma discontinuo (m ²)	Área total del diafragma (m ²)	50% Área Total	Condición
Techo	21.51	240.28	120.140	
Nivel 7	21.51	240.28	120.140	
Nivel 6	21.51	240.28	120.140	
Nivel 5	21.51	240.28	120.140	
Nivel 4	21.51	240.28	120.140	Regular
Nivel 3	21.51	240.28	120.140	
Nivel 2	21.51	240.28	120.140	
Nivel 1	21.51	240.28	120.140	
Sótano	21.51	240.28	120.140	



○ *Irregularidad de Sistemas Paralelos*

Se considera que hay una irregularidad cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, los elementos que resisten fuerzas laterales no son paralelos entre sí. Sin embargo, esta irregularidad no se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores a 30 grados, ni cuando los elementos no paralelos resisten menos del 10% de la fuerza cortante del piso. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018) En el caso de la edificación les regular para la irregularidad de sistemas no paralelos. Los resultados de las irregularidades en planta se exponen en la siguiente tabla:

Tabla 69
Resumen de Irregularidades en planta de Edificación 1.

RESUMEN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA - Edificación 1				
Dirección	Irregularidades	Condición	Ipi	Ip
X	Irregularidad torsional	Regular	1	
	Irregularidad torsional extrema	Regular	1	
	Irregularidad Esquinas entrantes	Irregular	0.9	0.9
	Irregularidad Discontinuidad del diafragma	Regular	1	
	Sistemas no paralelos	Regular	1	
Y	Irregularidad torsional	Regular	1	
	Irregularidad torsional extrema	Regular	1	
	Irregularidad Esquinas entrantes	Irregular	0.9	0.9
	Irregularidad Discontinuidad del diafragma	Regular	1	
	Sistemas no paralelos	Regular	1	

Finalmente se presenta la Tabla 70, que muestra el resumen del valor de las irregularidades para cada edificación.

Tabla 70
Resumen de Irregularidades en planta y altura de todas las edificaciones.

Sentido de Análisis	RESUMEN IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES									
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Edificación 4		Edificación 5	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
IRREGULARIDAD EN ALTURA (Ia)	0.9	0.9	0.75	1	0.5	0.9	0.9	0.9	1	1
IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip)	0.9	0.9	0.6	0.9	0.6	0.9	0.75	0.6	0.6	1



p. Espectro de Respuesta afectado por las irregularidades

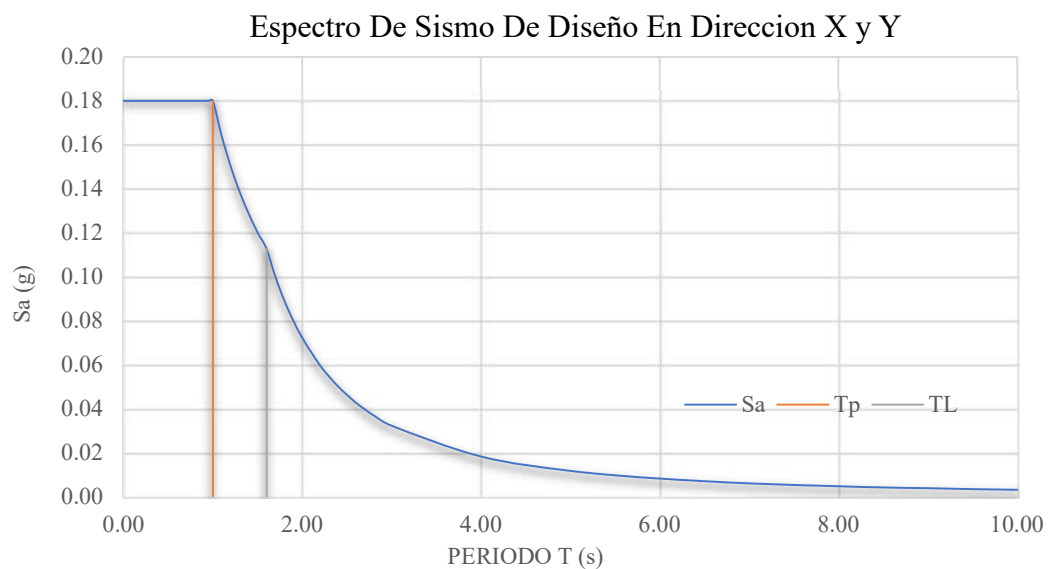
En el caso de la edificación 1, se tiene irregularidad en planta y altura por lo que su factor R se verá afectado como en la ecuación 33 en ambas direcciones de análisis:

$$R = 6 * 0.9 * 0.9 \quad (33)$$

Teniendo como resultado el factor de reducción sísmica es 4.86 y amplificando los nuevos espectros de respuesta sísmica como se muestra en la Figura 64. El cálculo de los nuevos espectros de respuesta afectados por las irregularidades de las demás edificaciones se encuentra en el Anexo 10.

Figura 64

Espectro de Sismo de Diseño en Dirección modificado por Irregularidades, Edificación 1.



q) Sismo Estático

q.1 Masa Participativa

Para comprobar la validez del análisis modal espectral se verifica si al menos el 90% de la masa participativa está en los modos de vibración según la NTP E.030 (2016), se observa que desde el modo de vibración 20 se tiene un 90.05% de masa participativa en X y Y un 98.83% de masa participativa en Y, como se observa en la Tabla 71.



Tabla 71

Porcentaje de Masa Participa en los modos de vibración, Edificación 1.

Modo	Periodo (s)	Masa Participativa X (%)	Masa Participativa Y (%)
17	0.031	0.8641	0.9527
18	0.028	0.8669	0.9814
19	0.026	0.8927	0.9883
20	0.026	0.9005	0.9899
21	0.025	0.9018	0.998
22	0.023	0.9019	0.9995
23	0.022	0.9035	0.9995
24	0.021	0.9469	0.9995
25	0.019	0.9646	0.9997
26	0.018	0.9839	0.9997
27	0.017	0.9912	0.9997

q.2 Periodos de Vibración

Se tiene los periodos de vibración para el sentido X y Y:

Dirección de Análisis X: 0.452 segundos.

Dirección de Análisis Y: 0.717 segundos.

q.3 Derivas de entrepiso

El cálculo de derivas de entre piso se realizó respetando la normativa E.030 (2016) (que indica en cuanto a las estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0.75 * R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0.85 * R$ los resultados obtenidos del análisis lineal elástico, teniendo los resultados en la Tabla 72 y 73, Los cálculos para las otras edificaciones se encuentran en el anexo 11.



Tabla 72

Distorsión elástica e inelástica en sentido X, Edificación 1.

NIVEL	Dirección de Análisis X	
	Rox	6
	Ro x Ip x Ia	4.86
	Distorsión inelástica	Verificación
Techo	0.0034	Correcto
Nivel 7	0.0034	Correcto
Nivel 6	0.0037	Correcto
Nivel 5	0.0042	Correcto
Nivel 4	0.0046	Correcto
Nivel 3	0.0045	Correcto
Nivel 2	0.0037	Correcto
Nivel 1	0.0019	Correcto
Sótano	0.0001	Correcto

Tabla 73

Distorsión elástica e inelástica en sentido Y, Edificación 1.

NIVEL	Dirección de Análisis Y	
	Roy =	6
	Ro x Ip x Ia	4.86
	Distorsión inelástica	Verificación
Techo	0.0062	Correcto
Nivel 7	0.0072	Incorrecto
Nivel 6	0.0083	Incorrecto
Nivel 5	0.0092	Incorrecto
Nivel 4	0.0097	Incorrecto
Nivel 3	0.0093	Incorrecto
Nivel 2	0.0074	Incorrecto
Nivel 1	0.0050	Correcto
Sótano	0.0006	Correcto

q.4 Coeficiente de Cortante Basal

Para definir el sismo estático se debe calcular el factor de amplificación sísmica (Tabla 74), teniendo en cuenta el valor de C/R sea mayor a 0.110 de acuerdo al artículo 28.2.2 de la NTP E.030 (2016).



Tabla 74
Coefficiente de Cortante Basal, Edificación 1.

Determinación Del Coeficiente Del Análisis Estático Por Fuerzas Estáticas Equivalentes					
Cálculo Del Factor De Amplificación Sísmica: C					
Modo Tx =	0.452	↔ C =	5.531	>	2.5
Modo Ty =	0.717	↔ C =	3.487	>	2.5
Se usa	Cx =	2.5	; Cy =	2.5	
Evaluando Valor: $C/R \geq 0.11$					
	0.514	>	0.11	↔	0.514
	0.514	>	0.11	↔	0.514

Teniendo el valor del coeficiente de amplificación sísmica, se calcula el porcentaje de cortante basal en la base como se muestra en la Tabla 75:

Tabla 75
Porcentaje de peso de la edificación en la base, Edificación 1.

Coeficiente De La Cortante En La Base	
Sismo X + Ecc	Sismo Y + Ecc
0.18004	0.18004

Los resultados indican que tanto para el sismo estático en dirección X y Y, se tiene un 18 % del peso de la edificación, este dato se configura en el software ETABS V.20 para el patrón de carga de sismo estático en ambas direcciones.

3.6.3 Análisis estático no Lineal

Para este punto se han definido todos los parámetros necesarios para poder completar el análisis estático lineal siguiendo lo estipulado de la NTP E.030, NTP E.060 y las otras normativas ya mencionadas. Es así que se procede con el análisis *Estático no Lineal Pushover*, con el objetivo de entender y representar el comportamiento de una estructura en una situación real ante un evento sísmico, evaluando los datos de la capacidad de la estructura, así como de sus elementos estructurales, dichos datos son obtenidos a partir de aplicar una carga lateral de manera progresiva en busca de obtener un desplazamiento objetivo o que la estructura colapse

La técnica del Pushover consiste en llevar al modelo matemático de una estructura ya diseñada al agotamiento; esto se logra mediante la aplicación de cargas laterales incrementales que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura agote su capacidad. (Aguiar, 2002).



El modelo a emplear será el mismo usado para el análisis estático lineal, sin embargo, se tiene que considerar los efectos de la no linealidad geométrica de la estructura, la ductilidad de los elementos, su comportamiento en el rango inelástico, así como la formación de rotulas plásticas; para esto no es suficiente con conocer la geometría y rigidez de los componentes es también necesario conocer su comportamiento en cuanto a resistencia y capacidad de deformación.

Utilizando este procedimiento es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortante en la estructura que corresponden a la curva capacidad (Díaz y León, 2003).

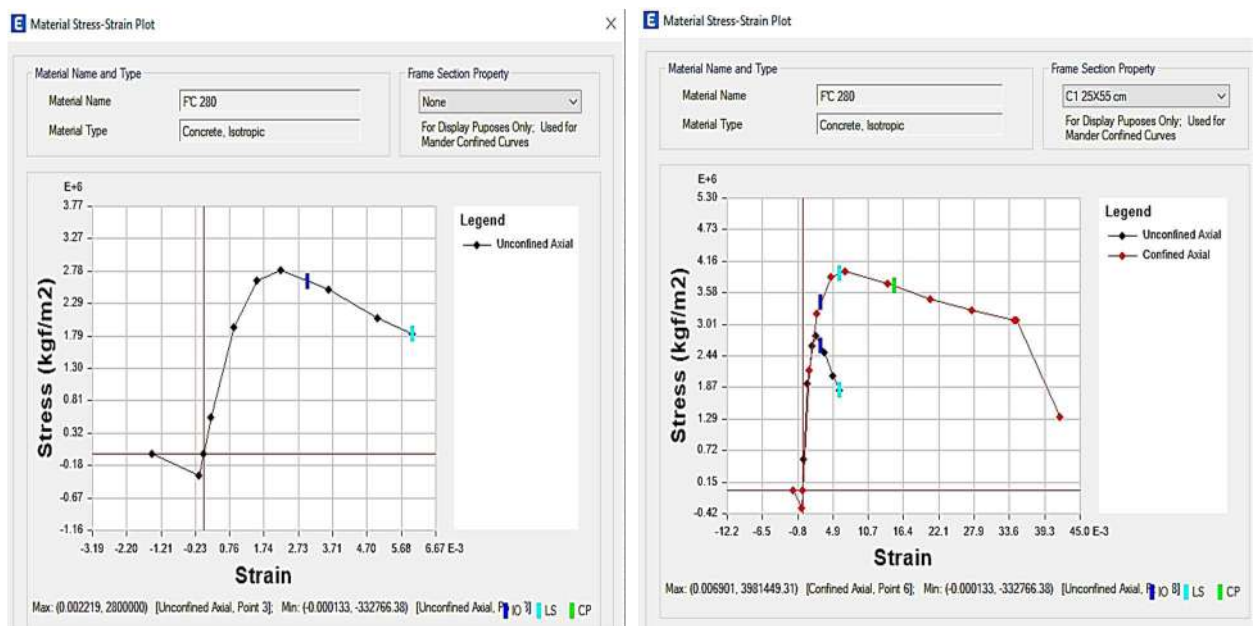
b. Comportamiento no lineal de los elementos

b.1 Modelo de Mander – Concreto Confinado y no Confinado

Cuando un elemento de concreto armado tiene un adecuado refuerzo transversal, se logra un significativo incremento en la resistencia y ductilidad de este. Es por ello por lo que, para el modelamiento de los elementos en el Análisis Pushover se tiene información de las curvas tensión-deformación que representan el comportamiento no lineal de los materiales que lo componen. (p.6) (Medina y Music, 2018) (Figura 65)

Figura 65

Modelo del Esfuerzo deformación - Modelo de Mander, Edificación 1.



Nota: A la izquierda se muestra la curva de esfuerzo Deformación del Concreto sin Confinar; a la derecha se muestra la curva esfuerzo deformación del concreto Confinado.



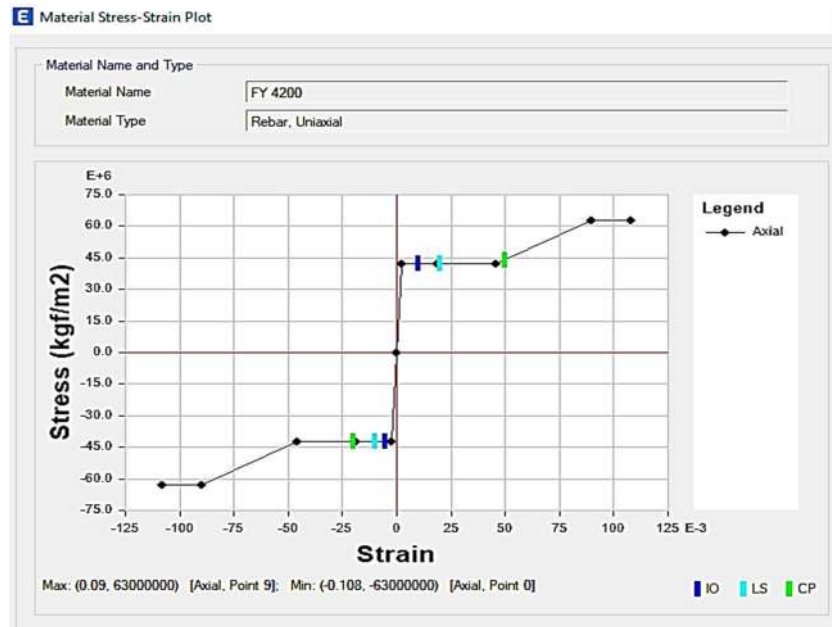
En la Figura 65 se aprecia el modelo constitutivo del concreto propuesto por Mander donde se aprecia en el primer tramo un comportamiento parabólico cuyo valor llega a la máxima resistencia del concreto $f'_c = 280\text{kg/cm}$ con una deformación unitaria de 0.002 seguido de un comportamiento lineal con una decaimiento del f'_c , en la mano derecha se aprecia el incremento de la resistencia a la compresión y de ductilidad de una sección confinada, llegando a incursionar al comportamiento no lineal de la sección, superando el esfuerzo de fluencia, hasta llegar a la pérdida de rigidez y resistencia; con un primer tramo con un comportamiento parabólico cuyo valor llega a la máxima resistencia del concreto $f'_c = 380\text{kg/cm}$ con una deformación unitaria de 0.006, donde se puede ver un incremento lo cual ocurre en menor medida en una sección no confinada.

b.2 Modelo Trilineal de Park y Pauley – Acero

En la presente tesis se utiliza el modelo de Park y Pauley simplificado, el cual es un tipo de modelo constitutivo utilizado en el análisis no lineal del acero para capturar su comportamiento elástico-plástico. Según Park y Pauley (1988): para el diseño es necesario idealizar el perfil de curva de esfuerzo deformación, ignorando la resistencia superior de fluencia y el aumento de esfuerzo en deformación. Sin embargo, esta curva puede subestimar el esfuerzo del acero a deformaciones elevadas. En algunos casos es necesario evaluar estos esfuerzos especialmente en el diseño sísmico ya que los requerimientos de ductilidad pueden implicar la posibilidad de deformaciones muchas veces más grande que la deformación de cedencia, por lo cual se puede idealizar las curvas conociendo los esfuerzos y deformaciones al inicio de cedencia, en el endurecimiento por deformación y en la ruptura. El modelo simplificado escogido se asignó en ETABS V.20 y ofrece una representación adecuada en muchos casos de diseño y análisis de estructuras de acero y como se mencionó permite representar una etapa de endurecimiento adicional del material después de la fluencia.



Figura 66
Modelo de Esfuerzo Deformación del Acero Asignado.



En la Figura 66 se observa un comportamiento lineal del acero en su estado elástico que después de superar el límite fluencia, experimenta una región plástica donde la deformación continúa aumentando con un incremento mínimo en el esfuerzo hasta llegar al endurecimiento, lo que significa que la resistencia del material aumenta a medida que se deforma más. Llegando finalmente al esfuerzo ultimo de $F_u = 6300 \text{ kg/cm}^2$ con una deformación unitaria ultima de 0.09.

b.3 Rigidez efectiva de los elementos

Para colocar la rigidez efectiva de los elementos estructurales en el análisis estático no lineal se hará uso de la Tabla 10-5 de la norma ASCE/SEI 41-17 (2018) (anexo 15) que recomienda modificar la rigidez del elemento para poder considerar los efectos de agrietamiento, es decir proceder con el análisis desde una condición más cercana a la de un evento real considerando la no linealidad del material, que se evidencia con la influencia de las deformaciones plásticas a mayores desplazamientos. En la Figura 67 se evidencia la modificación de rigidez de los elementos estructurales de la edificación 1, proceso que se repetirá en toda la muestra.



Figura 67

Modificación de la rigidez en Vigas y en Columnas, Edificación 1.

Property/Stiffness Modification Factors		Property/Stiffness Modification Factors	
Property/Stiffness Modifiers for Analysis		Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1	Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4	Shear Area in 2 direction	0.7
Shear Area in 3 direction	0.4	Shear Area in 3 direction	0.7
Torsional Constant	1	Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.3	Moment of Inertia about 2 axis	0.4
Moment of Inertia about 3 axis	0.3	Moment of Inertia about 3 axis	0.4
Mass	1	Mass	1
Weight	1	Weight	1

Nota: A la izquierda se muestra la modificación de la rigidez efectiva para Vigas; y a la Derecha se muestra la modificación de la rigidez efectiva para Columnas.

c. Rotulas Plásticas para los elementos Estructurales

Siguiendo el subtítulo 2.2.14.3 del marco teórico donde explica la aplicación de Rotulas plásticas se define el comportamiento en los siguientes elementos estructurales:

c.1 Comportamiento en vigas

Se analizo la Viga Vs1-Eje3 (25*60)-2 ubicada en el sótano entre los ejes B-C, esta sección se usará en forma de ejemplificar como se debe graficar el diagrama momento-curvatura, ya que posee un área de acero a tracción y compresión mayor con respecto a las vigas de la edificación en niveles superiores, de la cual se puede interpretar la ductilidad de la sección, teniendo los datos de entrada en la Tabla 76.

Tabla 76

Configuración y propiedades de la Viga evaluada, Edificación 1.

V Sótano Eje-3 (25*60)-2						
b (cm)	h (cm)	d' (cm)	d (cm)	$\epsilon_{cu}(\text{rad})$	$\epsilon_y(\text{rad})$	n=
25	60	5	55	0.003	0.002	8.3666003
As' (cm ²)	As (cm ²)	f _c (kg/cm ²)	f _y (kg/cm ²)	Es(kg/cm ²)	Ec(kg/cm ²)	β_1
8.52	13.35	280	4200	2100000	250998.008	0.85

El diagrama momento curvatura nos permite conocer la ductilidad de curvatura de una sección, es decir su potencial de incursionar en un rango no lineal antes de llegar a su falla, esto se logra a través de conocer el módulo de elasticidad del material (E) y la inercia de la sección (I) ($\theta(\text{curvatura}) = M(\text{Momento}) / EI$), suponiendo que el fallo sea causado por flexión y no por otro



tipo de esfuerzo como por cortante (Mora et al. 2015) Para el cálculo del **diagrama momento-curvatura** (Figura 68)

Para definir el comportamiento de una estructura frente a eventos sísmicos de gran magnitud, es importante que durante el diseño se considere la ductilidad del elemento en pro de evitar las fallas de fragilidad y se pueda redistribuir los esfuerzos, aliviando los grandes momentos negativos. Para Ottazzi (2015): La curvatura se calcula como la razón de la deformación del concreto ϵ_c sobre la distancia al eje neutro. De esta forma se obtiene un punto del diagrama momento-curvatura “El cálculo del diagrama de momento curvatura es un cálculo iterativo que se apoya en las definiciones de las curvas de esfuerzo-deformación para el concreto y acero, esto lo hace sumamente tedioso y largo cumpliendo las ecuaciones de equilibrio, de compatibilidad y las relaciones constitutivas de los materiales, además de verificar el cumplimiento de las hipótesis para la condición de cedencia y agotamiento.”

Así se realizó el cálculo de comprobación de sección sub-reforzada, lo cual cumple con un valor de “ A_{s_b} “de 34cm^2 , seguidamente se calcula el punto de agrietamiento, considerando un comportamiento elastoplástico (la sección aún conserva sus propiedades mecánicas), posteriormente se hace el cálculo del momento de cedencia y el punto de agotamiento. Teniendo un momento de fluencia de 6.14 tonf-m y un momento de agotamiento de 28.64 tonf-m mostrados en la Tabla 77.

Tabla 77

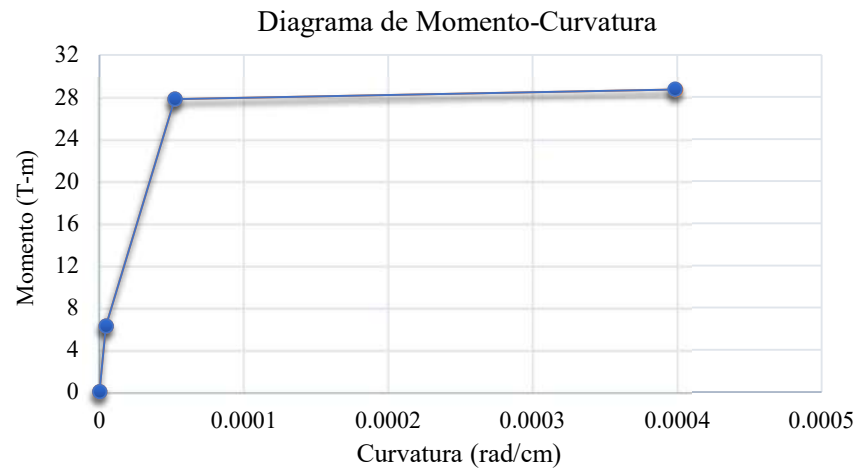
Tabulación de valores para el Momento Curvatura de la Sección Evaluada, Edificación 1.

Condición	Curvatura (Rad/cm)	Momento (tonf-m)
Inicial	0	0
Agrietamiento	4.5252E-06	6.25
Cedencia	5.2123E-05	27.79
Última	3.9866E-04	28.72



Figura 68

*Diagrama momento Curvatura VS-1 EJE3(25*60)-2, Edificación 1.*



Según la Tabla 10-6 “Clasificación de la demanda de ductilidad de Componentes” de la norma ASCE/SEI 41-17, (2018). Se considera a una sección de baja ductilidad cuando el valor de la ductilidad es menor a 2, de intermedia cuando esta entre 2 a 4, y de alta ductilidad cuando es mayor a 4. La ductilidad de la sección será: $\mu = 6.75$, siendo una sección de alta ductilidad. El anterior procedimiento es desarrollado para una sección representativa de las 5 edificaciones de la investigación en el anexo 12.

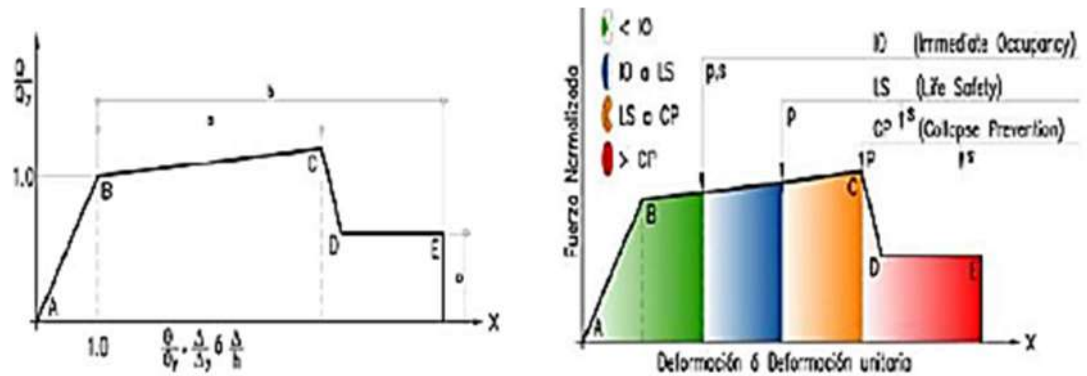
○ Rotulas plásticas en Vigas

La respuesta no lineal de los componentes debe representarse mediante curvas que describan dicho comportamiento, con valores obtenidos mediante evidencia experimental o tomados a partir de las Tablas de la norma ASCE/SEI 41-17 (2018) estas curvas son conocidas como “Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación”. En la Tabla 10-7 de la norma mencionada se evalúan parámetros numéricos de a, b y c, así como los criterios de aceptación de IO, CP, LS. Con la ayuda de las Tablas se pueden obtener los valores límites a, b y c de la sección, con estos se puede graficar el diagrama momento- rotación (Figura 64) de la sección; que definen los diagramas de las rotulas plásticas.



Figura 69

Relaciones Generalizadas de Fuerza Deformación.



Nota: Adaptado de “Seismic Evaluation and retrofit of Existing Buildings “ASCE/SEI 41-17 (p. 55), por American Society of Civil Engineers, 2017.

Debido a la complejidad del estudio y la cantidad de muestra a analizar, las rotulas plásticas serán asignadas de manera automática para todos los casos, es decir se considerará los valores de fluencia (M_y) y del momento ultimo (M_u) sean adoptados por el Software. De la misma manera al usar la Tabla 10-7 se tienen 3 parámetros de análisis; empezando por la cuantía balanceada ($\frac{p-p'}{pb}$) que sea consignada de acuerdo a los aceros asignados en fases previas y que varían de acuerdo al tramo de las vigas. Asimismo, el valor de la fuerza Cortante (V) es adoptado en la condición de Carga “Envolvente” finalmente la verificación del refuerzo transversal es conforme (C) o no Conforme (NC), se optará por considerar a todos los elementos con un refuerzo transversal conforme, asumiendo su diseño adecuado bajo las normativas peruanas. Salvo se identifique mediante el uso de planos estructurales alguna situación particular que requiera de análisis, para tal caso serán analizadas en un apartado especial. A continuación, se muestra la configuración de las rotulas plásticas en el software en la figura 70.



Figura 70

Asignación de Rotulas plásticas para Vigas de Concreto en Software ETABS.

Para la ubicación de las rotulas plásticas varios autores tienen ecuaciones que ayudan a solucionar la ubicación en % de la luz libre, una aproximación de la longitud efectiva de la rotulas es de $0.4h$ a $0.5h$ y se asume que en esa longitud la curvatura es constante. (Paulay y Priestley , 1992)

Se muestra a continuación una aproximación de la longitud adecuada para el caso de la Viga Vs1-EJE3 (25-60)-2 en la Tabla 78.

Tabla 78

Disposición de Rotulas en Vigas, Edificación 1.

VS1 EJE 3 (25*60)-2				
Longitud viga (m)	Dimensión (m)		% Rótula	
	Col. Izq.	Col. Der	Izquierda	Derecha
4.75	0.5	0.5	5.26%	94.74%

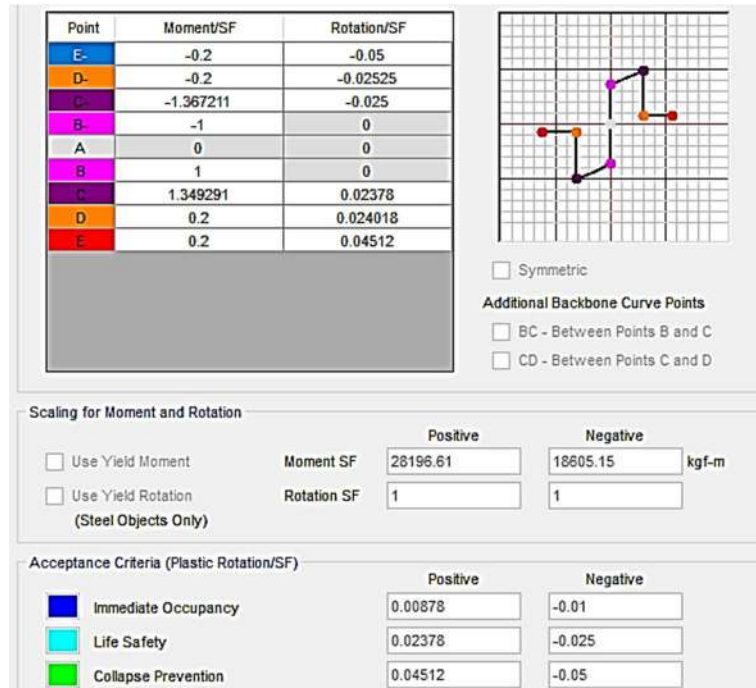
Sin embargo, al contar con tantos elementos y diferentes edificaciones, se optó por considerar una distancia efectiva al 5% y 95% de luz efectiva, tomando como referencia la recomendación de Paulay y Priestley (1992), para todos los elementos. En la Figura 66 se muestran los resultados de la Rotula Plástica asignada para la sección en mención; donde se puede apreciar un momento de fluencia positivo (M_{y+}) de 28.196 tonf-m correspondientes al momento positivo. El punto C indica el valor de $1.34 * M_{y+}$ el punto D indica un valor resiliente de $0.2 * M_{y+}$. De igual manera el valor de fluencia negativo (M_{y-}) es de 18.605 tonf-m, donde el punto C indica el valor de $1.36 * M_{y-}$ y el punto D tiene un valor resiliente de 0.2



*My -. Es importante mencionar que el software ETABS normaliza la rotación en fluencia (θ_y) para un valor de 0.

Figura 71

Resultados de Momento Rotación para las plásticas asignadas en elementos tipo Viga, Edificación 1.



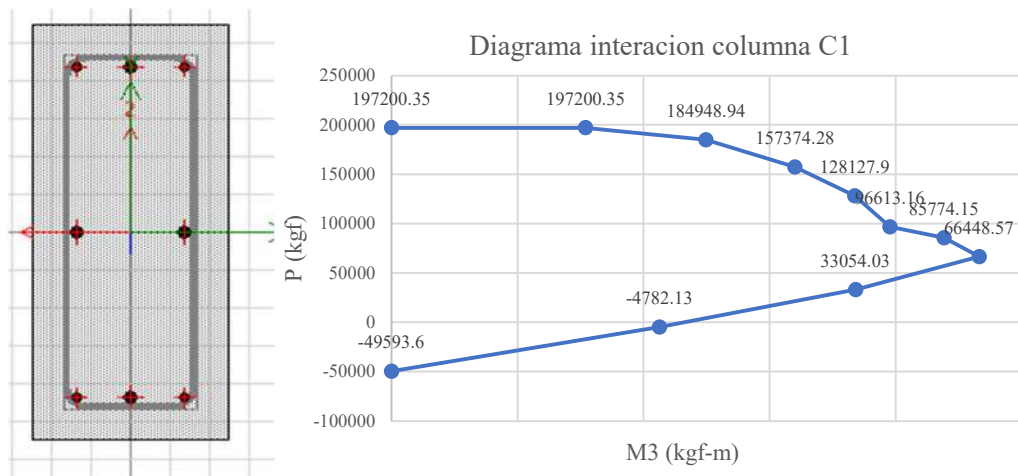
c.2 Comportamiento en columnas

Para definir la ductilidad de la sección de una columna se debe evaluar las condiciones de cedencia y agotamiento, que están en función de la carga axial la cual se puede deducir de los diagramas de: Carga axial – Momento P-M y el diagrama Carga axial-Curvatura $p-\phi$ (Zaravia y Zarate, 2022).

Estos cálculos son extensos ya que se debe evaluar cada condición de análisis en ambos sentidos para determinar los diagramas de interacción; el proceso consiste en evaluar varios tipos de secciones y sus configuraciones de acero, cargas axiales y dimensiones, debido a tener mucha variación de estos parámetros, no es práctico mostrar el desarrollo de cada uno, ya que este desarrollo entraría al rango del diseño y no contribuiría a los objetivos del proyecto. Sin embargo, con ayuda del Software ETABS podemos mostrar el diagrama momento- curvatura de la columna, para ejemplificar el modelo se hará uso de la Columna C1 (25*55) ubicada en el sótano en el Eje F-4 en el sentido M3, esta columna pose 13.13cm² de acero de refuerzo. A continuación, se muestra el Diagrama de interacción de la Columna considerando el factor Phi en la Figura 72.

Figura 72

*Diagrama de Interacción de la Columna C1 25*55 Edificio 1.*



Nota: El valor de phi será tomado del código de diseño ACI-318.

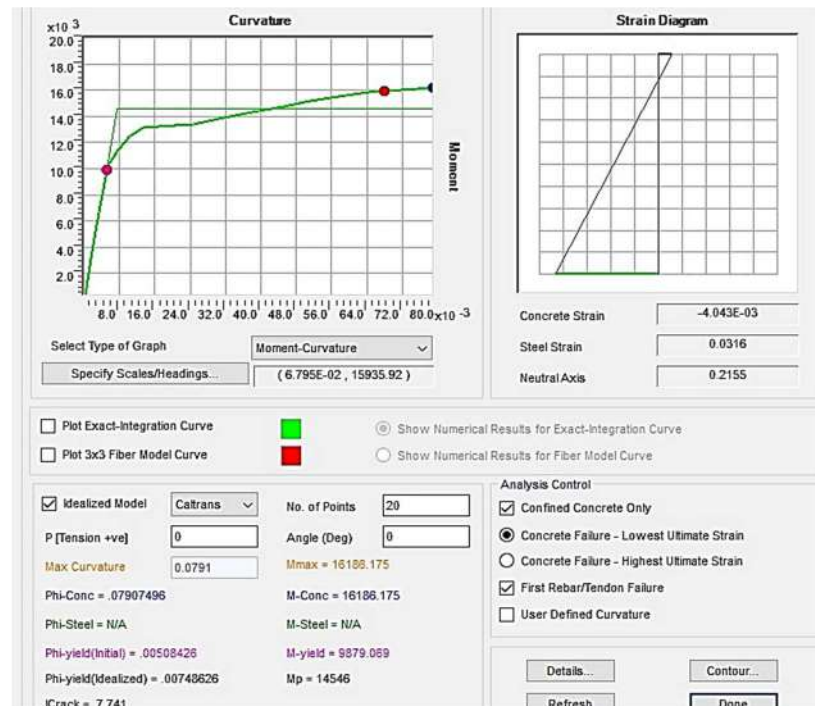
En la Figura 72 se puede apreciar una carga axial de 197.2 tonf en condición de falla a compresión pura, se tiene una carga de 66.44 tonf para un momento de 233.11 tonf-m en el cual se puede considerar el punto de falla balanceada de la sección, luego se puede observar la carga de -49.59 tonf en condiciones de falla a tracción pura. Cuando la carga última aplicada está más cerca de producir la falla balanceada, menor será la ductilidad de esta.

El modelo propuesto por Caltrans y AASHTO, y la idealización del diagrama Momento-Curvatura se basa en el equilibrio de áreas, las características del modelo se describen en Chang (2015) y menciona lo siguiente: Parte de suponer que el diagrama es bilineal elastoplástico, con una recta antes de la fluencia del acero que conecta el punto inicial O y el punto de primera fluencia del acero Y, y que se extiende hasta el punto de fluencia equivalente A. Posteriormente se tiene una recta horizontal de comportamiento plástico que conecta el punto A hasta alcanzar el punto final B en la curvatura de agotamiento. El punto de fluencia equivalente A se ubica de manera que se 24 forman áreas balanceadas entre el diagrama real y el diagrama idealizado después de la fluencia del primer acero.



Figura 73

Modelo Momento- Curvatura idealizado de Caltrans, columna C1, Edificación 1.



En la Figura 73 se observa el momento de fluencia con un valor de 9.87 tonf-m con una curvatura de fluencia de 0.0059 rad, así mismo un momento máximo de 16.18 tonf-m con una curvatura máxima de 0.079 rad de la sección, con esos datos podemos deducir la ductilidad de la columna de 12.62.

o Rotula Plástica en Columnas

La ductilidad en estos miembros depende en gran cantidad de la carga axial, en la Tabla 10-8 de ASCE 41-17 se evalúan parámetros numéricos de a, b y c, así como los criterios de aceptación de IO, CP, LS. Con la ayuda de las Tablas se pueden obtener los valores límites a, b y c de la sección, a partir de estos se puede graficar el diagrama momento rotación de la sección que definen la formación de rotulas plástica. La Tabla mencionada muestra el valor de fuerza Cortante (V_y) como un valor iterativo que debe ser recopilado después de hacer el análisis estático no lineal.

Por tal motivo las rotulas se definirán de la misma manera que de las vigas; es decir de manera automática, considerando que el comportamiento de la carga es (P-M2-M3) a flexo-compresión como se muestra en la Figura 75. Los valores de la carga “P” son asumidos por el software considerando la carga de gravedad (CGNL) y la carga de “gravedad + lateral” a partir de la combinación “ENVOLVENTE”, se considera que las columnas poseen un correcto desarrollo



de empalmes y el valor de fuerza cortante en el momento de fluencia es calculado por el software. Este es un proceso iterativo en función de V_y/V_{col} , la cuantía y el espaciamiento son asignados de los aceros previamente definidos de la sección.

Para definir la ubicación de las rótulas en cada columna dentro del programa, se debe evitar que estén colocadas en el nodo de unión entre la viga y la columna, así como en las zonas designadas como asignaciones de brazo rígido. En cambio, estas rótulas se colocarán a una distancia equivalente al 5% de la longitud libre desde la cara inferior de la viga en la parte inferior. Mientras que, en la parte superior, se ubicarán a una distancia del 95% por encima del nivel del piso del programa.

Figura 74

Asignación en el Software de rotulas plásticas para secciones tipo Columna, Edificación 1.

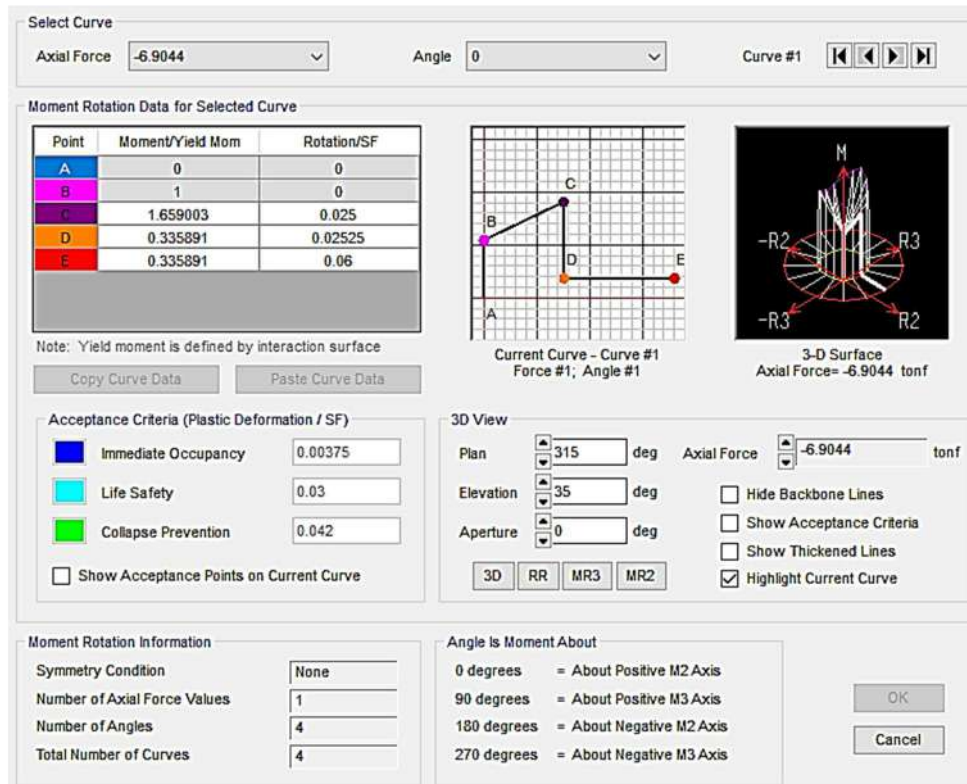
The image shows a software interface for configuring plastic hinges in columns. The settings are organized into several sections:

- Auto Hinge Type:** A dropdown menu set to "From Tables In ASCE 41-17".
- Select a Hinge Table:** A dropdown menu set to "Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)".
- Degree of Freedom:** Radio buttons for M2, M3, M2-M3, P-M2, P-M3, P-M2-M3, and Parametric P-M2-M3. The "P-M2-M3" option is selected.
- P Values From:** Radio buttons for "Case/Combo" (selected) and "User Value".
- Gravity:** A dropdown menu set to "CGNL".
- Gravity + Lateral:** A dropdown menu set to "ENVOLVENTE".
- Concrete Column Behavior:** Radio buttons for "Not Controlled by Inadequate Development or Splicing" (selected) and "Controlled by Inadequate Development or Splicing".
- Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity (V_yE / V_{col0E}):** Radio buttons for "Program Calculated" (selected), "User-specified Shear Demand, V_yE ", and "User-specified Ratio, V_yE / V_{col0E} ". Input fields for V2 and V3 are visible for the user-specified options.
- Shear Reinforcing Ratio $\rho = A_v / (b_w * s)$:** Radio buttons for "From Current Design" (selected) and "User Value".
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Radio buttons for "Drops Load After Point E" (selected) and "Is Extrapolated After Point E".
- Shear Reinforcement Spacing Ratio (s/d):** Radio buttons for "From Current Design" (selected) and "User Value".



Figura 75

Resultados de Momento Rotación para las plásticas asignadas en elementos tipo Columna, Edificación 1.



En la Figura 75 se aprecia los valores y el grafico de momento rotación de la sección evaluada, se puede denotar el valor $a=0.025$ y el valor de $b=0.06$ y $c=0.2$ de la misma manera se puede observar los criterios de actuación de los valores de IO, LS Y CP, donde tenemos para IO = 0.00375 según la Tabla 10-8 del ASCE 41-17, este valor está por debajo del límite que es 0.005 por lo cual se puede considerar que es correcto, el valor de LS = 0.03 en la Tabla se interpreta a este valor debe ser el 50% del valor de b que es 0.06 por lo cual es aceptable, y finalmente para el valor de CP=0.042 el 70% del valor de b, lo cual se cumple. También se puede interpretar que el valor de la carga en el Punto C es 1.65 veces el valor de la carga axial en evaluación.

c.3 Comportamiento de las Placas

Las Placas o muros de Corte son diseñados para soportar y absorber la mayor cantidad de cortante basal según se estipula en la NTP E.060, esperando en ellos una falla dúctil ósea una falla por flexión. La norma ASCE/SEI 41-17 presenta la Tabla 10-19 y 10-20, cuando la relación entre la altura y la longitud es menor a 2 la placa no es esbelta por lo cual su falla predominante es a corte.



Para hacer uso de la Tabla 10-19 se asume una falla en el momento M3, es decir definen la rótula plástica en función de la flexión del eje fuerte, teniendo valores de “a, b y c” así como los criterios de aceptación IO, CP LS. También se deben hacer cálculos en función de los momentos últimos (M_u) y momentos de flexión (M_y).

Para hacer uso de la Tabla 10-20 se asume una falla en Corte (V_2) es decir define la rótula plástica en función de la cortante del eje fuerte, teniendo valores de “d” y “c”, así como los criterios de aceptación IO, CP LS.

Rótulas Plásticas en Placas.

Después de los puntos mencionados procederemos a colocar las rotulas plásticas en las placas de las edificaciones, para asignar las mismas se utiliza un proceso automático del software, que realiza una idealización por fibras en función de la asignación de los aceros, mediante la opción “Wall Hinge Reinforcement”, esta opción permite asignar las varillas de refuerzo, elementos de borde, elementos centrales, distancias y espaciamientos necesarios según la configuración de los planos estructurales lo solicite.

d. Patrón de Cargas laterales

Debido a que el periodo fundamental de la estructura es menor a 1 s. se definió el patrón de cargas laterales para el análisis estático no lineal tomando el caso 2 del Global Institute of Technology (2017), y como también lo recomiendan Medina y Music (2018) considerando una distribución de fuerzas laterales proporcional a la masa total de cada nivel como se ve en la Tabla 80 , adicionalmente se sometió a la estructura a un patrón de cargas de las masas del primer modo de vibración, El código FEMA 440 lo propone como método alternativo bajo criterio propio del calculista los cuales fueron realizados pero estos resultados no eran significativos para la muestra .



Tabla 79

Patrón de Cargas laterales en sentido "X" y "Y", Edificación 1.

Nivel	Peso Acumulado (tonf)	Peso por Piso (tonf)	Fuerza Lateral (tonf)
Techo	114.51	114.51	390
Nivel 7	323.46	208.95	710
Nivel 6	533.76	210.30	710
Nivel 5	744.07	210.30	710
Nivel 4	954.37	210.30	710
Nivel 3	1164.67	210.30	710
Nivel 2	1374.97	210.30	710
Nivel 1	1607.47	232.49	790
Sótano	1903.51	296.04	1000
	$\alpha=$	0.0033779	

Nota: Para definir las fuerzas laterales se calculó un factor " α " que normaliza los pesos en base al primer nivel. El patrón de cargas laterales es aplicado al centro de masas de cada nivel.

e. Carga Gravitacional No Lineal

Como se mencionó en la parte teórica la carga gravitacional no lineal está definida por la combinación del 25% de la carga viva y el 100 % de carga muerta, se tomó como referencia la definición de la norma ASCE/SEI 41-17 en el artículo 7.1.1. El punto de control de la Carga Gravitacional no lineal será en el último nivel de la edificación en su centro de masa.

f. Carga Pushover

Teniendo el patrón de fuerzas laterales y la carga gravitacional no lineal (CGNL) definidas, se procede a configurar la fuerza del caso de carga pushover en ambos sentidos y direcciones de análisis. Estas cargas aplicadas se inician a partir del estado final de la aplicación de la CGNL.

f.1 Puntos de monitoreo

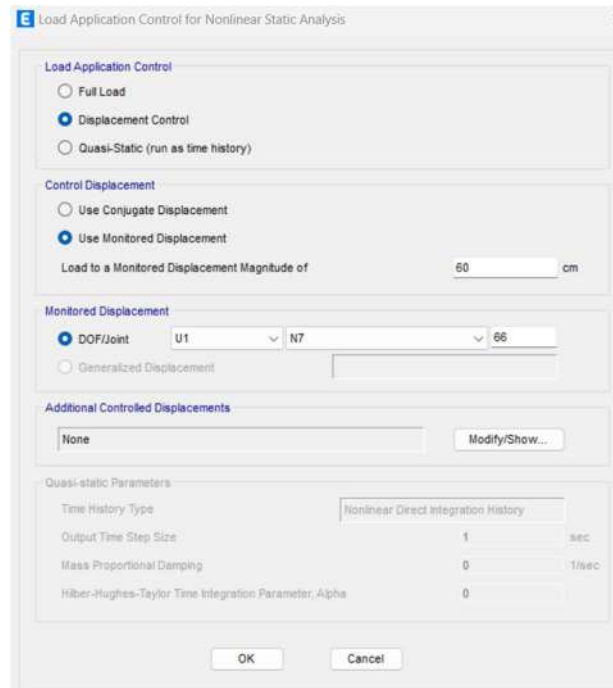
Para el caso de carga pushover en el sentido de análisis X, se configuro en el software la dirección de análisis U1 con desplazamiento máximo esperado de 60 cm (Figura desplazamiento calculado a partir de las derivas del análisis estático lineal).

Para el caso de carga pushover en el sentido de análisis Y, se configuro en el software la dirección de análisis U2 con desplazamiento máximo esperado de 50 cm (desplazamiento calculado a partir de las derivas del análisis estático lineal).



Debido a que el desplazamiento máximo esperado es calculado a través del análisis estático lineal de las edificaciones, este varía según cada una de las edificaciones propuestas.

Figura 76
Punto de Control para Análisis Pushover



g. Demanda Sísmica

g.1 Espectros De Demanda

Los espectros de demanda sísmica se construyen considerando los niveles de sismos propuestos por la metodología ATC-40 (Tabla 82) para una edificación de categoría “C” y el espectro de demanda inelástico calculado a partir de los parámetros de la NTP E.030 según la edificación. Para calcular el periodo de retorno (T_r) se utiliza la Ecuación 34 que relaciona la probabilidad de retorno y los años a evaluar para cada uno de los niveles de sismo.

$$TR = \frac{1}{1 - (1 - pe)^{\frac{1}{n}}} \quad (34)$$

Donde:

pe: probabilidad de retorno

n: vida útil de la estructura

Debido a tener dos niveles de sismo, para normalizar la demanda se utiliza la Ecuación 35 para calcular el factor de conversión:



$$FC = \left(\frac{t2}{t1}\right)^k \quad (35)$$

Donde:

t1: Periodo de retorno del sismo de diseño

t2: Periodo de retorno del sino objetivo

k: Factor que varía entre 0.3 y 0.4, se usa un promedio.

Tabla 80

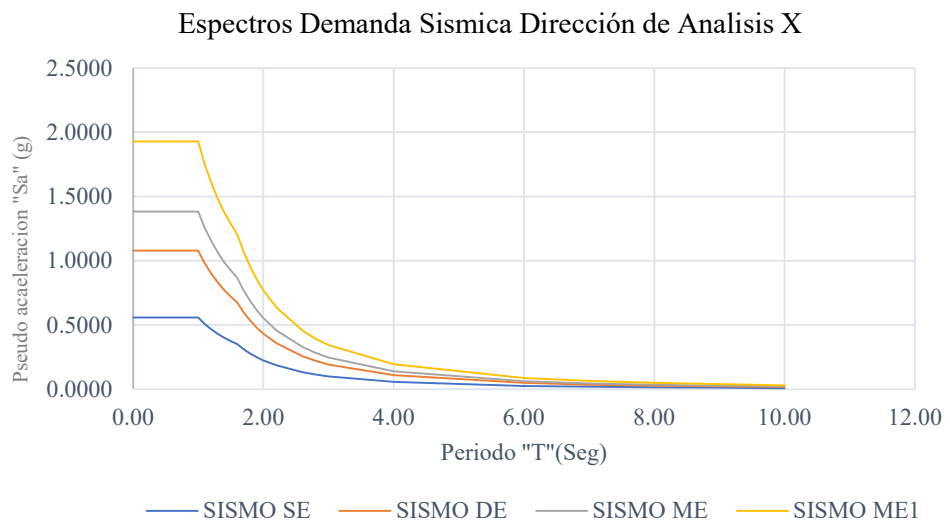
Periodo de retorno de demanda sísmica según ATC.

Nivel de Sismo	Probabilidad de retorno	Años para evaluar	Periodo de retorno según norma	Nuevo Periodo de retorno	K	Factor de escala FE	Factor R
Sismo de servicio (SE)	50.00%	50	475	72.64	0.35	0.52	1.93
Sismo de diseño (DE)	10.00%	50	475	475.06	0.35	1.00	1.00
Sismo de máximo (ME)	5.00%	50	475	975.29	0.35	1.29	0.78
Sismo de máximo (ME1)	2.00%	50	475	2475.42	0.35	1.78	0.56

Se tiene dos familias de espectros para cada sentido de análisis, para el caso de la edificación 1 al tener el mismo valor en las irregularidades tienen el mismo espectro en ambos sentidos como se ve en la Figura 75, los espectros correspondientes para las otras edificaciones son detallados en el anexo 13.

Figura 77

Familias de Espectros de Demanda en el sentido X y Y, edificación 1.



h. Formato ADRS

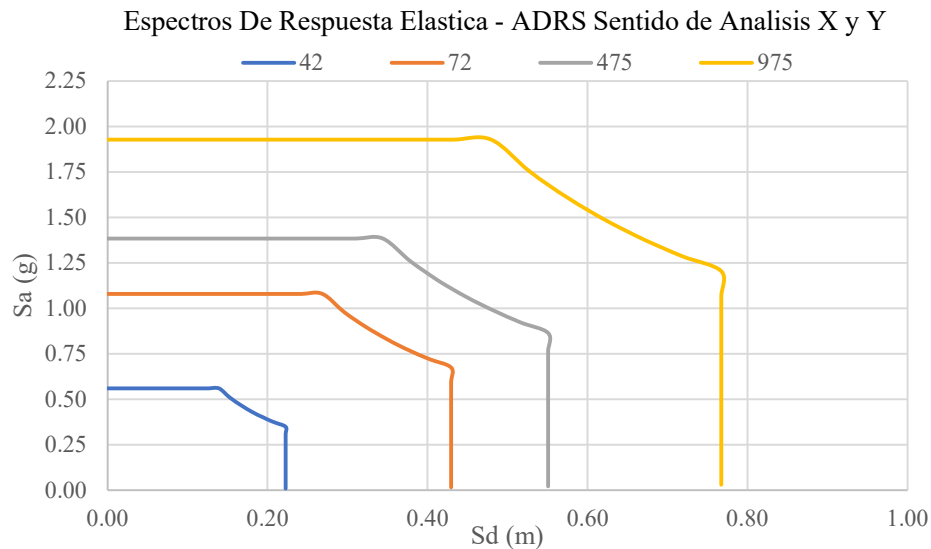
Definidos los espectros de pseudo-aceleraciones se deben convertir al formato espectral ADRS para ello haremos uso de las Ecuaciones 8,9 y 10 del marco teórico



definidas en el ítem 2.2.15.3. Este formato relaciona las pseudo-aceleraciones y los desplazamientos espectrales como se ve en la Figura 78, los espectros en formato ADRS de las demás edificaciones serán mostrados por separado en el anexo 14.

Figura 78

Familias de Espectros de Demanda formato ADRS en el sentido X y Y, edificación 1.



i. Análisis Pushover

i.1 Curva de Capacidad sentido de Análisis X

A continuación, se presentan los resultados del AENL, teniendo en primera instancia la curva de capacidad (figura 79) de la edificación 1 en la Tabla 81 se especifica el desplazamiento y fuerza cortante en ambos sentidos de análisis. Los resultados obtenidos de la muestra completa se encuentran en el anexo 16.

Figura 79

Curva de Capacidad en sentido X, edificación 1.

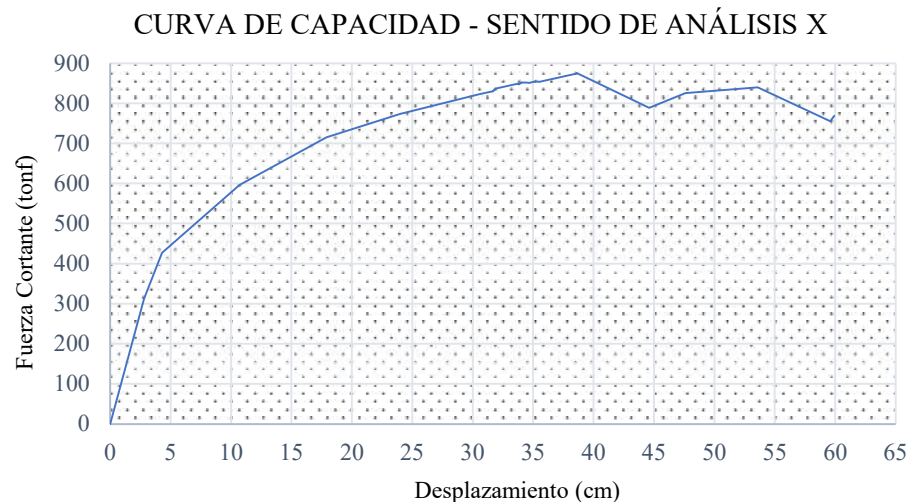




Tabla 81
Curva de Capacidad en el sentido X, edificación 1.

Curva de Capacidad en sentido X		
Paso	Desplazamiento (cm)	Fuerza Cortante (tonf)
0.	0.0	0.0
1	2.8	312.3
2	4.3	426.9
3	10.7	596.3
4	17.9	715.3
5	24.0	773.7
6	30.6	822.8
7	31.7	829.9
8	31.7	831.3
9	31.9	836.9
10	33.8	849.2
11	33.8	847.3
12	34.0	851.4
13	34.0	851.5
14	34.1	851.5
15	34.3	851.5
16	34.4	851.5
17	34.7	851.3
18	35.2	855.0
19	35.4	854.4
20	35.5	853.8
21	38.6	874.0
22	38.6	875.9
23	44.6	788.4
24	47.6	825.2
25	53.6	839.8
26	59.6	755.0
27	59.9	768.5

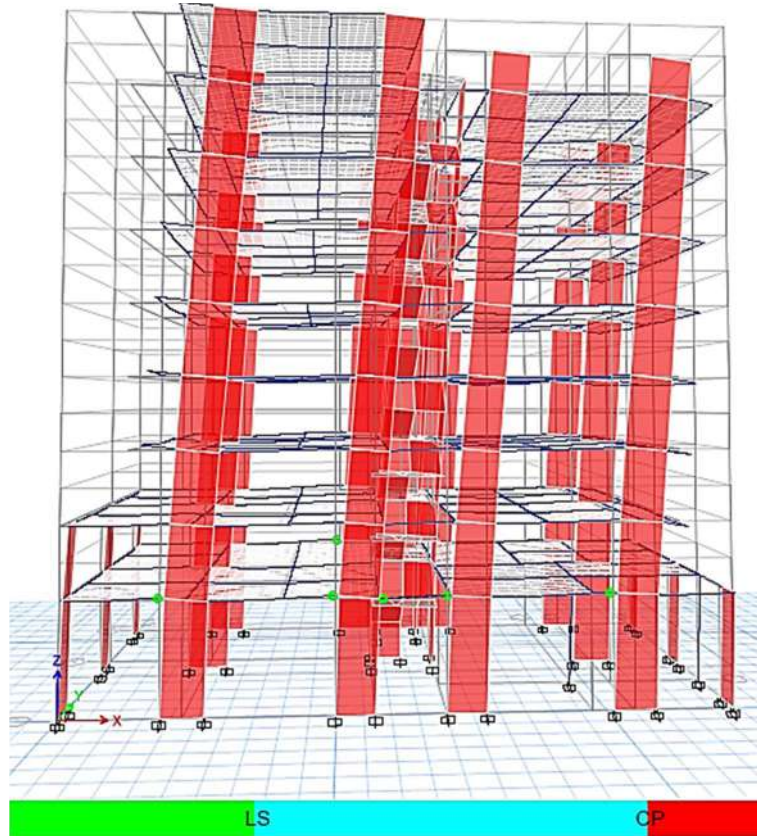


- Identificación de rotulas plásticas sentido X

Rotulas Plásticas en Vigas.

Figura 80

Formación de primera rotula plástica en Vigas en sentido X, Edificación 1.



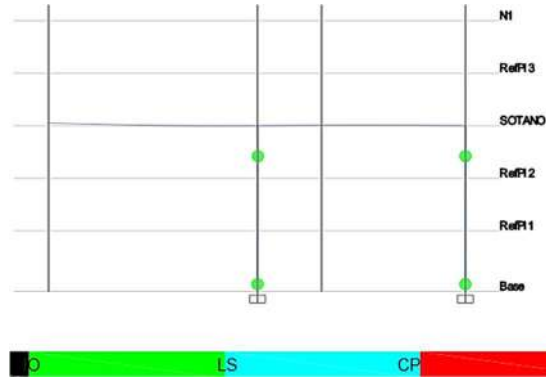
En la curva de capacidad se tiene un total de 27 pasos con 348 rotulas plásticas, la formación de las primeras rotulas plásticas ocurre en la viga Vs1-eje1 y la viga Vs1-eje 3 ubicadas en el sótano (Figura 80); esta rótula se produce en el cuarto paso de la curva de capacidad con un desplazamiento de 17.9 cm y una cortante basal de 715.3 tonf. Todas se encuentran por debajo del valor de IO (Ocupación Inmediata), de esta manera se puede ver el desarrollo de un diseño estructural acorde a la norma sísmica donde se prioriza las fallas por columna fuerte – Viga débil.



Rotulas Plásticas en Columnas.

Figura 81

Formación de primera rotula plástica en columnas en sentido X, Edificación 1.

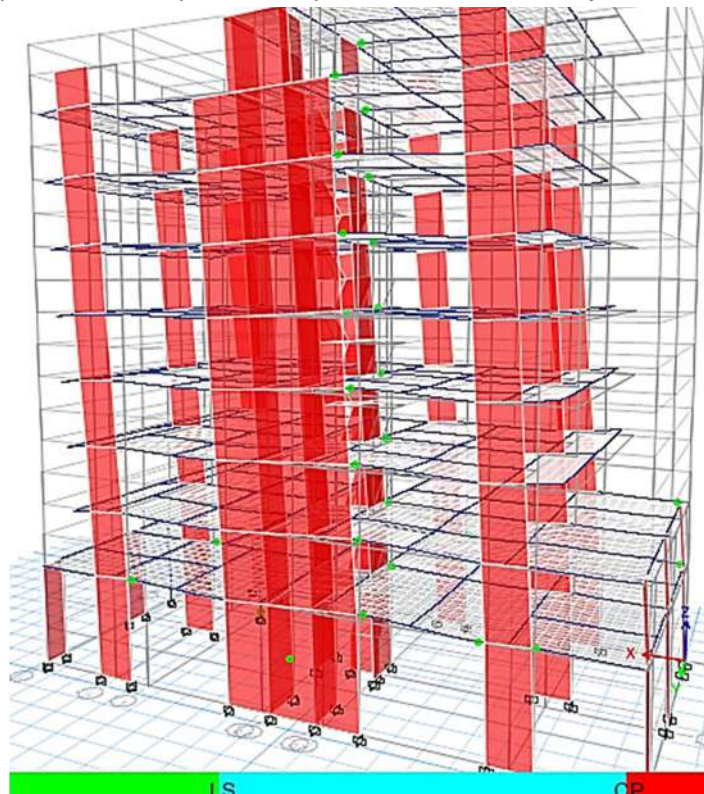


Para el paso 6 se formaron las primeras rotulas plásticas en la Columna C1 25*55 Ubicada en el Sótano (Figura 81), también se puede observar la formación de rotulas plásticas en la Vigas del eje 2 en todos los pisos para el tramo B-C, todo esto con un desplazamiento de 30.64 cm y una cortante basal de 822.76 tonf; todas las rotulas plásticas se encuentran por debajo del valor de IO (Ocupación Inmediata).

Rotulas Plásticas en Placas

Figura 82

Formación de primera rotula plástica en placas en sentido X, Edificación 1.





La formación de la primera rotula plástica es en la Placa PI-2 del eje 2 del sótano, ubicada en la caja del ascensor, luego en el paso 24 con un desplazamiento de 47.6 cm y una cortante basal de 824.2 tonf se tienen 40 rotulas en nivel de (IO-LS), 17 rotulas en nivel (LS-CP) y 1 rotula en >CP.

Finalmente, en el último paso de la curva de capacidad se tiene un desplazamiento de 59.91 cm y una cortante de 768.5 tonf, con 18 rotulas en el rango de prevención de colapso, finalizando el análisis pushover.

i.2 Curva de capacidad sentido de análisis Y

A continuación, se presentan los resultados del AENL, teniendo la curva de capacidad (figura 83) de la edificación 1 en sentido de análisis Y, en la Tabla 82 se especifica el desplazamiento y fuerza cortante.

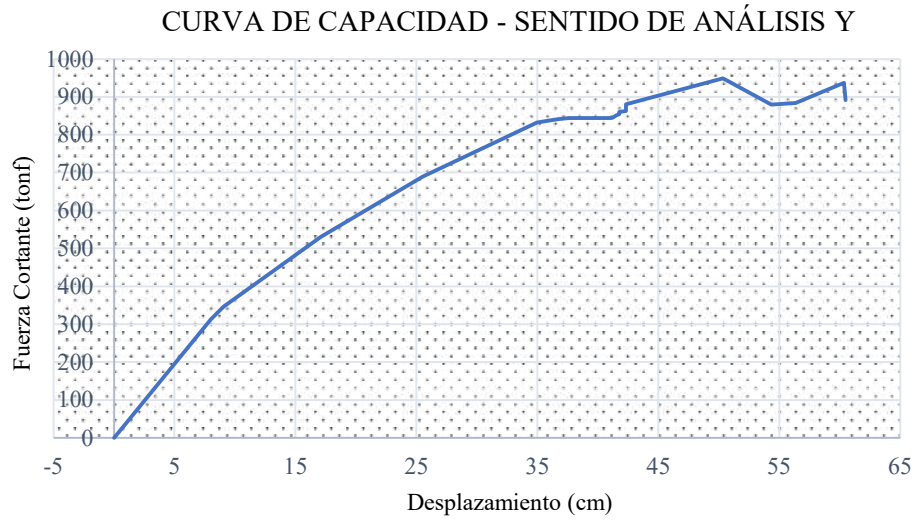
Tabla 82

Curva de Capacidad en el sentido Y, edificación 1.

Curva de Capacidad en sentido Y		
Paso	Desplazamiento (cm)	Fuerza Cortante (tnf)
0	0	0
1	8	312.95
2	9.08	346.26
3	17.12	530.79
4	25.52	689.03
5	34.98	831.93
6	36.61	840.99
7	37.6	843.55
8	38.32	843.55
9	41.11	843.58
10	41.11	843.56
11	41.19	844.96
12	41.28	845.58
13	41.5	850.51
14	41.78	854.34
15	41.78	860.29
16	42.34	862.58
17	42.34	880.65
18	50.34	949.18
19	54.34	879.77
20	56.34	883.35
21	60.34	936.71
22	60.46	891.24



Figura 83
Curva de Capacidad en sentido Y, edificación 1.



- Identificación de rotulas plásticas sentido Y

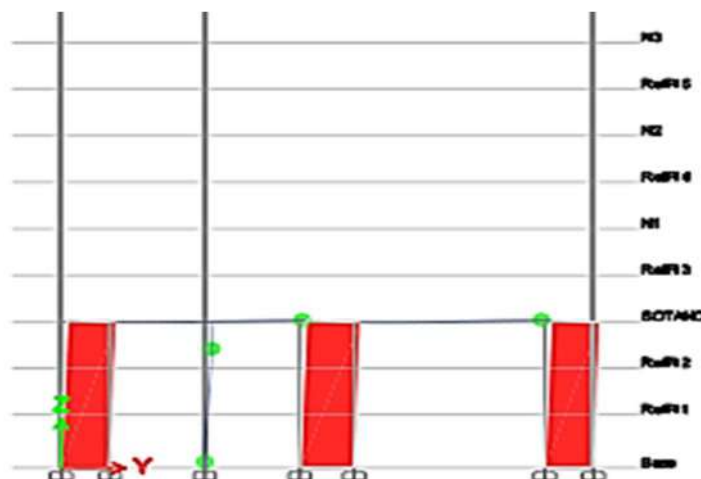
Rotulas Plásticas en Vigas.

Se tiene un total de 26 pasos con 348 rotulas plásticas formadas para el análisis estático no lineal. La formación de las primeras rotulas plásticas ocurren en el 6to paso en la viga Vs1 Eje G, Eje A, Eje F con un desplazamiento de 36.6 cm y una cortante de 340 tonf.

Rotulas Plásticas en Columnas.

En el sexto paso de la curva de capacidad se produce la primera rotula plástica en la columna ubicada en el Eje G4 - sótano; como se ve en la Figura 84, para este paso todas las rotulas se encuentran por debajo del valor de IO (Ocupación Inmediata).

Figura 84
Formación de primera rotula plástica en columnas en sentido Y, Edificación 1.



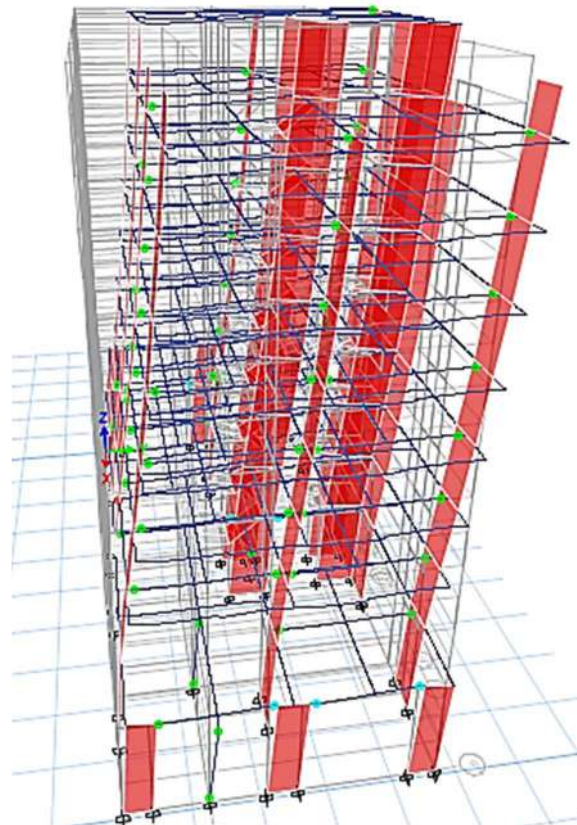


Rotulas Plásticas en Placas.

Para el paso 18 con un desplazamiento de 50.33cm y una cortante de 949.25 tonf., se producen un total de 67 rotulas en el rango (IO-LS) la gran mayoría en las vigas de los ejes A, B, C, D, E, F, G, Tenemos la primera formación de una rotula plástica en las placas ubicadas en el eje C y D correspondientes a la caja de escaleras en el nivel del sótano. Tenemos un total de 8 rotulas en el rango (LS-CP) y 1 rotula en el rango (<CP).

Figura 85

Colapso de Edificación 1 en sentido Y, rotulas plásticas.



Finalmente, como se ve en la Figura 85, se tienen 60 rotulas en el rango (IO-LS) 36 en el rango (LS-CP) y 23 en el rango (<CP), se tiene rotulas plásticas en las placas de los Ejes C y D, con un desplazamiento de 75.56 cm y 1059 tonf, llevando a la estructura a su colapso.

j. Análisis Por Desempeño

Una vez terminado el análisis pushover se empieza la evaluación por desempeño, que estará de acuerdo con los objetivos de diseño que definimos en la parte teórica utilizando la metodología FEMA 440 – ATC 40.



j.1 Objetivos de Desempeño

Los objetivos del diseño en los códigos o normas actuales apuntan a la seguridad de vida y control de daños en sismos pequeños y moderados, y a la prevención del colapso en sismos severos. Sin embargo, la seguridad real de alcanzar dichos objetivos es incierta; existe un acuerdo general entre investigadores y profesionales referente a que las necesidades con respecto al diseño sismorresistente que necesitan basarse en múltiples objetivos de comportamiento establecidos. (Hernandez y Villamizar, 2015). Como se mencionó en la parte teórica los objetivos de desempeño son establecidos en base a la metodología ATC-40.

k. Método De Espectro De Capacidad

k.1 Espectro de Capacidad en Formato ADRS

Para continuar con el desarrollo se la metodología es necesario convertir los valores de cortante basal (tonf) y desplazamiento (cm) a términos de pseudoaceleraciones y desplazamientos espectrales respectivamente; para ello se hará uso de las ecuaciones 8, 9 y 10 propuestas en el marco teórico y descritas en el manual de procedimiento MEC del FEMA 440 (2005). En la Tabla 83, se muestran los resultados para ambos casos de análisis.



Tabla 83
Espectro de Capacidad ADRS de Edificación 1, Sentido X y Y.

Espectro de Capacidad Formato ADRS					
Sentido de Análisis X			Sentido de Análisis Y		
Sd (cm)	Sa (g)	Periodo (s)	Sd (cm)	Sa (g)	Periodo (s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.82	0.31	0.70	5.54	0.26	0.93
5.68	0.44	0.72	6.30	0.28	0.95
11.56	0.60	0.88	11.95	0.42	1.06
17.88	0.71	1.01	17.99	0.55	1.15
22.69	0.76	1.10	24.77	0.64	1.23
27.66	0.79	1.19	25.94	0.66	1.24
28.45	0.79	1.20	26.61	0.66	1.25
28.47	0.80	1.20	27.23	0.66	1.30
28.67	0.80	1.20	29.28	0.67	1.33
30.08	0.81	1.22	29.28	0.67	1.33
30.18	0.81	1.23	29.35	0.67	1.33
30.35	0.81	1.23	29.41	0.67	1.33
30.36	0.81	1.23	29.58	0.67	1.34
30.46	0.81	1.23	29.78	0.67	1.34
30.56	0.81	1.23	30.01	0.68	1.35
30.65	0.81	1.23	30.01	0.68	1.35
30.84	0.81	1.24	36.05	0.75	1.39
31.24	0.81	1.24	37.74	0.69	1.49
31.41	0.81	1.25	39.57	0.69	1.52
31.51	0.81	1.25	42.09	0.73	1.52
33.77	0.82	1.29	42.43	0.70	1.56
33.79	0.82	1.29	45.52	0.75	1.57
37.51	0.74	1.43	48.90	0.78	1.59
40.56	0.78	1.45	48.91	0.78	1.59
44.61	0.77	1.52	53.65	0.84	1.60
48.19	0.67	1.71	55.66	0.83	1.64
48.61	0.68	1.70			

A continuación, se plasman los espectros de capacidad para la edificación 1 en la Figura 86 y 87.



Figura 86
Espectro de Capacidad ADRS de Edificación 1, Sentido X.

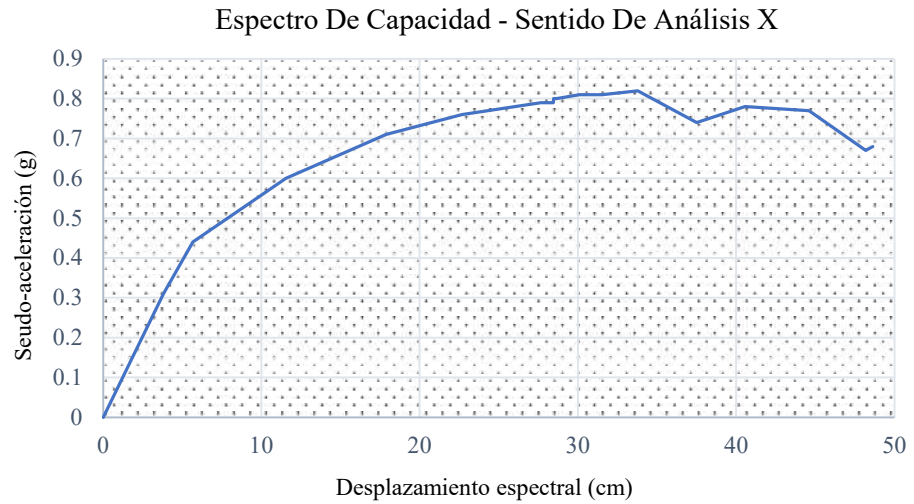
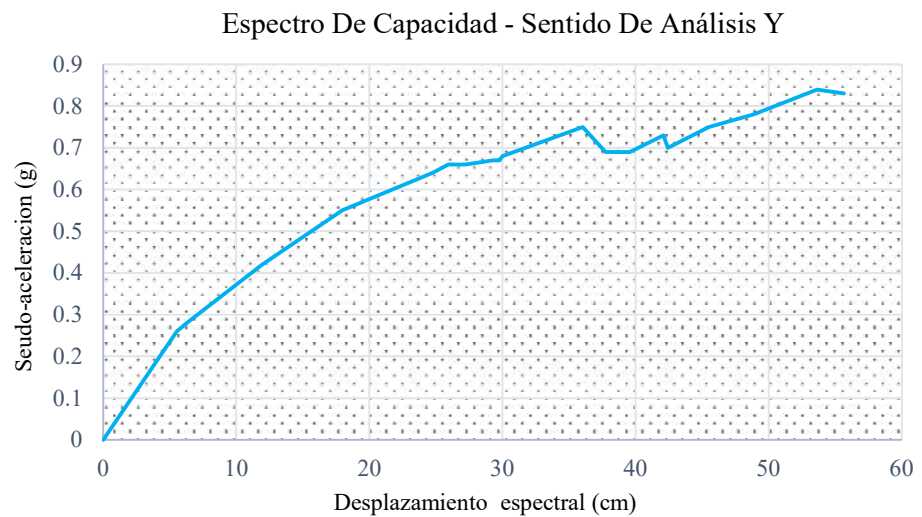


Figura 87
Espectro de Capacidad ADRS de Edificación 1, Sentido Y.



1. Representación Bilineal

Después de convertir el espectro de capacidad de la estructura a formato ADRS, se debe bilinealizar dichas curvas, este proceso es iterativo y gráfico. Para ejemplificar el procedimiento se analizó la curva en el sentido X y Y tanteando los valores de desplazamientos espectrales iniciales (d_{pi}) y pseudoaceleraciones iniciales (a_{pi}) manteniendo un punto de fluencia constante de modo que la equivalencia de áreas se establezca, en las Figuras 88 y 89 se muestran la solución optada.

Figura 88

Linealización de Espectro de Capacidad ADRS de Edificación 1, Sentido X.

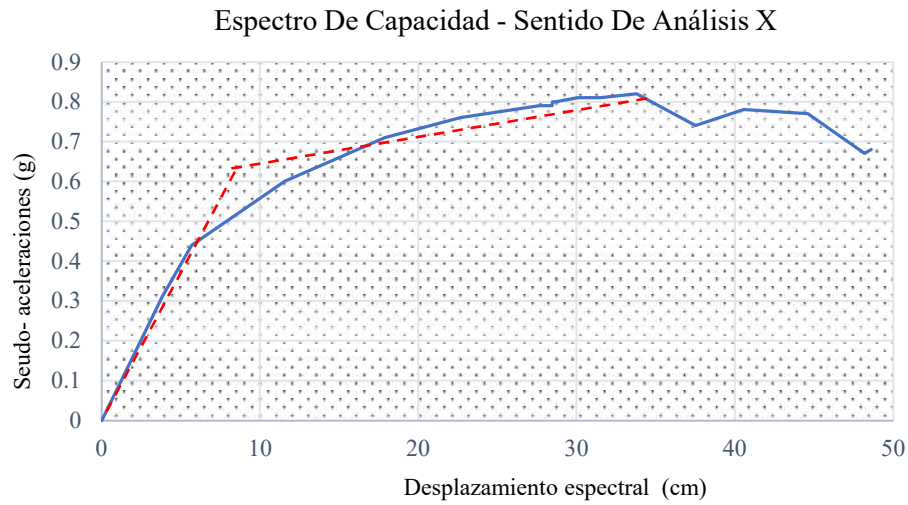


Tabla 84

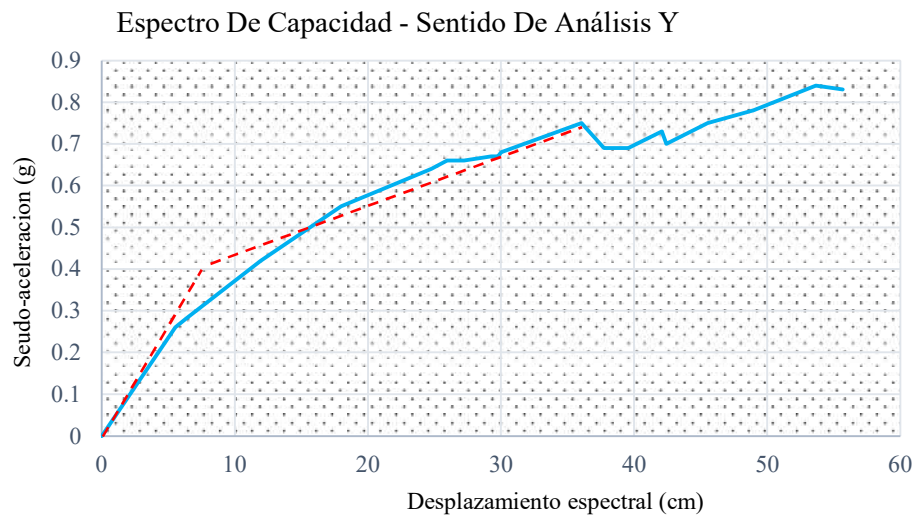
Puntos de Fluencia y Ultimo para Bilinealización en sentido X, Edificación 1.

Puntos Bilinealización Obtenidos		
Punto de Fluencia	S_{ay} (a)	0.55
	S_{dy} (sd)	5.02
Punto Último	S_{au} (a)	0.82
	S_{du} (sd)	34.81

La curva de capacidad bilinealizada descrita en la Figura 88 muestra una variación de 2.54% de áreas lo cual es aceptable; dentro del criterio establecido en la metodología, en la Tabla 84 se especifican los puntos de fluencia y ultimo obtenidos para concretar el proceso.

Figura 89

Linealización de Espectro de Capacidad ADRS de Edificación 1, Sentido Y.





La curva de capacidad bilinealizada descrita en la Figura 89 muestra una variación de 3.07 % de áreas lo cual es aceptable, dentro del criterio establecido en la metodología; en la Tabla 85 se especifican los puntos de fluencia y ultimo obtenidos para concretar el proceso.

Tabla 85

Puntos de Fluencia y Ultimo para Bilinealización en sentido Y, Edificación 1.

Puntos Bilinealización Obtenidos		
Punto de Fluencia	S_{ay} (a)	0.43
	S_{dy} (sd)	8.76
Punto Ultimo	S_{au} (a)	0.75
	S_{du} (sd)	36.1

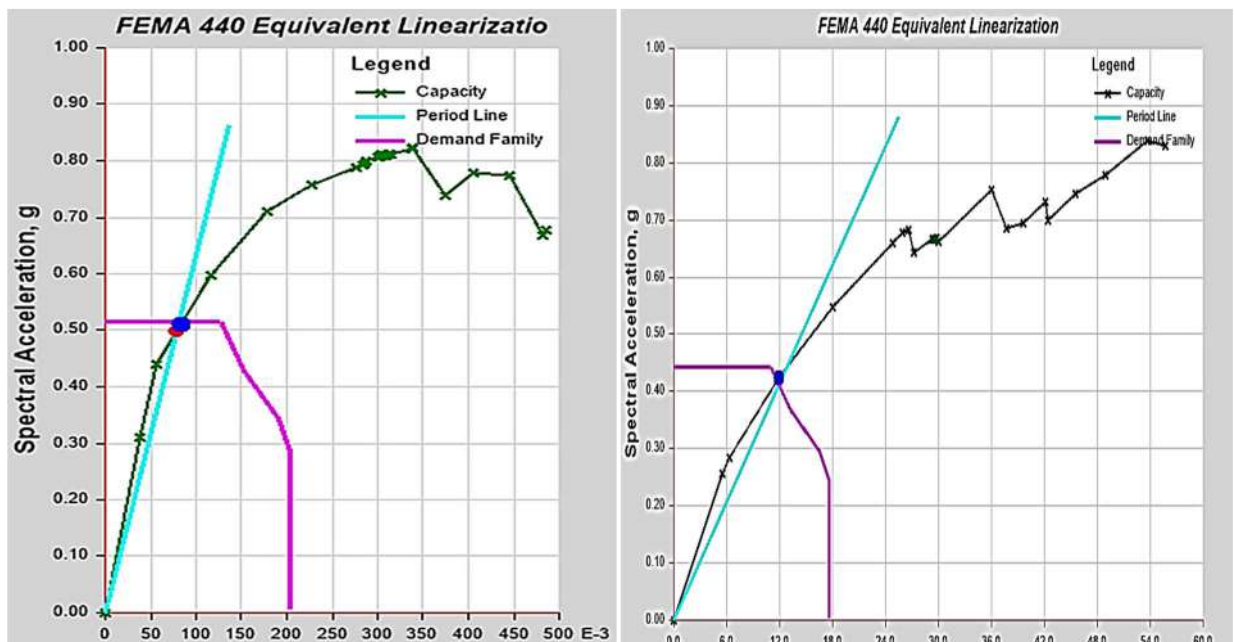
m. Punto de Desempeño por metodología FEMA 440.

Para este punto se redujo las demandas sísmicas por el factor “ B_{eff} ” explicado en la ecuación 11 del marco teórico, de la misma manera se hace uso de la ecuación 14 para hacer el cálculo del factor “ T_{eff} ”, a continuación, se detalla el punto de desempeño para cada demanda sísmica en ambos sentidos de análisis de cada edificación:

m.1 Sismo de Servicio

Figura 90

Punto de Desempeño para Sismo de Servicio en Sentido de Análisis X y Y, Edificación 1.



Nota: De izquierda a derecha punto de desempeño para sismo de servicio en sentido de análisis X y Y punto de desempeño para sismo de servicio en sentido de análisis Y.

Tabla 86

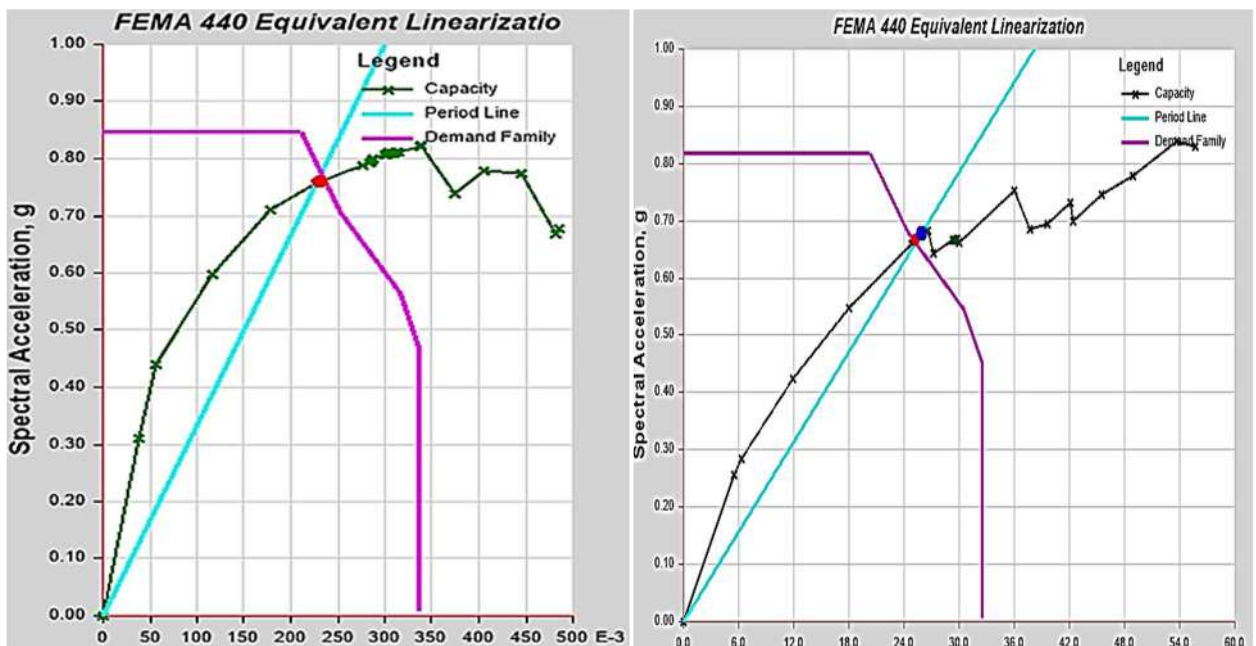
Punto de Desempeño para Sismo de Servicio en Sentido de Análisis X y Y, Edificación 1.

Punto de desempeño Sismo de Servicio		
Sentido de Análisis	X	Y
Punto de desempeño	SI	SI
Intersección pseudoaceleraciones (g)	0.4981	0.4239
Intersección desplazamientos espectral (cm)	7.86	11.92
Fuerza Cortante (tonf)	489.72	530.17
Desplazamiento (cm)	6.6	17.095

m.2 Sismo de Diseño

Figura 91

Punto de desempeño para sismo de Diseño en sentido de análisis X y Y.



Nota: De izquierda a derecha punto de desempeño para sismo de diseño en sentido de análisis X y Y punto de desempeño para sismo de diseño en sentido de análisis Y.

Tabla 87

Punto de Desempeño para Sismo de Diseño en Sentido de Análisis X y Y, Edificación 1.

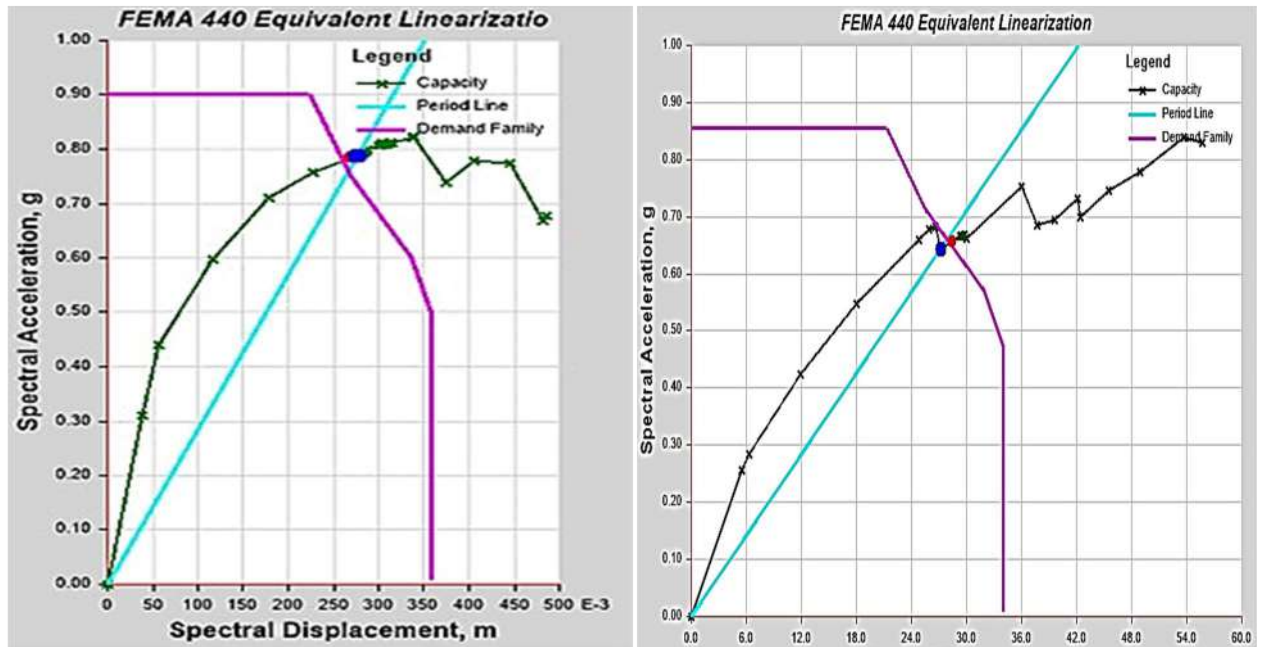
Punto de desempeño Sismo de Diseño		
Sentido de Análisis	X	Y
Punto de desempeño	SI	SI
Intersección pseudoaceleraciones (g)	0.76	0.66
Intersección psdeudodesplazamientos (cm)	23.06	25.193
Fuerza Cortante (tonf)	777.366	839.99
Desplazamiento (cm)	24.52	35.57



m.3 Sismo Máximo 1

Figura 92

Punto de desempeño para sismo Máximo 1 en sentido de análisis X y Y.



Nota: De izquierda a derecha punto de desempeño para sismo máximo 1 en sentido de análisis X y Y punto de desempeño para sismo máximo 1 en sentido de análisis Y.

Tabla 88

Punto de desempeño para sismo de Diseño en sentido de análisis X y Y.

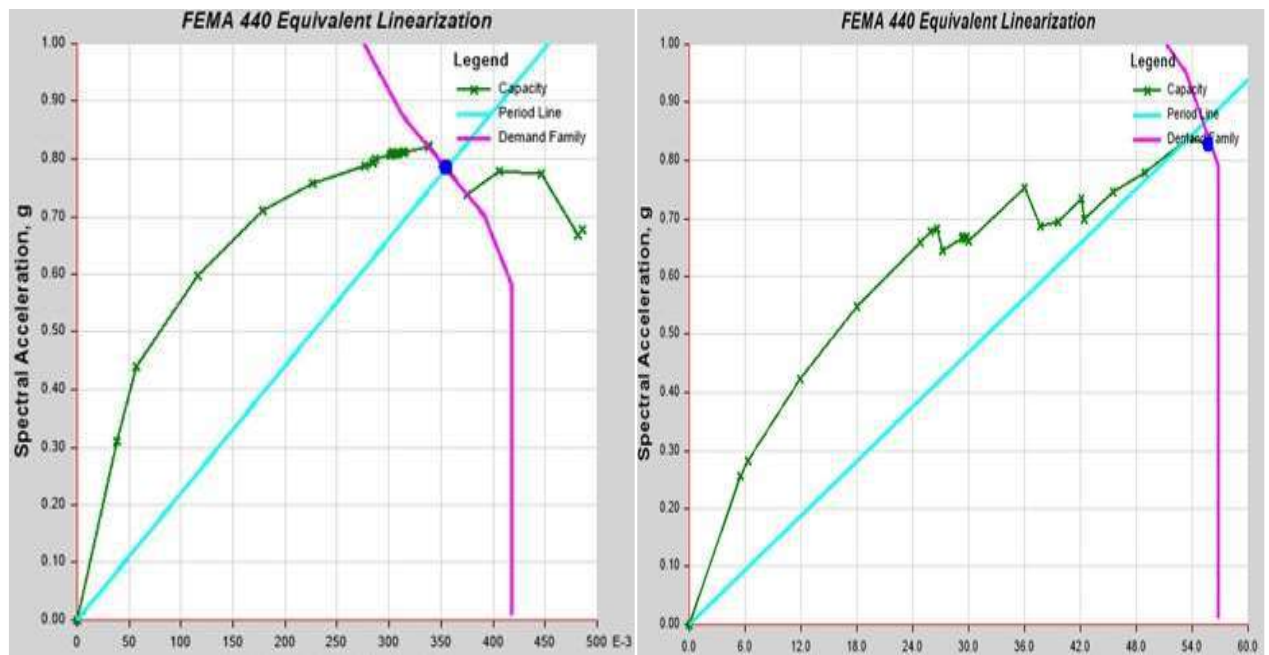
Punto de desempeño Sismo Máximo 1		
Sentido de Análisis	X	Y
Punto de desempeño	SI	SI
Intersección pseudoaceleraciones (g)	0.784	0.657
Intersección psdeudodesplazamientos (cm)	26.98	28.42
Fuerza Cortante (tonf)	816.051	832.037
Desplazamiento (cm)	29.73	39.945



m.4) Sismo Máximo 2

Figura 93

Punto de desempeño para sismo Máximo 2 en sentido de análisis X y Y.



Nota: De izquierda a derecha punto de desempeño para sismo máximo 1 en sentido de análisis X y punto de desempeño para sismo máximo 1 en sentido de análisis Y

Tabla 89

Punto de desempeño para sismo Máximo 2 en sentido de análisis X y Y.

Punto de desempeño Sismo Máximo 2		
Sentido de Análisis	X	Y
Punto de desempeño	SI	NO
Intersección pseudoaceleraciones (g)	0.788	
Intersección pseudodesplazamientos (cm)	35.32	
Fuerza Cortante (tonf)	839.764	
Desplazamiento (cm)	41.1	

n. Sectorización Según ATC-40

A partir de este punto se mostrarán los límites de nivel de desempeño obtenidos para la muestra analizada para el sentido de análisis X y Y. La sectorización de los niveles de desempeño tiene como límite para el nivel operacional el punto de fluencia que representa el rango elástico de la estructura; los demás límites de sectorización son definidos a partir de los porcentajes correspondientes al rango inelástico de la curva de capacidad definidos en la metodología ATC – 40 (1996) en el ítem 2.2.15.9 del marco teórico.



En las siguientes figuras se muestran los puntos de desempeño sobre la curva de capacidad en el sentido de análisis X-X y Y-Y de cada edificación de la muestra, así como los límites del nivel de desempeño, donde la representación bilineal de la curva de capacidad ayuda a definir los límites del comportamiento elástico y plástico de la edificación. También se muestra las tablas donde indican en qué nivel de desempeño se encuentra cada edificación para las diferentes sollicitaciones sísmicas.

- Edificación 1

Figura 94

Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido X, Edificación 1.

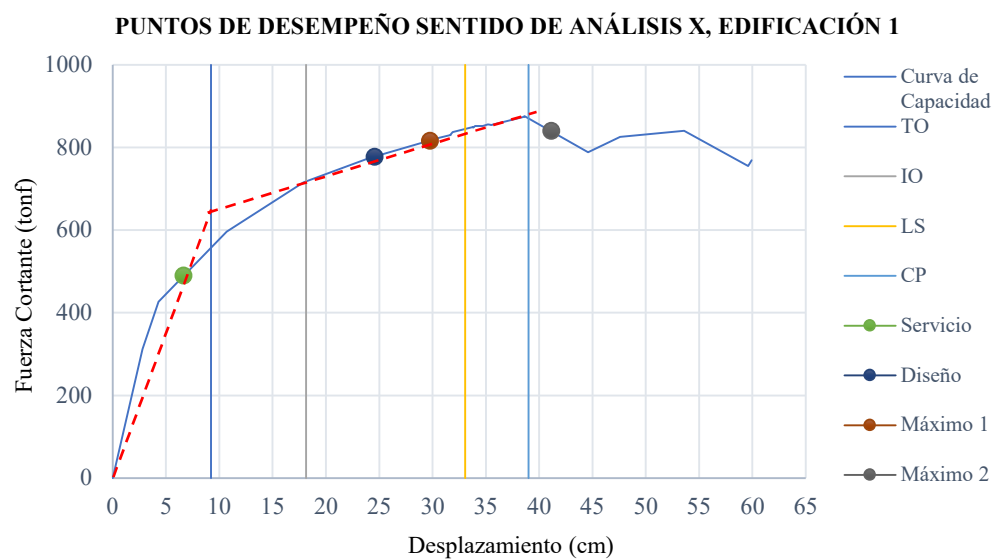


Tabla 90

Nivel de Desempeño de Sentido X, Edificación 1.

EDIFICACIÓN 1 SENTIDO XX						
Probabilidad de retorno	Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño				
		Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	
50.00%	SERVICIO	X				
10.00%	DISEÑO			X		
5.00%	MAXIMO			X		
2.00%	MAXIMO					



Figura 95

Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido Y, Edificación 1.

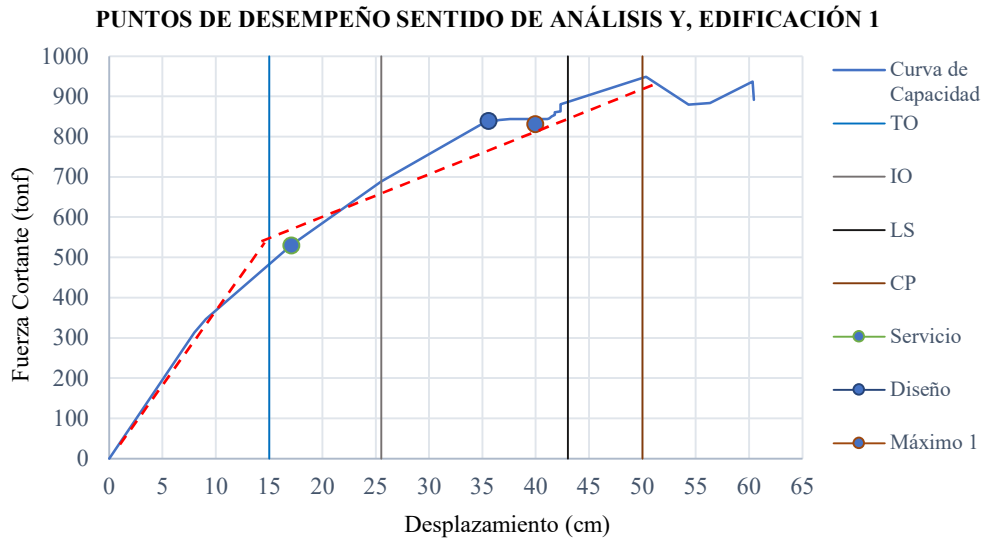


Tabla 91

Nivel de Desempeño de Sentido Y, Edificación 1.

EDIFICACIÓN 1 SENTIDO YY					
Probabilidad de retorno	Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño			
		Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
50.00%	SERVICIO	X			
10.00%	DISEÑO			X	
5.00%	MAXIMO			X	
2.00%	MAXIMO				

- Edificación 2

Figura 96

Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido X, Edificación 2.

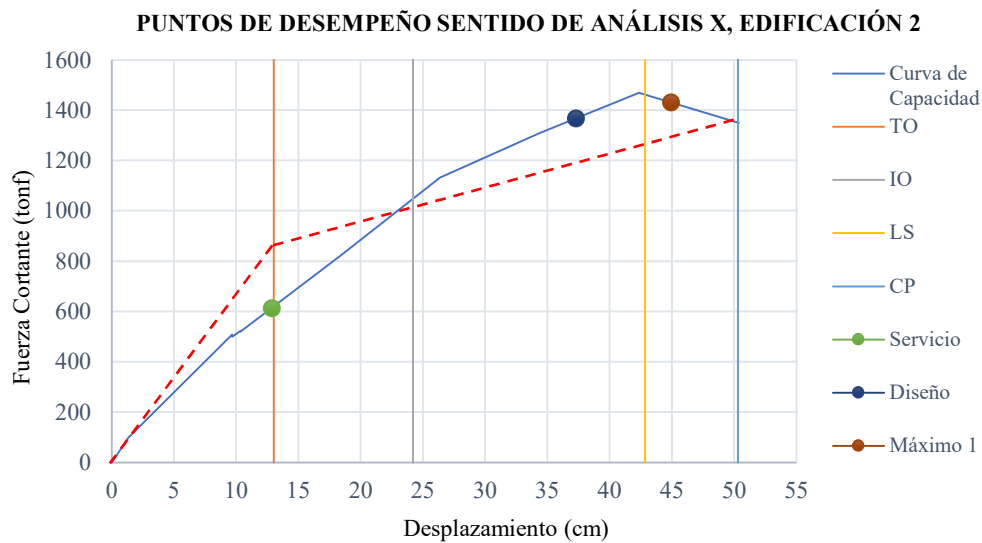




Tabla 92
Nivel de Desempeño de Sentido X, Edificación 2.

EDIFICACIÓN 2 SENTIDO XX					
Probabilidad de retorno	Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño			
		Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
50.00%	SERVICIO	X			
10.00%	DISEÑO			X	
5.00%	MAXIMO				X
2.00%	MAXIMO				

Figura 97
Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido Y, Edificio 2.

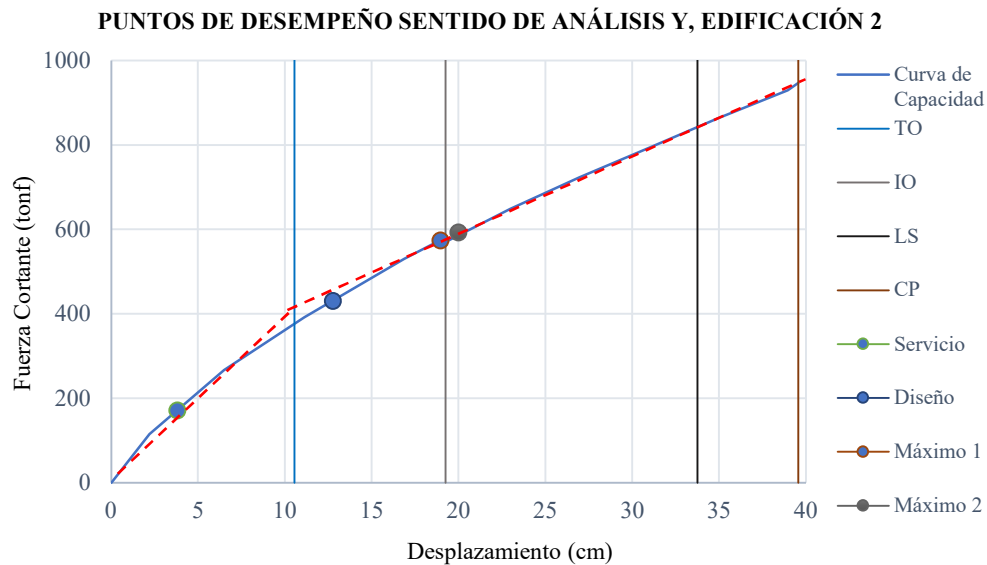


Tabla 93
Nivel de Desempeño de Sentido Y, Edificio 2.

EDIFICACIÓN 2 SENTIDO YY					
Probabilidad de retorno	Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño			
		Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
50.00%	SERVICIO	X			
10.00%	DISEÑO		X		
5.00%	MAXIMO		X		
2.00%	MAXIMO			X	



- Edificación 3

Figura 98

Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido X, Edificación 3.

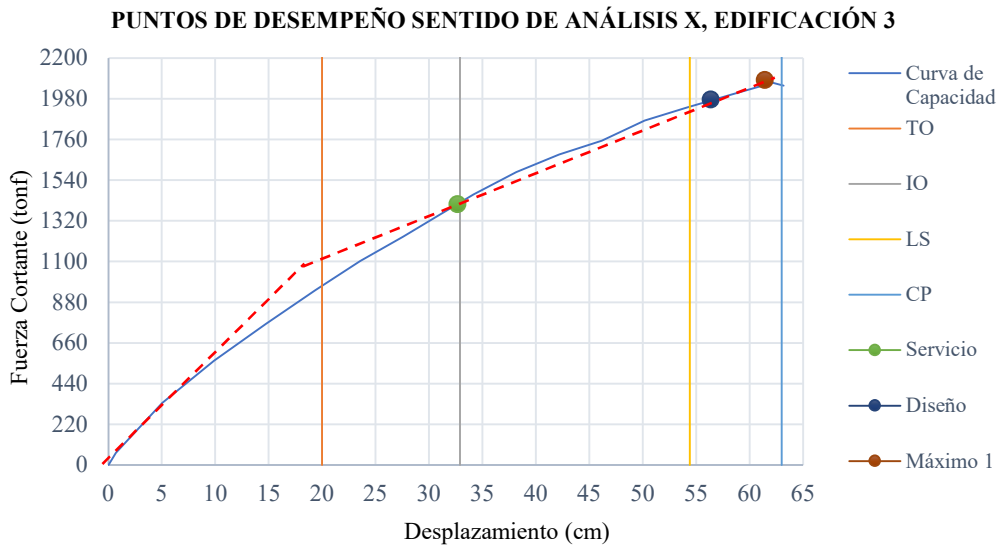


Tabla 94

Nivel de Desempeño de Sentido X, Edificación 3.

EDIFICACIÓN 3 SENTIDO XX					
Probabilidad de retorno	Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño			
		Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
50.00%	SERVICIO		X		
10.00%	DISEÑO				X
5.00%	MAXIMO				X
2.00%	MAXIMO				X

Figura 99

Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido Y, Edificación 3.

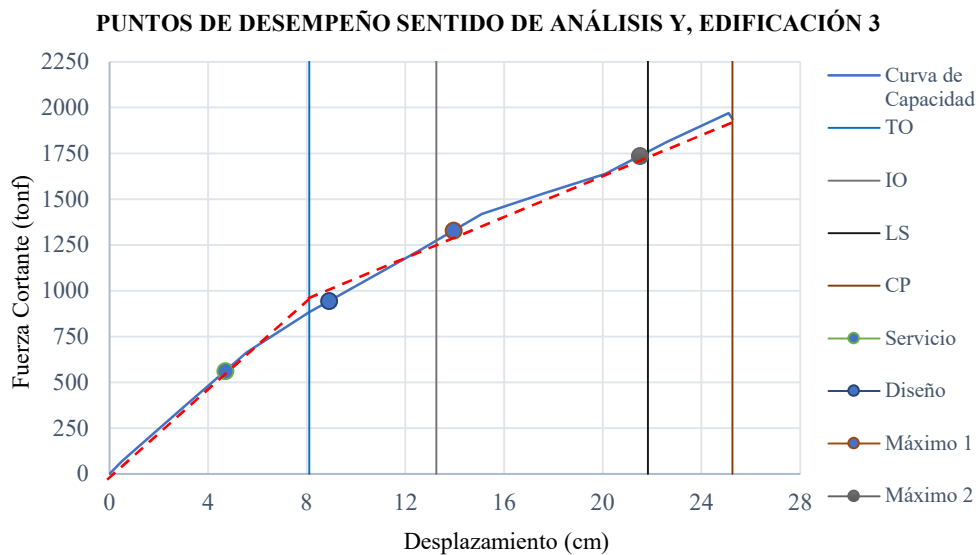




Tabla 95
Nivel de Desempeño de Sentido Y, Edificio 3.

EDIFICACIÓN 3 SENTIDO YY					
Probabilidad de retorno	Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño			
		Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
50.00%	SERVICIO	X			
10.00%	DISEÑO		X		
5.00%	MAXIMO			X	
2.00%	MAXIMO			X	

- Edificación 4

Figura 100
Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido X, Edificio 4.

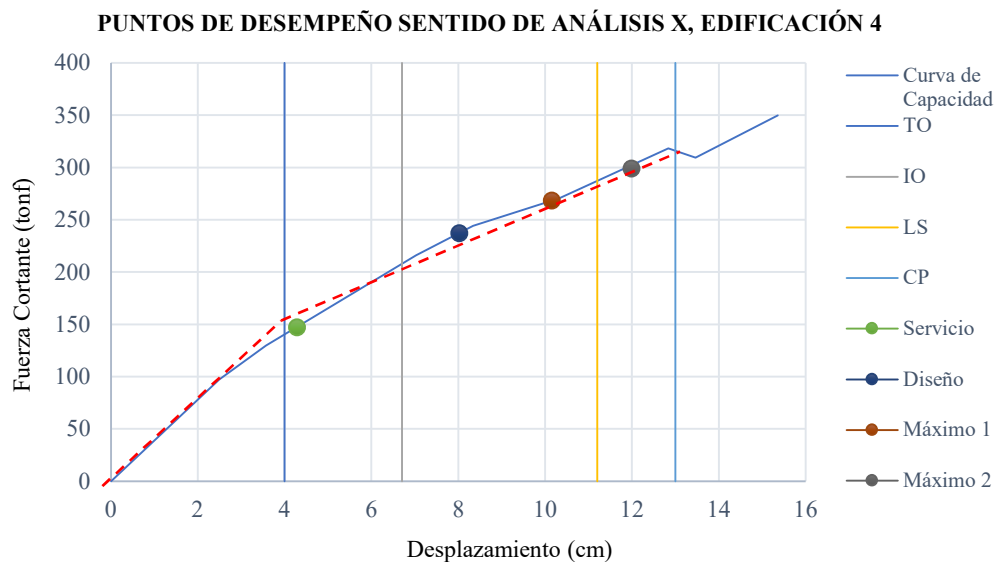


Tabla 96
Nivel de Desempeño de Sentido X, Edificio 4.

EDIFICACIÓN 4 SENTIDO XX					
Probabilidad de retorno	Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño			
		Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
50.00%	SERVICIO	X			
10.00%	DISEÑO			X	
5.00%	MAXIMO			X	
2.00%	MAXIMO				X



Figura 101
Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido Y, Edificio 4.

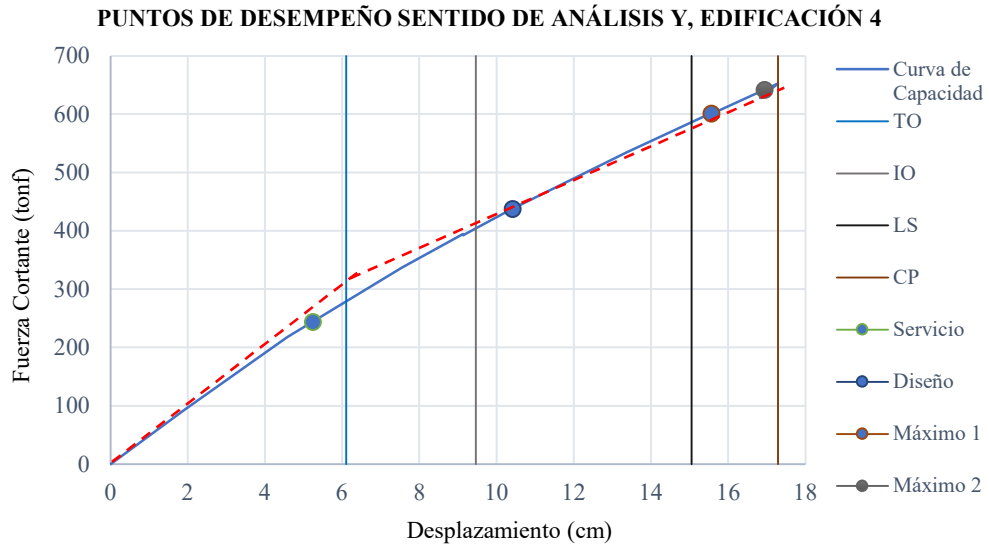


Tabla 97
Nivel de Desempeño de Sentido Y, Edificio 4.

EDIFICACIÓN 4 SENTIDO YY					
Probabilidad de retorno	Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño			
		Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
50.00%	SERVICIO	X			
10.00%	DISEÑO			X	
5.00%	MAXIMO				X
2.00%	MAXIMO				X

- Edificación 5

Figura 102
Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido X, Edificio 5.

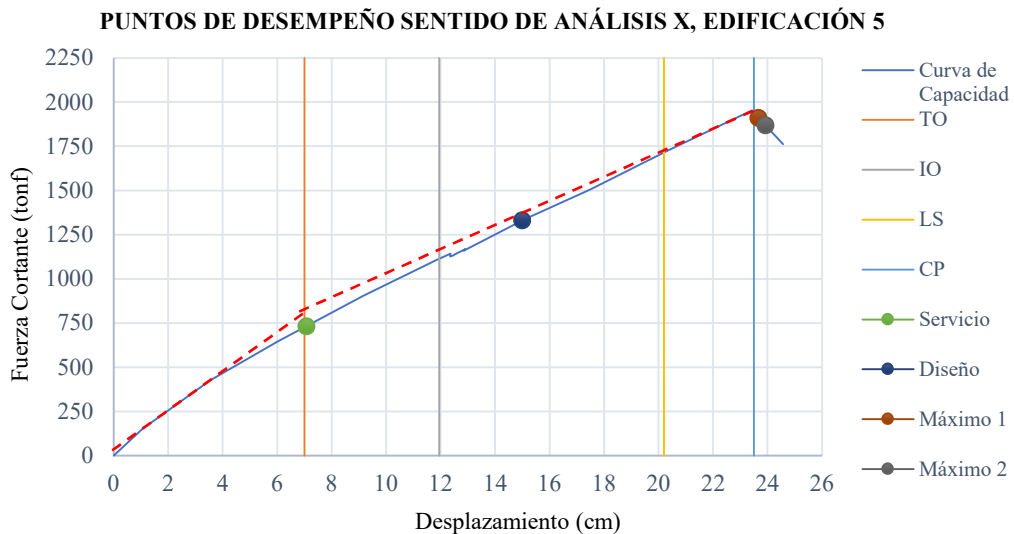


Tabla 98
Nivel de Desempeño de Sentido X, Edificio 5.

EDIFICACIÓN 5 SENTIDO XX					
Probabilidad de retorno	Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño			
		Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
50.00%	SERVICIO	X			
10.00%	DISEÑO			X	
5.00%	MAXIMO				
2.00%	MAXIMO				

Figura 103
Sectorización y Puntos de Desempeño Sentido Y, Edificio 5.

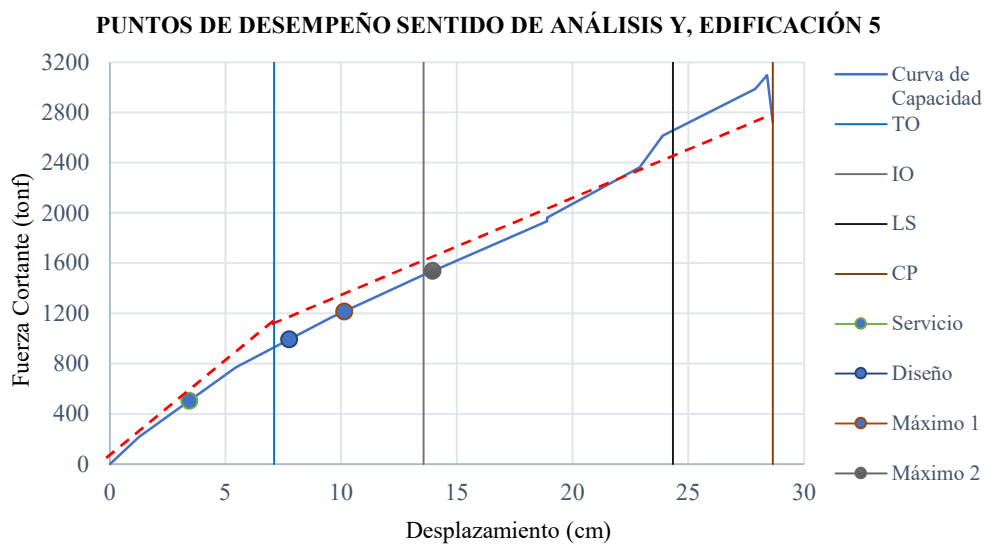


Tabla 99
Nivel de Desempeño de Sentido Y, Edificio 5.

EDIFICACIÓN 5 SENTIDO YY					
Probabilidad de retorno	Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño			
		Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
50.00%	SERVICIO	X			
10.00%	DISEÑO		X		
5.00%	MAXIMO		X		
2.00%	MAXIMO			X	

A continuación, se tiene la Tabla 100 donde se indica los puntos de fluencia y los puntos de esfuerzo y desplazamiento último para cada edificación de la muestra.



Tabla 100

Resumen de Puntos de Fluencia y Ultimo para la muestra.

	Desplazamiento - Fuerza de Fluencia y Ultimo							
	Sentido XX				Sentido YY			
	dy (cm)	Fy (tonf)	du (cm)	Fu (tonf)	dy (cm)	Fy (tonf)	du (cm)	Fu (tonf)
Edificio 1	9.2	420.36	38.63	875.86	13.5	530.25	50.34	949.38
Edificio 2	11.5	590.23	50.32	1348.9	10.55	380.26	39.55	947.28
Edificio 3	19.98	1175.8	63.89	2095.2	8.11	1005.26	25.1	1896.90
Edificio 4	3.91	159.32	13.2	327.61	6.26	329.87	17.68	639.40
Edificio 5	7.09	750.21	23.54	1952.71	8.13	1120.8	28.65	2996.25

La Tabla 101 muestra la sollicitación sísmica y su nivel de desempeño según la metodología ATC - 40, estos deberían cumplir con los objetivos ya determinados, se observa que las edificaciones 2,4 y 5 cumplen con el objetivo para el sismo de servicio, pero para las demandas sísmicas de diseño y máximo ninguna edificación cumple para ambos sentidos de análisis.

Tabla 101

Resumen de Cumplimiento de Objetivo de Desempeño según FEMA 440- ATC40.

Edificación	Demanda de Sismo	Nivel de Desempeño	Verificación	
			XX	YY
Edificación 1	Servicio	Totalmente Operacional	SI	NO
	Diseño	Ocupación Inmediata	NO	NO
	Máximo	Prevención del Colapso	NO	NO
Edificación 2	Servicio	Totalmente Operacional	SI	SI
	Diseño	Ocupación Inmediata	NO	SI
	Máximo	Prevención del Colapso	NO	SI
Edificación 3	Servicio	Totalmente Operacional	NO	SI
	Diseño	Ocupación Inmediata	NO	SI
	Máximo	Prevención del Colapso	NO	SI
Edificación 4	Servicio	Totalmente Operacional	SI	SI
	Diseño	Ocupación Inmediata	NO	NO
	Máximo	Prevención del Colapso	SI	SI
Edificación 5	Servicio	Totalmente Operacional	SI	SI
	Diseño	Ocupación Inmediata	NO	SI
	Máximo	Prevención del Colapso	NO	SI



3.6.4 Correlación Estadística

3.6.4.1 Codificación y categorización

Para Miles y Huberman (p. 56) (1984) la categorización representa la materia prima del análisis que permite establecer los datos significativos. La codificación es la operación que asigna a cada unidad categorial una determinada notación, etiqueta o palabra que expresa el contenido conceptual.

Es así que se puede codificar y categorizar el grado de Daño para la metodología de inspección visual rápida propuesta por el método FEMA P154 – ATC 21; teniendo los datos en la Tabla 103:

Tabla 102

Codificación y Categorización de resultados de metodología FEMA P154 - ATC 21.

Grado de Daño	Elementos	Descripción de Daño	Categorización y Codificación	
Daño Grado 1	No Estructurales	Ligero	1	1
	Estructurales	Sin daño	0	
Daño Grado 2	No Estructurales	Ligero	1	3
	Estructurales	Moderado	2	
Daño Grado 3	No Estructurales	Moderado	2	5
	Estructurales	Severo	3	
Daño Grado 4	No Estructurales	Severo	3	7
	Estructurales	Muy severo	4	
Daño Grado 5	No Estructurales	Muy severo	4	9
	Estructurales	Inadmisible	5	

Para la metodología FEMA 440- ATC 40 se tiene la Tabla 104, donde se describen los tipos de daño para cada nivel de desempeño, es en este punto donde coinciden las interpretaciones de grado de daño para ambas metodologías.



Tabla 103

Estado de Daño de cada Nivel de Desempeño FEMA 440 -ATC 40.

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios
	Leve	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad
Moderado	Seguridad de Vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente
Severo	Pre-colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llevar a ser necesario demoler el edificio
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total del soporte. Colapso parcial o total no es posible la reparación

A partir de esta Tabla podemos codificar y categorizar el grado de Daño para la metodología de análisis estático no lineal pushover propuesta por el método FEMA 440 -ATC40; teniendo la categorización en la Tabla 105.

Tabla 104

Codificación y Categorización de resultados de metodología FEMA 440 - ATC 40.

Nivel de Desempeño	Descripción de Daño	Elementos	Categorización y Codificación	
Totalmente Operacional	Despreciable "G1"	No Estructurales	1	1
		Estructurales	0	
Ocupación Inmediata	Leve "G2"	No Estructurales	2	3
		Estructurales	1	
Seguridad de Vida	Moderado "G3"	No Estructurales	3	5
		Estructurales	2	
Prevención del colapso	Severo "G4"	No Estructurales	4	7
		Estructurales	3	
Colapso	Completo "G5"	No Estructurales	5	9
		Estructurales	4	



- Tratamiento de resultados de metodología FEMA P154-ATC21.

Según Damani (2011) se puede interpretar la ocurrencia de probabilidad que está en términos cualitativos en un porcentaje de ocurrencia en términos cuantitativos como se describe en la Tabla 106:

Tabla 105

Porcentaje de Ocurrencia según Damiani en Gestión de Riesgos.

Porcentaje	Valor Cualitativo
0-20%	Muy Baja
20.1%-40%	Baja
40.1% - 60%	Media
60.1% - 80%	Alta
80.1%-100%	Muy Alta

Es así que en la clasificación de datos se tiene los términos alta y muy alta probabilidad de ocurrencia de grado de daño, asignado el porcentaje de 80% para alta probabilidad y 100% de muy alta probabilidad, luego teniendo los valores para la metodología FEMA P154-ATC 21 en la tabla 107:

Tabla 106

Resultado Final de Codificación FEMA P 154 -ATC 21 de la muestra.

Nombre	Puntajes	Posible Grado de Daño	Grados de daño codificados		Puntaje Codificado Final
Edificación 1	S= 0.3	Alta probabilidad de tener daño de grado 5 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 4.	9	7	7.1
Edificación 2	S= 1.4	Alta probabilidad de tener daño de grado 3 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 2.	5	3	3.5
Edificación 3	S= 0.3	Alta probabilidad de tener daño de grado 5 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 4	9	7	7.1
Edificación 4	S= 2.2	Alta probabilidad de tener daño de grado 2 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 1	3	1	1.7
Edificación 5	S= 2.7	Alta probabilidad de tener daño de grado 2 y muy alta probabilidad de tener daño de grado 1	3	1	1.7



- Tratamiento de resultados de metodología FEMA 440 -ATC 40.

Tabla 107

Resultado Final de Codificación FEMA 440 -ATC 40 de la muestra.

Nivel de Demanda	Edificación	Nivel de Desempeño	Sentido	Puntaje Codificado Final
Diseño	Edificación 1	Seguridad de Vida	X	5
		Seguridad de Vida	Y	5
	Edificación 2	Seguridad de Vida	X	5
		Ocupación Inmediata	Y	3
	Edificación 3	Prevención del Colapso	X	7
		Ocupación Inmediata	Y	3
	Edificación 4	Seguridad de Vida	X	5
		Seguridad de Vida	Y	5
	Edificación 5	Seguridad de Vida	X	5
		Ocupación Inmediata	Y	3

Tabla 108

Ordenamiento de resultados en pares Ordenados de sismo de diseño.

Edificación	Sentido	Var. X (FEMA P154 – ATC 21)	Var. Y (FEMA 440 – ATC 40)
Edificación 1	X	7.1	5
	Y	7.1	5
Edificación 2	X	3.5	5
	Y	3.5	3
Edificación 3	X	7.1	7
	Y	7.1	3
Edificación 4	X	1.7	5
	Y	1.7	5
Edificación 5	X	1.7	5
	Y	1.7	3

3.6.4.2 Pruebas de Normalidad

Al constatar que las variables poseen datos categóricos que ya fueron tratados mediante la codificación; se requiere hacer una prueba de normalidad para determinar Los resultados de la prueba indican si se debe rechazar o no puede rechazar la hipótesis nula de que los datos provienen de una población distribuida normalmente. En base a ellos se puede determinar que coeficiente de correlación se puede usar, así como interpretar la relación de los datos.

Para tal se usó el software Estadístico SPSS V 29.0.1.



Figura 104
Resultado de pruebas de Normalidad

	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
X	.268	10	.040	.752	10	.004
Y	.324	10	.004	.794	10	.012

a. Corrección de significación de Lilliefors

En la Figura 104 se puede observar los resultados de aplicar las pruebas de normalidad de Kolmogórov-Smirnov y de Shapiro-Wilk, en este caso optaremos por escoger la prueba dos ya que teóricamente es la más recomendada para muestras de pocos datos, paralelamente tenemos un valor de Significancia (p) para la variable “X” que viene a ser el método FEMA P154-ATC 21 de 0.004 y de “Y” que viene a ser el método FEMA 440 - ATC 40 de 0.012.

Como los valores no superan el valor de $\alpha=0.05$; se rechaza la Hipótesis “Ho” que indica la normalidad de los datos, así se acepta la hipótesis “H1” se concluye que la muestra no es normal por lo cual se adecuan mejor los métodos de correlación no paramétricos como lo pueden ser la Rho de Spearman o Tau-b de Kendall.

3.6.4.3 Prueba de Mann Whitney

Se realizó la prueba con el software MiniTab obteniendo los siguientes resultados:

Figura 105
Resultados de U. Mann Whitney con asistencia de Software MiniTab.

Prueba		
Hipótesis nula	$H_0: \eta_1 - \eta_2 = 0$	
Hipótesis alterna	$H_1: \eta_1 - \eta_2 \neq 0$	
Método	Valor W	Valor p
No ajustado para empates	101.00	0.791
Ajustado para empates	101.00	0.787

Debido a que el p-Valor para la muestra ajustada para empates tiene un valor de 0.787 este valor es mayor al $\alpha=0.05$ el cual nos hace aceptar la hipótesis nula “Ho” que nos indica que las muestras tienen medianas similares, de esta manera podemos concluir que para la muestra de la investigación se afirma que existen puntajes similares al ser una prueba estadística de la media, determinando que no existe una diferencia en la



variable dependiente para dos grupos independientes; es decir no existe suficiente evidencia que califique un método superior a otro, si no por el contrario los métodos en cuestión tienen puntajes similares

La interpretación de estos resultados, asume que en la escala categórica que se planteó en la investigación se tiene una puntuación de 1-9, donde 1 representa la mejor calificación para una edificación sea usando la metodología FEMA P 154 -ATC 21 para determinar el grado de daño según el índice de vulnerabilidad Sísmica o usando la metodología FEA 440- ATC 40 para determinar el grado de daño según el punto de desempeño; y 9 representa la peor calificación.

Posterior a este análisis se afirma que, desde el punto de vista estadístico, sustentando en la evaluación presentada en la investigación para estas 5 edificaciones que ambos métodos expresan puntajes similares, a pesar de ser aplicaciones independientes sobre una muestra, los puntajes tienen concordancia entre sí, sin embargo, no se puede afirmar que las metodologías propuestas sean sustitutorias.

3.6.4.5 Coeficiente de correlación de Spearman y coeficiente de correlación de Kendall

Al tener una muestra que no cuenta con normalidad, se opta por usar pruebas no paramétricas para la correlación de variables, como son las mencionadas Rho de Spearman y Tau de Kendall que se pueden ver en la Figura 106, ambas correlaciones fueron desarrolladas con el apoyo del software SPSS V.29.

Figura 106

Rango de variables método Rho de Spearman y Tau de Kendall en SPSS.

		Correlaciones		
		X	Y	
Tau_b de Kendall	X	Coefficiente de correlación	1.000	
		Sig. (bilateral)	.656	
		N	10	
	Y	Coefficiente de correlación	.136	1.000
		Sig. (bilateral)	.656	
		N	10	10
Rho de Spearman	X	Coefficiente de correlación	1.000	
		Sig. (bilateral)	.667	
		N	10	
	Y	Coefficiente de correlación	.156	1.000
		Sig. (bilateral)	.667	
		N	10	10



Con la ecuación 30 y 31 descrita en el marco teórico se obtuvo el coeficiente de correlación de Spearman y el Tau de Kendall, que se muestran a continuación en las ecuaciones 38 y 39:

$$r = 0.156 \quad (38)$$

$$t = 0.136 \quad (39)$$

Como se puede observar en la figura 106 se concluye que para ambas metodologías no se encuentra una correlación significativa.



IV. RESULTADOS

4.1 Índice Vulnerabilidad FEMA P154 - ATC21

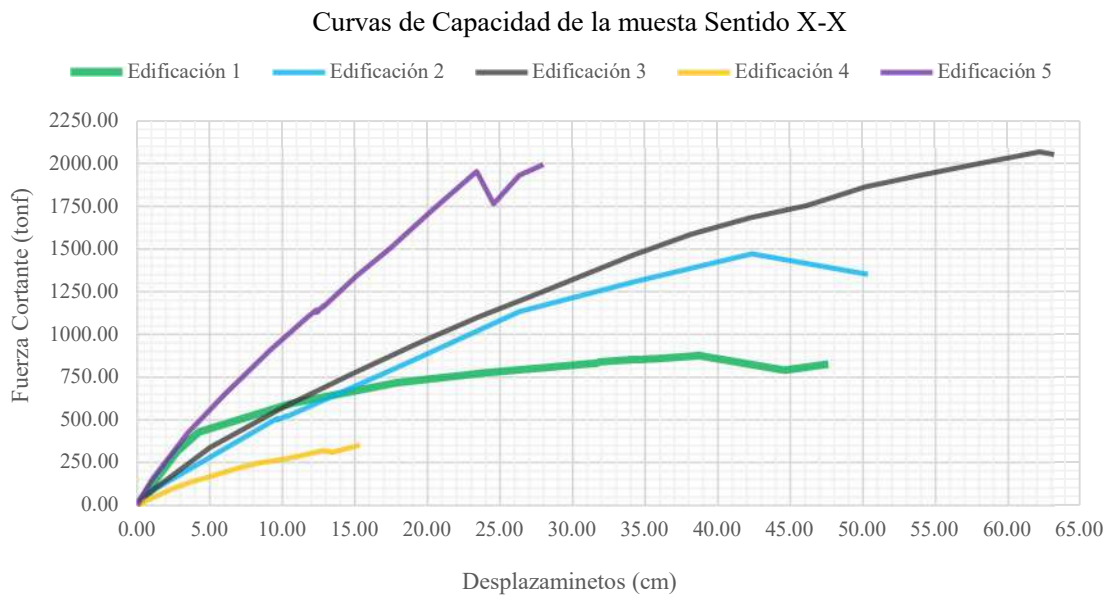
Los resultados del índice de vulnerabilidad de la metodología FEMA P154 – ATC 21 de la muestra se tienen en la Tabla 111, donde se describen los grados de daño según al puntaje de grado de vulnerabilidad de la muestra para un sismo de diseño.

Nombre	S	Clasificación de daño	Descripción de daño	Detalle
Edificación 1	0.3	G4: Daños muy graves y/o Destrucción	Daños estructurales graves a muy graves, daños no-estructurales muy graves.	Grandes grietas en los elementos estructurales por compresión y rotura de armadura, inclinación de columnas posible colapso de algunas columnas o plantas altas. En el peor escenario destrucción o colapso de la planta baja o de algunas partes de la edificación.
Edificación 2	1.4	G3 Daños moderados a importantes o graves.	Daños estructurales de ligero a moderados y daños no estructurales moderados a graves.	Posibles fisuras a grietas en columnas, vigas y en las placas; grandes grietas en los tabiques y juntas de muros; caída de revestimientos y enlucidos frágiles;
Edificación 3	0.3	G:4 Daños muy graves y/o Destrucción	Daños estructurales graves a muy graves, daños no-estructurales muy graves.	Grandes grietas en los elementos estructurales por compresión y rotura de armadura, inclinación de columnas posible colapso de algunas columnas o plantas altas. En el peor escenario destrucción o colapso de la planta baja o alguna de algunas partes de la edificación
Edificación 4	2.2	G2 Daños despreciables a ligeros o daños moderados.	Daños estructurales nulos a ligeros y daños no estructurales ligeros a moderados	Fisuras en vigas y en los muros estructurales y Grietas en los tabiques, caída de revestimientos y enlucidos frágiles.
Edificación 5	2.7	G2 Daños despreciables a ligeros o daños moderados.	Daños estructurales nulos a ligeros y daños no estructurales ligeros a moderados	Fisuras en vigas y en los muros estructurales y Grietas en los tabiques, caída de revestimientos y enlucidos frágiles.

4.2 Curvas de Capacidad FEMA 440-ATC40

Figura 107

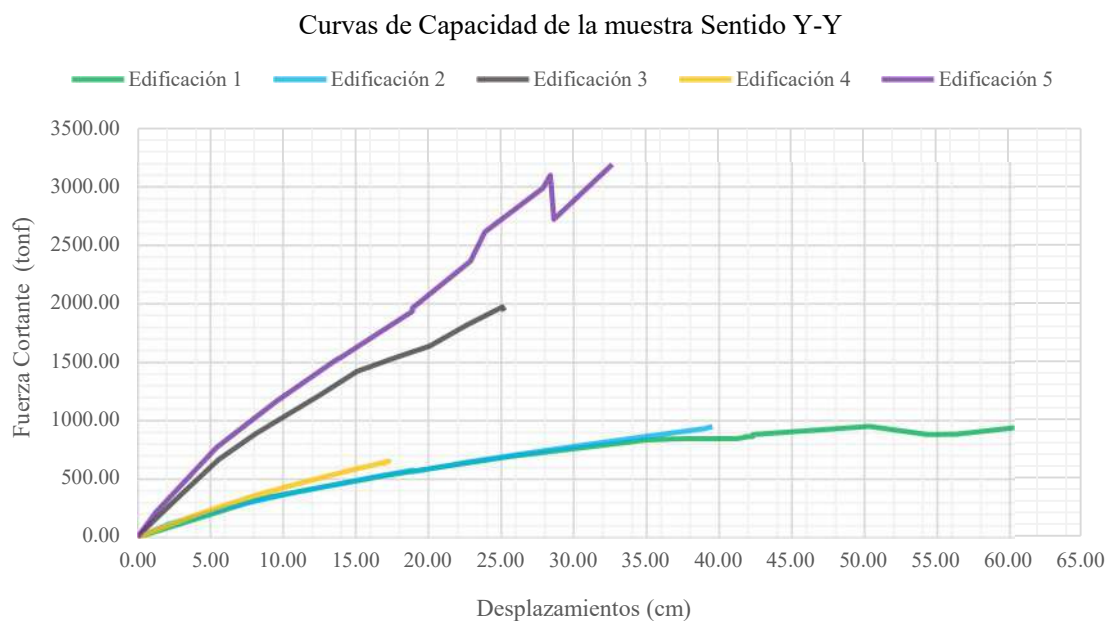
Resultado Curvas de Capacidad de la muestra Sentido X-X.



En las figuras 107 y 108 se muestran las curvas de capacidad en el sentido de análisis X y Y de la muestra, donde se observa los desplazamientos y las fuerzas cortantes de cada edificación.

Figura 108

Resultado Curvas de Capacidad de la muestra Sentido Y-Y.



En ambos gráficos se aprecia que las curvas comienzan con un comportamiento lineal (comportamiento elástico), para posteriormente empezar a degradarse; este punto



de inflexión corresponde al punto de fluencia (Hernández y Villamizar, 2015), en donde las edificaciones alcanzan un rango plástico hasta llegar al punto de desplazamiento último que nos indica que la edificación ha llegado a su máxima deformación posible y ha perdido su capacidad resistente.

Se observa que las edificaciones 1,2,3 en ambas direcciones de análisis no presenta comportamiento frágil; la diferencia de desplazamientos y fuerzas cortantes en los dos sentidos de análisis de una misma edificación es debido a la configuración estructural que posee cada una, ya que existe mayor rigidez y es más regular en un sentido de análisis que en el otro. Se puede ver que las edificaciones 4 y 5 presentan una degradación de resistencia de manera abrupta en el desarrollo de su curva de capacidad lo que nos indica una pérdida total de resistencia y rigidez.

4.3 Nivel de Desempeño

A través de la Figura 109 y 110 se observa el nivel de desempeño de la muestra ante las diferentes sollicitaciones sísmicas, estos fueron obtenidos con asistencia del software ETABS v.20, a través del método de espectro de capacidad FEMA 440- ATC 40.

Figura 109

Nivel de Desempeño de la Muestra Sentido de Análisis XX.

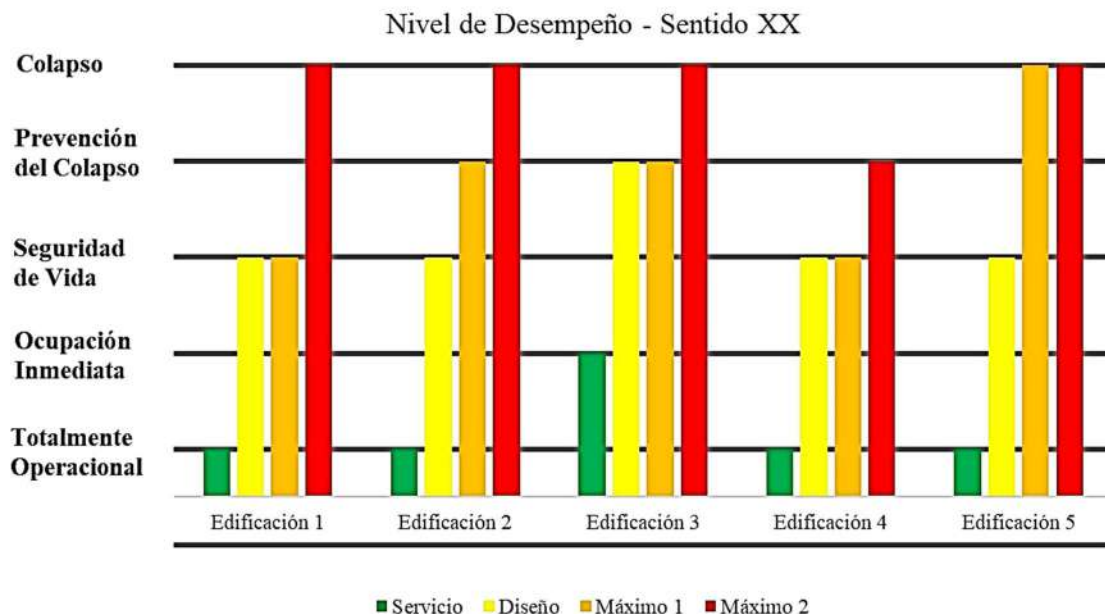
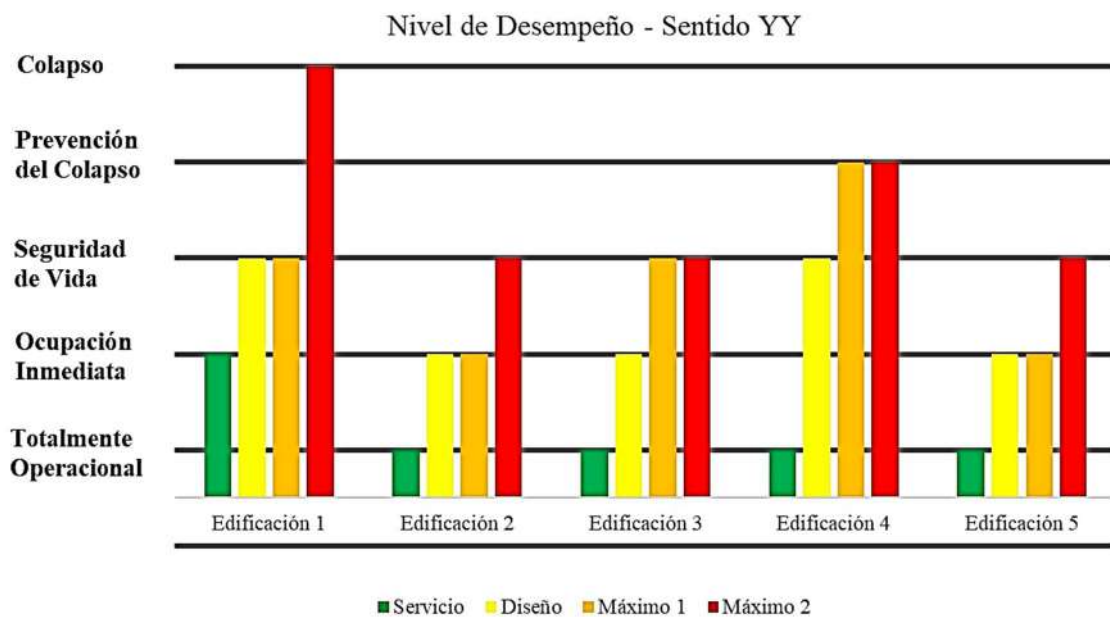




Figura 110

Nivel de Desempeño de la Muestra Sentido de Análisis YY.



Se observa en las gráficas que la muestra en sentido Y es menos vulnerable que en sentido X; esto debido a la configuración estructural lo cual se puede verificar en los planos del anexo 2; que brinda, al menos en este caso, una mejor respuesta sísmica en ese sentido.

Se presenta la tabla 112, donde se clasifica el grado de daño obtenido para cada edificación de la muestra ante una demanda sísmica de diseño, se obtiene un grado de daño por sentido de análisis que se categoriza según lo ya mencionado en la Tabla 106.

Tabla 109

Clasificación de grado de daño para Metodología FEMA 440- ATC 40.

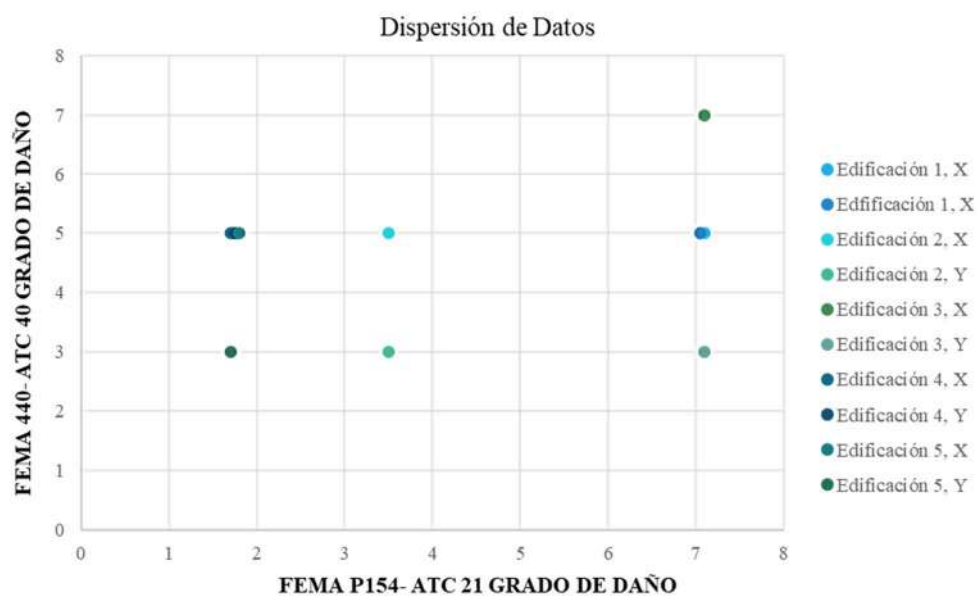
Nivel de Demanda	Edificación	Nivel de Desempeño	Sentido	Grado de Daño
Diseño	Edificación 1	Seguridad de Vida	X	G3 Moderado
		Seguridad de Vida	Y	G3 Moderado
	Edificación 2	Seguridad de Vida	X	G3 Moderado
		Ocupación Inmediata	Y	G2 Leve
	Edificación 3	Prevención del Colapso	X	G4 Severo
		Ocupación Inmediata	Y	G3 Moderado
	Edificación 4	Seguridad de Vida	X	G3 Moderado
		Seguridad de Vida	Y	G3 Moderado
	Edificación 5	Seguridad de Vida	X	G3 Moderado
		Ocupación Inmediata	Y	G2 Leve

4.4. Correlación Estadística

En la Figura 106, se observa el diagrama de dispersión de las variables ya codificadas según al grado de daño, teniendo como relación a mayor grado de daño mayor el puntaje, el diagrama es una herramienta gráfica que ayuda a visualizar la correlación entre las variables, cada punto en el grafico representa un par ordenado de la Figura 111.

Figura 111

Resultado diagrama de dispersión de los resultados codificados.



Se ve en la Figura que los datos se posicionan de mayor manera en la parte central de los puntajes de daño, esto quiere decir que las metodologías generan una respuesta favorable al tratarse de una demanda sísmica de diseño, ya que no se está sobreestimando ni devaluando los posibles daños estructurales y no estructurales (Miles y Huberman ,1984).

- Correlación Estadística

Para definir si existe correlación estadística entre ambas variables se realiza la prueba de normalidad de datos para determinar qué tipo de distribución presenta la muestra. Para Shapiro – Wilk la muestra de la presente investigación tiene un p–valor de 0.012 y 0.004 para las variables X y Y respectivamente, lo cual no supera el valor de $\alpha = 0.05$, lo que indica que la muestra no presenta una distribución normal y por lo tanto son variables no paramétricas.

A continuación, se determina si la muestra tiene significancia estadística por lo cual se emplea el método de Mann Whitney por ser la más adecuada para el tipo



de datos obtenidos, que evalúa si existen diferencias entre las medias de dos conjuntos de datos que provienen de muestras independientes o bien, correlacionadas. El parámetro u de Whitney es de 0.78 (tabla 113) lo que indica una relación no significativa y demuestra que la relación de los parámetros es similar en sus puntajes en cuanto a la escala categórica propuesta lo cual nos lleva a evaluar los puntajes con relación al parámetro escalar propuesto donde 1 es el mejor puntaje y 9 el más grave en escala de daño, para poder determinar así que aunque ambos métodos son independientes tienen calificaciones parecidas que nos hacen concluir que la muestra reacciona de manera similar para ambas metodologías

Finalmente, al tener una muestra no paramétrica se hace uso del coeficiente de correlación tau-b de Kendall con un valor de 13% (tabla 113), valores que indican una correlación leve entre las variables según la tabla 114.

Tabla 110
Resultados Estadísticos de la Investigación

Resultados Estadísticos de la Investigación		
Parámetro	Variable X (FEMA P154-ATC 21)	Variable Y (FEMA 440- ATC 40)
Shapiro – Wilk	0.004	0.012
u de Mann Whitney		0.78
r_o de Spearman		0.156
tau-b de Kendall		0.136

Tabla 111
Interpretación de valor de coeficiente de correlación positivo (t).

Rango de Valores T_{xy}	Interpretación
$0.00 \leq T_{xy} < 0.1$	Correlación Nula
$0.10 \leq T_{xy} < 0.3$	Correlación débil
$0.3 \leq T_{xy} < 0.5$	Correlación Moderada
$0.5 \leq T_{xy} < 1$	Correlación Fuerte



V. DISCUSIÓN

a. Contraste de resultados con referentes del marco teórico.

En comparación con el primer antecedente nacional de autores Mendoza y Rivera (2020) se tiene que las rotulas plásticas que producen el colapso de la edificación estudiada ocurren cuando se tiene un desplazamiento de 43 cm con una fuerza basal de 4407.13 tonf, en la presente tesis la máxima fuerza basal es de 2095.2 tonf y un desplazamiento de 63.89 cm en el sentido de análisis X, de la edificación 3, Seguida de 1895.9 tonf con 25.1 cm de la misma en el sentido Y.(Tabla 110) en perspectiva se puede afirmar que la edificación 3 es la edificación de mayor altura y estos resultados son congruentes debido a que la muestra del antecedente es una edificación esencial y la de la presente investigación son edificaciones tipo C, cuyos diseños son menos conservadores y muchas veces afectados por las malas praxis en su construcción y diseño .

En el caso del segundo y tercer antecedente de Álvarez y Pulgar (2019) y Alfaro y Martínez (2020) respectivamente concluyen que: “la aplicación de ambas metodologías son similares y en base a su validación mediante el análisis modal espectral (control de derivas) que el método A (FemaP154) puede sustituir al otro” y “Se se tienen variaciones para las metodologías propuestas aunque para el procedimiento de obtención del índice de vulnerabilidad se llegó a la conclusión de que los métodos cualitativos se adoptan de mejor manera a viviendas y/o edificaciones que presenten una mayor susceptibilidad en elementos no estructurales”.

Por lo tanto, en la presente investigación se llevó a cabo el uso de ambas metodologías en una muestra de 5 edificaciones residenciales de concreto armado, incursionando en un análisis estático no lineal que se aproxima más al comportamiento real durante un evento sísmico y posteriormente se hizo uso de una herramienta estadística para comparar y correlacionar los datos. De este análisis se concluyó que si bien es cierto ambas metodologías ofrecen distintas perspectivas para la identificación de los grados de daño tienen similitud en cuanto a los puntajes obtenidos en una misma muestra de análisis (Interpretación según U Mann Whitney = 0.79), sin embargo, por otro lado, se tiene un nivel de correlación bajo interpretado en el Coef. T Kendall (13%) y Spearman (15 %)

Finalmente, de ambas conclusiones, se puede llegar a la siguiente discusión; Ambas metodologías son aplicables y replicables en la ciudad del Cusco, sin embargo, no se puede afirmar que la primera metodología sea sustitutoria de la segunda, es por lo cual entendemos la aplicación conjunta de ambas metodologías como parte de un análisis integral en busca de la mejora en la calidad de construcción de las edificaciones residenciales. Por otra parte, nos



cuestionamos: ¿Cuál es el grado de fiabilidad de estas investigaciones mostradas como antecedentes si evalúan las edificaciones bajo la normativa técnica peruana vigente bajo análisis de naturaleza lineal ?.

Para el antecedente nacional de autores Zarate y Zaravia (2022) afirman para el caso regular (Edificios sin Irregularidades) “Cumple con la mayoría de niveles sismo, predominando el objetivo de “seguridad de vida” ante sismos raros y muy raros, por lo que el comportamiento esperado según los cálculos no es muy adecuado. Esperando posibles daños severos y/o colapso ante niveles más altos. Según la curva de capacidad presenta gran ductilidad en dirección “x”, pero según los niveles de desempeño, no cumple con el mínimo esperado según el Comité Visión 2000 ante el nivel de sismo muy raro y para el caso irregular el comportamiento de la estructura según la curva de capacidad es de una falla posiblemente frágil en dirección “y”, y en dirección “x” si tiene un comportamiento dúctil pero menor al resto”

Estos resultados concuerdan con los resultados encontrados en la investigación, donde se evidencia la falta de una herramienta en el código peruano para el diseño basado en el desempeño, si bien es cierto muchas de las estructuras para un nivel de sismo servicio cumplen con los objetivos de diseño, la situación cambia con un nivel de amenaza de sismo de diseño o raro, se encontró que dependiendo de su lado fuerte incursionan en niveles de seguridad de vida y prevención del colapso (figura 109 y 110) esto concuerda con la presencia de irregularidades muchas veces generadas por los deseos de los propietarios de tener un 1er nivel más alto para locales comerciales, las adiciones de masa en pisos superiores con departamentos no contemplados inicialmente, presencia de placas para ascensores mal ubicados, así como placas que generan efectos de torsión también debido a la falta de comprensión de la norma técnica para la excentricidad accidental en el análisis modal espectral.

En contraste con los antecedentes internacionales de Gaxiola (2022) y Medina y Music (2018), Mechaala y Chikh (2022) se utilizó las recomendaciones procedimentales de análisis con la metodología FEMA 440-ATC 40, tomando en cuenta las consideraciones y las limitaciones de las mismas, al tener normativas diferentes no se logra cumplir con los objetivos de desempeño propuestos por el ATC 40 siguiendo las recomendaciones de FEMA 440; utilizando los documentos de referencia expuestos en los antecedentes como la normativa ASCE 41-17 para la definición de rotulas plásticas se puede observar que existe un claro desbalance entre la normativas sismorresistente de países vecinos con la nuestra, si bien es cierto la normativa dentro de la filosofía de diseño evoca los principios del diseño basado en desempeño esta no brinda un lineamientos claros, escalados y adaptados para la realidad peruana.



En base al antecedente internacional de Cunalata y Caiza (2023), se utilizó la misma metodología de inspección rápida visual que en la presente investigación (FEMA P154 – ATC 21), a lo cual se coincide que esta metodología es aplicada internacionalmente inicialmente para la detección temprana de fallas estructurales, ya que cumple con estándares y relaciona parámetros de diseño estructural estipulados en la normativa de diseño sísmico de los países Ecuador, Chile, Venezuela. Tanto en el antecedente como en la presente investigación se tuvo muestras de edificaciones de tipo residencial y tipo de construcción de concreto con presencia de placas, lo cual ratifica el uso de la metodología elegida como un intento validado de determinar la vulnerabilidad de manera rápida y efectiva.

b. Interpretación de los resultados encontrados en la investigación.

Los resultados de la metodología FEMA P154- ATC 21 de índice de vulnerabilidad nos indica que la Edificación 1 y 3 se encuentran en el rango de muy vulnerable frente a una sollicitación sísmica de diseño con valores de “S” 0.3 , que se traducen en los puntajes más altos de la categorización aplicada (7.1) , teniendo un grado daño grave a muy grave , siendo el daño más crítico en la muestra, a la par son las de mayor altura 9 y 8. En el caso de las edificación 2 se encuentra en el rango vulnerable con un valor “S” de 1.4 traducido en el puntaje categórico de 3.5 en la escala propuesta con daños moderados a graves finalmente la educación 4 y 5 están en un rango de baja vulnerabilidad con valores de “S” 2.2 y 2.7 respetivamente que se traducen en valor categóricos de 1.7 son a su vez las edificaciones de menor altura.

En la investigación se obtuvo un grado de daño muy grave o de colapso en la edificación 1 y 2 muy influenciados por el puntaje de pre y post benchmark ya que se tomó como referencia el código de diseño del año 2016, además la elección del tipo de suelo F (pobre). Las edificaciones 2, 4 y 5 si bien son también afectadas por la presencia de irregularices propuestas por el método, así como las condiciones de sitio adoptadas en la investigación presentan un mejor puntaje debido a su año de construcción que es posterior a la publicación del código vigente de diseño sismorresistente

Por otra parte, en el análisis estático no lineal nivel por la técnica Pushover , mediante el de Método de Espectro de capacidad propuestos en el documento FEMA 400 ATC40 no brinda resultados no muy prometedores, al menos con los niveles de amenaza de sismo máximo, que aunque tengan un nivel de probabilidad de retorno bajo, debido al silencio sísmicos y las condiciones de sitio de la ciudad no estamos exceptos de sufrir incursionando casi todas las edificaciones en los rangos de prevención del colapso o colapso. Si bien es cierto las edificaciones para un sismo de servicio y de diseño cumplen parcialmente con los objetivos de



desempeño (esto debido a su configuración estructural) se ven seriamente afectados por la presencia de irregularidades.

Dentro de las curvas de capacidad de las edificaciones en el sentido X y Y bajo metodología FEMA 440 – ATC 40, se observa que las edificaciones 1 y 3 tienen comportamientos similares, estas obtienen mayores desplazamientos y mayores fuerzas cortantes, estos resultados concuerdan con la altura de las edificaciones ya que son las más altas de la muestra, en cambio en la edificación 4 y 5 se observa que posee una menor desplazamiento en comparación a las otras. Mientras la edificación 2 tiene valores muy distintos según sea el caso de análisis teniendo claramente un lado más fuerte que otro. Es importante señalar que el edificio 5 parece desarrollar un comportamiento de falla frágil, por la pérdida de resistencia lateral abrupta en su curva de capacidad. También es importante mencionar que la metodología contempla un análisis en ambos sentidos, es decir sentido +X y -X; así como +Y y -Y sin embargo para la investigación se utilizó la curva más representativa. Según el documento internacional “Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model” (HAZUS,2003) considera que desplazamientos esperados para una edificación de concreto armado de 08 niveles luego de realizar un análisis estático no lineal (Pushover) estará entre 35 y 50 cm aproximadamente; en comparación a los resultados de la investigación las derivas estructurales están dentro del rango establecido esto por ser edificaciones no esenciales.

Según Gaxiola (2022) : Los niveles de desempeño obtenidos de la muestra según los resultados de la Tabla 90 en el Cap. IV, indica que para la demanda sísmica de servicio las edificaciones 1,2,3, 4 y 5 cumplen o se acercan con su nivel de desempeño objetivo (totalmente operacional), para la demanda sísmica de diseño las edificaciones con nivel de desempeño objetivo (Ocupación Inmediata) solo cumplen en un sentido de análisis y en el otro no, esto se interpreta por su configuración estructural, donde ocurre la presencia de mayor rigidez en un sentido más que en otro. Para la demanda sísmica Máxima se consideró que la edificación debe cumplir con el nivel objetivo (prevención del colapso) para el sismo raro y muy raro; ya que al ser el máximo movimiento del suelo esperado con un rango entre el 2% y 5% de probabilidad de retorno se debe considerar ambas posibilidades, teniendo así que las edificaciones no satisfacen este objetivo.

Finalmente el nivel de correlación; para este cálculo fue necesario aplicar la categorización y codificación de los grados de daño de cada metodología aplicada, así como las pruebas de normalidad y significancia de los resultados (Flores y Flores,2021); al tener una muestra no probabilística, lo correcto es la aplicación de pruebas no paramétricas consecuentemente en busca del objetivo principal de la investigación se tiene los coeficientes de correlación



encontrados, el coeficiente de Spearman da un 15.6% y el de Kendall un 13.6% de correlación queriendo decir que la correlación entre las variables es baja. Esto se interpreta que la metodología FEMA P154 - ATC 21 a través del índice de vulnerabilidad no puede sustituir una evaluación analítica por la metodología FEMA 440 - ATC 40 que es un método más amplio y detallado, sin embargo la prueba U de Mann y Whitney $U = 0.79$ indica que no existe significancia entre la variación de puntajes obtenidos por ambos métodos, es decir ambas metodologías expresan desde su punto de vista (en grado de daño) los mismo puntajes infiriendo que los resultados son replicables y adecuados. Ante esta disyuntiva se concluyó que lo ideal es la aplicación conjunta de ambas metodologías para un análisis integral más el método FEMA P 154 ATC 21 no puede sustituir al método FEMA 440 ATC40 ya que no existe una correlación fuerte entre ambas.

c. Comentario de la demostración de hipótesis.

- La hipótesis general sobre el grado de correlación entre el grado de daño obtenido por metodología FEMA P154 - ATC 21 y el grado de daño obtenido por Metodología FEMA 440 - ATC 40 de las edificaciones residenciales propuestas es de nivel alto con un r mayor a 0.5, esto fue tomada a partir de las afirmaciones de los antecedentes encontrados y de la interpretación de coeficiente de correlación de Spearman y Kendall que indican que tener una correlación mayor igual a 0.5 es considerada fuerte. En la presente investigación se considera que el método de correlación de Kendall es el más adecuado para el tratamiento de los resultados, ya que se tienen en total 10 pares ordenados que representan un comportamiento no paramétrico con una significancia de $\alpha=0.002$. Los resultados obtenidos del parámetro de correlación tau-b de Kendall con un valor de 13.6% y Spearman un valor de 15.6% nos indican que existe correlación baja entre las variables, desestimando la hipótesis general Sin embargo la muestra fue sometida a una comparación de medias por el método de Mann Whitney, obteniendo un valor de 0.78 que indica que los puntajes son similares y no existe una diferencia significativa entre métodos, es decir si replicamos el experimento 100 veces solo tendríamos un 5% de errores debido al azar
- La primera hipótesis específica sobre el grado de daño calculado mediante el índice de vulnerabilidad (S) de las edificaciones residenciales propuestas aplicando metodología FEMA P154 -ATC 21, es de tener una alta probabilidad de tener grado de daño 2 con un valor "S" mayor a 2 según Soto (2018); es así como en la presente



investigación se tiene valores de “S” en un rango de 0.3 y 2.7; estos valores fueron obtenidos tomando en cuenta parámetros sísmicos (región sísmica, suelo, tipo de construcción e irregularidades) que si bien son estipulados en la NTP E.030, estos se encuentran más desarrollados y detallados en la metodología escogida; haciendo posible su implementación en la tesis.

- La segunda hipótesis sobre el grado de daño calculado por el nivel de desempeño sísmico de las edificaciones residenciales propuestas para un sismo de diseño es de Ocupación Inmediata según ATC-40 (1996), se tomó en cuenta esta demanda sísmica para la investigación por las especificaciones de elección de cartilla de la metodología FEMA P154 – ATC 21 que indica que es aplicable para los parámetros de diseño vigente.

d. Aporte de la Investigación.

El aporte de la investigación es prevenir y brindar apoyo a los usuarios de las viviendas de categoría C (según NTP E.030) sobre los posibles errores estructurales de la edificación en uso debidos a la precariedad y falta de fiscalización de las construcciones de viviendas

Así mismo es importante mencionar que se deben respetar las especificaciones técnicas propuestas en planos y expedientes técnicos ya que muchas veces son ignorados por los propietarios, en busca de un mayor confort u otras situaciones particulares ya que sin querer se pueden generar irregularidades que amplifican las aceleraciones sísmicas.

Se buscó aplicar la inspección visual por la metodología FEMA P154-ATC 21 para la detección de las posibles fallas en el diseño construcción, se busca que esta metodología tenga relación con el análisis estático no lineal por la metodología FEMA 440-ATC 40, para poder dar alertas de reforzamiento, mantenimiento o abandono de las edificaciones si en el caso ocurriera un evento sísmico.

Se busco sentar un presente respaldado en el análisis estadístico para poder validar futuras investigaciones que quieren incluir las metodologías ya expuestas en la búsqueda de metodologías normadas de inspección visual rápida de vulnerabilidad que se adecuen a la realidad cusqueña y del Perú.

Por otra parte, se necesita nuevas metodologías de detección de vulnerabilidad sísmica temprana, rápida y efectiva que puedan dar herramientas a los funcionarios sobre el estado actual de las edificaciones de la Ciudad que puedan ser fiables tanto como un análisis no lineal. Se tiene el contexto local, donde la ciudad del Cusco tiene muchas edificaciones de la etapa



Incaica y pre coloniales que necesitan inspecciones sobre vulnerabilidad para no poner en riesgo la vida de los usuarios, finalmente esta investigación es un antecedente para continuar.

e. Incorporación de temas nuevos.

Dentro del desarrollo de la investigación se incursiono en temas nuevos comprendidos en el análisis estático no lineal de Curvas Pushover como la ductilidad estructural:

Tabla 112

Ductilidad Estructural de la Muestra.

	Ductilidad de la Muestra	
	SENTIDO XX	SENTIDO YY
Edificio 1	4.19	3.73
Edificio 2	4.38	3.75
Edificio 3	3.20	3.09
Edificio 4	3.38	2.82
Edificio 5	3.32	3.52

Para los autores Roy & Sozen (1964) se considera que la estructura tiene una ductilidad baja cuando los valores de $\mu < 4$, ductilidad media cuando $4 < \mu < 8$ y una alta ductilidad cuando $8 < \mu < 15$. Teniendo los resultados de la Tabla 102, se concluye que las edificaciones 3,4 y 5 poseen ductilidades bajas en ambos sentidos y que la edificación 1 y 2 en el sentido X poseen una ductilidad media mientras que en el sentido Y es de baja ductilidad.

También se desarrolló y definió las rotulas plásticas de los elementos estructurales en la Figura 112 y 113, donde se muestra la formación de las primeras rótulas en elementos estructurales indicando que la estructura ya empieza a incursionar en el rango inelástico.

Figura 112

Primeras Rótulas Plásticas de la muestra en sentido XX.

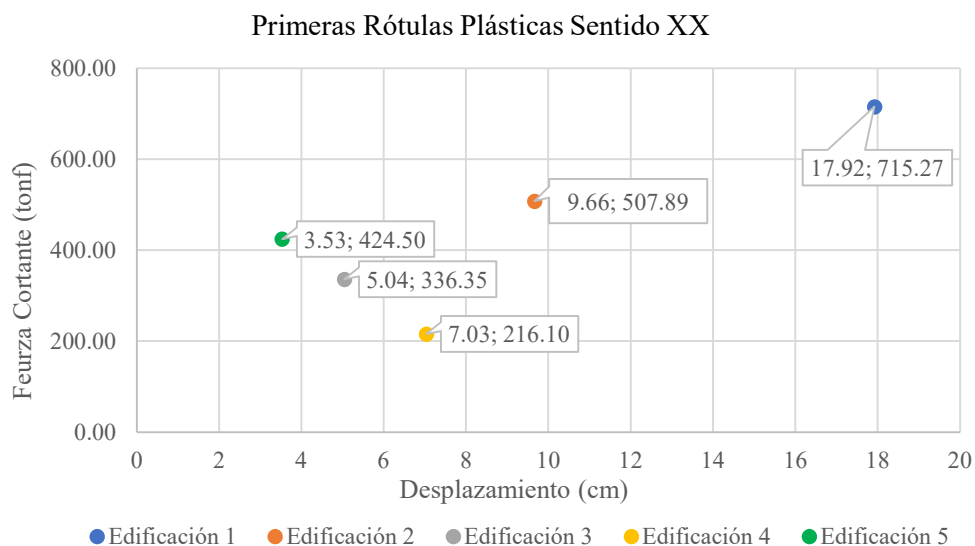
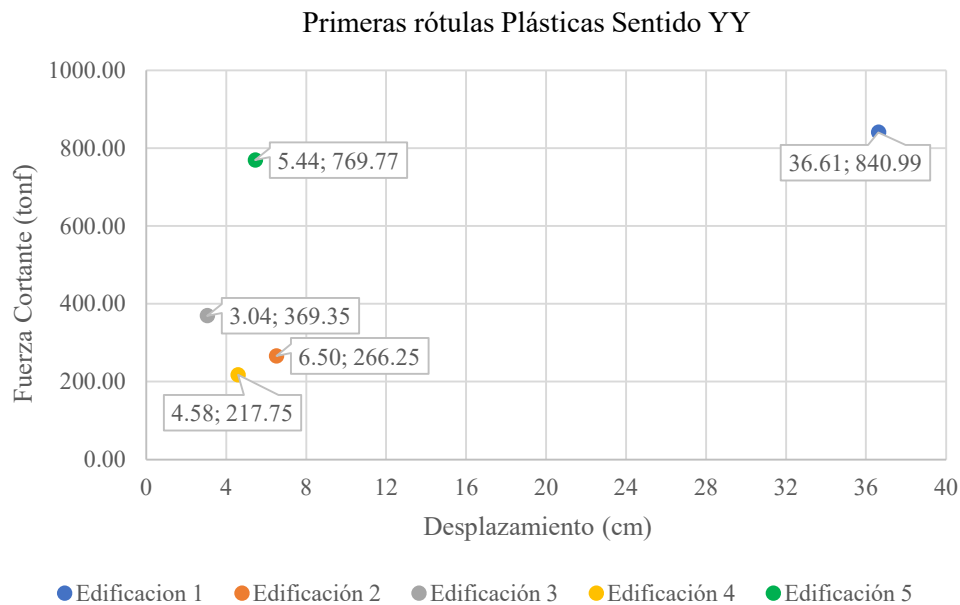


Figura 113
Primeras Rótulas Plásticas de la muestra en sentido YY.



Al realizar un análisis correlacional por lo general se definen dos variables de análisis de las cuales se puede obtener el objetivo buscado, es también común que aparezcan nuevas variables que tengan inferencia directo de la investigación, este no es el caso. Sin embargo, en la investigación se encontró la metodología propuesta por Hazus que es una metodología estandarizada aplicable contiene modelos para estimar las pérdidas que podrían resultar a causa de terremotos. En base términos de desplazamientos y nivel de desempeño.

Estado de Daño	Descripción	Distorsión Límite
Leve	Puede observarse grietas de flexión y/o corte cerca de las uniones de algunas vigas y columnas.	0.0033
Moderado	La mayoría de las vigas y columnas presentan agrietamiento. Algunos elementos (vigas) han alcanzado fluencia. Se evidencian largas grietas de flexión, y algunos lugares el concreto de recubrimiento se ha desprendido.	0.0058
Extenso	Algunos pórticos han alcanzado su capacidad última. Se evidencian largas grietas de flexión, concreto desprendido y refuerzo principal y transversal deformado. Resulta colapso parcial.	0.0156
Completo	La estructura ha colapsado o esta en peligro inminente de colapso debido a la falla frágil, agotamiento de la ductibilidad o pérdida de estabilidad del sistema.	0.0400

Distorsiones y Niveles de Desempeño para edificaciones (C1M); HAZUS (2020).



CONCLUSIONES

Conclusión N° 01

La metodología FEMA P154-ATC 21 (índice de vulnerabilidad) tiene un 13.6 % de correlación con la Metodología FEMA 440 -ATC 40 (desempeño sísmico), lo cual nos indica que no es un método sustitutorio o equivalente para ser aplicado en la detección de vulnerabilidad sísmica en estructuras de concreto armado de tipo residencial. Sin embargo, la muestra de la investigación tiene un valor de Mann Whitney de 0.78 que indica la similitud de puntajes obtenidos y que si replicásemos la prueba solo se tendría un 5% de error debido al azar, podemos interpretar que la discordancia de resultados está supeditado a la cantidad de muestras analizadas que si bien se obtuvieron 10 pares de datos no son suficientes para una conclusión definitiva.

Conclusión N°02

A pesar de tener un grado de correlación débil, este existe, a primera vista ambos métodos contienen una serie de parámetros que hacen posible la hipótesis de esta investigación, tales como la zona sísmica de la edificación, el tipo de suelo, el uso, el tipo de configuración estructural y materiales de la estructura, irregularidades en altura y en planta; es por esto que los términos en que ambas miden el grado de daño de las estructuras son semejantes.

Conclusión N° 03

Según la Tabla 111, se tiene que el grado de daño mediante el índice de vulnerabilidad de las edificaciones 1 y 3 no cumplen con la hipótesis planteada, ya que ambas poseen un índice de vulnerabilidad $S=0.3$ que se interpreta como una muy alta probabilidad de tener daños muy graves y/o colapso. La edificación 2, con un puntaje de $S=1.4$ no cumple de igual manera y las edificaciones 4 y 5 cumplen con la hipótesis al tener un índice de vulnerabilidad de $S=2.6$ y $S=2.7$.

Conclusión N° 04

La edificación 1 y 3 poseen una alta vulnerabilidad, la edificación 2 es vulnerable y la edificación 4 y 5 no son vulnerables según la metodología propuesta.

Conclusión N°05

Como se observa en las Figuras 109 y 110, en el sentido de análisis X ninguna de las edificaciones cumple con el desempeño objetivo de ocupación inmediata para un sismo de diseño; las edificaciones 2,4 y 5 cumplen con el desempeño sísmico objetivo en el sentido de análisis Y. Sin embargo, las edificaciones de la muestra no representan un peligro para sus usuarios frente a un sismo de diseño debido a que ninguna de estas supera el nivel de desempeño de seguridad de vida.



Conclusión N°06

Ante un nivel de amenaza sísmica más alto producto del silencio sísmico y las condiciones de sitio las edificaciones, estas no son capaces de tener un buen desempeño sísmico ya que llegan a niveles de desempeño sísmico de prevención del colapso y colapso.

Conclusión N°07

La ausencia en la Normativa Peruana de diseño Sísmico de lineamientos adaptados a la realidad en busca de la vulnerabilidad y el diseño por desempeño son claros factores de riesgo para todas las edificaciones residenciales del Perú.

Conclusión N 08

La gran mayoría de edificaciones residenciales construidas por sus propietarios muchas veces no respetan los lineamientos de diseño que pudieron ser descritos por un profesional de la construcción o en muchos casos ni los contemplan. Las configuraciones estructurales, los parámetros de uso, así como la presencia de pisos altos por lo general para locales comerciales, pisos extras en techos, placas mal distribuidas, procesos constructivos inadecuados, calidad de material deficiente generan que las irregularidades castiguen severamente el comportamiento de la estructura y hacerlas inadecuadas ante el nivel de amenaza sísmica de la ciudad del Cusco.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda en base a los resultados y conclusiones la implementación de un método de detección de vulnerabilidad que pueda satisfacer la demanda de la realidad peruana de forma práctica, segura y confiable asimismo que este se encuentre normada.
- Se recomienda en base a los resultados y conclusiones la actualización de la normativa de diseño sismorresistente, para incluir en esta el diseño basado en el desempeño sísmico.
- Se recomienda utilizar la metodología FEMA P- 154 ATC 21 Y FEMA 440-ATC 40 como partes de un todo, ya que son complementarias mas no sustitutorias entre sí.
- En base al proceso metodológico y recolección de datos se recomienda que al realizar el metrado de cargas para los diferentes tipos de análisis de edificaciones ya existentes, se realice una inspección in situ, donde se verifique la configuración estructural y distribución arquitectónica, presencia de estructuras adicionales en últimos pisos, uso de la edificación y uso de los ambientes.
- Se recomienda que las edificaciones deben seguir de manera estricta las recomendaciones y diseños generados en su expediente técnico, así como planos ya que



algunas modificaciones generan irregularidades que afectan la vulnerabilidad y el desempeño sísmico.

- Se recomienda diseñar las edificaciones con el efecto de columnas fuerte- viga débil procurando así una falla dúctil, de la misma manera se recomienda no tener secciones de vigas sobre esforzadas ya que estas favorecen la aparición de fallas frágiles.
- Se recomienda una evaluación más detallada de la edificación 4 ubicada en la Av. Diagonal Angamos ya que presenta una posible falla frágil en su comportamiento estructural.
- Se recomienda a posteriores investigaciones que tomen como antecedente la cantidad de muestra sea mayor a 5 edificaciones.
- Se recomienda para futuras investigaciones hacer estudios de costo- beneficio para poder entender el real alcance de las metodologías propuestas para el análisis de edificación de tipo C.
- Se recomienda considerar la metodología Hazus para investigaciones posteriores ya que relaciona de manera directa las distorsiones y los grados de daño usando las distorsiones límites de cada nivel.



REFERENCIAS

- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico Por Desempeño*. Quito: Centro De Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica Del Ejército,.
- Alva Hurtado, J., Menese Loja, J., & Guzman Leon, V. (1984). *Distribucion De Las Maximias Intensidades Sísmicas Observadas En El Peru*. Cisca Ceresis.
- Álvarez Sánchez, J. y Pulgar Santacruz, X. (2019). *Análisis de vulnerabilidad sísmica de los módulos escolares públicos en el distrito de Villa María del Triunfo mediante el método Índice de Vulnerabilidad (Fema P-154) y su validación mediante cálculo de distorsiones laterales*. [Tesis de titulación]. Repositorio Institucional - Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Alvizuri, I., Karin, V., Arangoitia, V., Maria, J., & Lopez, R. (2012). *Mapa De Peligros, Plan De Uso De Suelo Ante Desastres Y Medidas De Mitigacion De La Ciudad De Urubamba*. Sigrid Cenepred.
- Applied Technology Council Y Federal Emergency Management Agency . (Enero De 2015). *Rapid Visual Screening Of Buildings For Potencial Seismic Hazards: A Handbook (3 Ed.)*. Rapid Visual Screening Of Buildings For Potencial Seismic Hazards: A Handbook (3 Ed.): https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-07/fema_earthquakes_rapid-visual-screening-of-buildings-for-potential-seismic-hazards-a-handbook-third-edition-fema-p-154.pdf
- Applied Technology Council, Atc. (1966). *Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings, Volume 1*. California: Seismic Safety Comission.
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). *Diseño Sísmico De Edificios*. Editorial Limusa. <https://doi.org/México>
- Benavente Apaza, R., Fernandez-Baca Vidal, C., Gomez Noblega, A., & Benavente Velasquez, R. (2004). *Estudio Del Mapa De Peligro De La Ciudad Del Cusco*. Cusco.
- Bonett., R. (2003). *Vulnerabilidad Y Riesgo Sísmico De Edificios. Aplicación A Entornos Urbanos En Zonas De Amenaza Alta Y Moderada (Tesis Doctoral)*. Universidad Politécnica De Cataluña. <https://doi.org/Barcelona>
- Carlotto, V., Gil, W., & Cardenas, J. (1996). *Geología De Los Cuadrángulos De Urubamba Y Calca. Hojas: 27-R Y 27-S*. Boletín, Serie A: Carta Geológica Nacional, 65, , Ingemmet. <https://hdl.handle.net/20.500.12544/187>
- Carrillo, J. (Diciembre De 2007). *Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica De Estructuras Utilizando Un Diseño Por Desempeño*. Scielo: <http://www.scielo.org.co/pdf/dyna/V75n155/A09v75n155.pdf>
- Castillo Aedo, J., & Alva Hurtado, J. (1993). Peligro Sísmico En El Peru VII Congreso Nacional De Mecanica De Suelo E Ingenieria De Cimentaciones. *Colegio De Ingenieros Del Perú*. Lima.



- Centro Operacional De Emergencia Nacional (Coen). (2020). *Reporte De Peligro N° 079 - 8/9/2020 / Coen - Indeci / 20:00 Horas (Reporte N° 6)* .
- Csi Spain. (29 De Setiembre De 2022). *Csi Spain*. Etab: <https://www.csiespana.com/software/5/etabs#>
- Cunalata, F. y Caiza, P. (2023). *Evaluation of the Seismic Vulnerability of the Huachi Chico Parish in Ecuador Communications in Computer and Information Science*(pags. 89-103). Obtenido de https://doi.org/10.1007/978-3-031-24971-6_7
- Duque Escobar, J. (2012). *Geomecanica Para Ingenieros*. Origen Formación Y Constitución Del Suelo, Físicoquímica De Las Arcillas: Chrome-Extension://Efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://repositorio.unal.edu.co/bitstream/handle/unal/57121/introduccion.pdf
- Engdahl, E., & Villasenor, A. (2002). *Global Seismicity: 1900-1999*.
- Escalante Mendoza C. y Rivera Giráldez, C.A. (2020). *Evaluación del Desempeño Sismorresistente de la Edificación de aulas generales de la Universidad Andina del Cusco, aplicando el Método de Análisis Estático no Lineal (Pushover)*. [Tesis de Titulación]. Repositorio Institucional - Universidad Andina del Cusco.
- Fema P-154. (2015). *Rapid Visual Screening Of Buildings For Potential Seismic Hazards: A Handbook* . Washintong, D.C: Fema & Atc.
- FEMA 440. (2005). *Improvement Of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. California.: Federal Emergency Management Agency.
- Flores Tapia, C. y Flores Zevallos, K. (2021). *Pruebas para comprobar la normalidad de datos en procesos productivos: Andersondarling, Ryan-Joiner, Shapiro-Wilk y Kolmogórov-Smirnov*. Societas Universidad de Panamá, Panamá. Obtenido de <http://portal.amelica.org/ameli/jatsRepo/341/3412237018/index.html>.
- Gallego, M. (2006). *El Concreto Y Los Terremotos: Conceptos , Patologias, Y Rehabilitacion*. Bogota.
- Gaxiola Camacho, J. (2022). *Diseño Sísmico Basado En Desempeño – Revisión De Una Filosofía Alternativa De Diseño*. *Xxiii Congreso Nacional De Ingeniería Sísmica* (Págs. 1-14). Juriquilla: Sociedad Mexicana De Ingeniería Sísmica. https://www.researchgate.net/profile/J-Ramon-Gaxiola-Camacho/publication/361040717_Diseño_Sismico_Basado_En_Desempeno_-_Revisión_De_Una_Filosofía_Alternativa_De_Diseño/links/62994bac55273755ebcd3df5/Diseño-Sismico-Basado-En-Desempeno-Revisión-De-Una-Filos
- Hernandez , E., & Villamizar, L. (22 De Setiembre De 2015). *Scrib*. Inesa Adiestramiento: <https://es.scribd.com/document/488583676/Diseno-Por-Desempeno-Sismico-Parte-1-Pdf>
- Igp. (24 De Noviembre De 2022). *Sismos Reportados*. Ultimosismo: <https://ultimosismo.igp.gob.pe/ultimo-sismo/sismos-reportados>.



- Indeci. (1996). *Mapa De Peligros De La Ciudad De Urubamba* . Lima: Indeci.
- Indeci. (2005). *Glosario De Terminos*. Lima.
- Ingenmet. (2011). *Evaluacion De Peligros En La Microcuenca Del Ccochoc*. Lima: Instituto Geologico Minero Y Metalurgico.
- Instituto Geofisico Del Peru. (2012). *Igp.Pe.Com. Red Acelerometrica Nacional*: [Https://Www.Igp.Gob.Pe/Version-Anterior/Red-Sismica-Nacional](https://www.igp.gob.pe/version-anterior/red-sismica-nacional)
- Instituto Geofisico Del Perú . (2014). *Evaluacion De Peligro Sismico En Peru*. Lima, Peru.
- Jarrad, R. (1986). Relations Among Subduction Parameters. *Geophys*, 217-284.
- Mamani Roque, E. (2018). *Determinación Del Nivel De Desempeño Sísmico De Un Edificio De 8 Niveles En La Ciudad De Juliaca, 2018*”. (Tesis Para Optar El Título Profesional De Ingeniero Civil). Puno, Perú: Universidad Nacional Del Altiplano.
- Medina, R., y Music, J. (2018). *Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena*”. Chile: SciELO:Obras y Proyectos.
- Mechaala, A., y Chikh, B. (2022). *A new non-iterative procedure to estimate seismic demands of structures. Earthquakes and Structures*, (págs. 585–595). Obtenido de <https://doi.org/10.12989/EAS.2022.22.6.585>
- Ministerio De Vivienda, Construcción Y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente*. Lima, Peru. [Https://Perfilesuelos.Sencico.Gob.Pe/Rm-355-2018-Vivienda.Pdf](https://perfilesuelos.sencico.gob.pe/Rm-355-2018-Vivienda.Pdf)
- Mora, M., Villalba, J., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, Limitaciones, Ventajas Y Desventajas De Las Metodologías De Análisis Sísmico No Lineal. *Ingenierías Universidad De Medellín*, 59-79.
- Moreno, R. (2006). *Evaluación Del Riesgo Sísmico En Edificios Mediante Análisis Estático No Lineal: Aplicación A Diversos Escenarios Sísmicos De Barcelona (Tesis Doctoral)*. . Barcelona: Universidad Politécnica De Cataluña.
- Municipalidad Del Cusco. (2019). *Plan De Contingencias Frente A Sismos* . Cusco.
- Muñoz, D. (1989). *Conceptos Básicos En Riesgo Sísmico*. Madrid: Cátedra De Geofísica. Facultad De Ciencias Físicas.
- Ñaupas (2014). *Metodología de la investigación cuantitativa y cualitativa y redacción de la tesis*. Ediciones de la U, 2014
- Ottazzi Pasino, G. (2015). *Apuntes Del Curso Concreto Armado 1*. Pontificia Universidad Católica Del Perú.
- Paulay , T., & Priestley , M. (1992). *Seismic Design Of Reinforce Concrete And Masonry Buildings*. Jhon Willey And Sons. Inc.



- Peralta, H. (2002). *Escenarios De Vulnerabilidad Y Daño Sísmico De Las Edificaciones De Mampostería De Uno Y Dos Pisos En El Barrio San Antonio (Proyecto De Grado)*. Cali, Colombia: Universidad Del Valle.
- Pomachagua, O. (2000). *Características Generales De La Tectónica Y Sismicidad Del Perú*. Lima. Lima: Ingemmet.
- Rodríguez Salazar, M., Álvarez Hernández, S., & Bravo Nuñez, E. (2001). *Coeficientes De Asociación*. Plaza Y Valdes S.A.
- Rudeli, N., y Sanyilli, A. (14 De Julio De 2017). *Medición De Resistencia A Tempranas Edades Del Hormigón: Método Que Mejor Se Ajusta Para La Determinación De Tiempos Mínimos De Desencofrado De Elementos Verticales De Hormigón*. Scielo: <https://www.scielo.cl/pdf/oyp/N22/0718-2805-oyp-22-0006.pdf>
- Sandi, H. (1986). *Vulnerability And Risk Analysis For Individual Structures And Systems. Proceeding Of The Eight European Conference On Earthquake Engineering*. Lisboa: Seece.
- Silgado, E. (1978). *Historias De Los Sismos Mas Notables Ocurrido En El Peru 153-1974*. Lima: Inst. Geol Min.
- Song, X. (1997). Anisotropy Of The Earth's Inner Core. *Gephys*, 297-313.
- Soto, E. (2018). "Comparación de los métodos FEMA 154, Hirosawa y Demanda Resistencia para evaluar la vulnerabilidad sísmica en una infraestructura educativa- Baños del Inca". Cajamarca: Universidad Privada del Norte.
- Torres Solís, J. y Vásquez Atencia D. (2021). *Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de 4 pisos ubicada en la ciudad de cuenca-ecuador*. [Tesis de titulación]. Repositorio Institucional: Universidad del Azuay.
- Universidad De Granada, Iagpds. (2022). *Instituto Andaluz Universitario De Geofísica Y Prevención De Desastres Sísmicos*. <https://iagpds.ugr.es/divulgacion/definiciones/magnitud-intensidad>
- Valderrama, P. C., Cárdenas, J., & Carlotto, V. &. (2006). *Mapa De Peligros Y Simulación Del Flujo Flo-2d En La Quebrada Runtumayo (Cusco)*. Sociedad Geológica Del Peru, Cusco.
- Valderrama, P., & Roa, J. (2011). *Evaluación De Peligros Geológicos En El Valle Sagrado De Los Incas, Río Vilcanota*. Ingemmet, Lima. <https://hdl.handle.net/20.500.12544/1671>
- Zarate Carpio, J. y Zaravia Mejía P. (2022). *Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de 4 pisos ubicada en la ciudad de cuenca-ecuador*. [Tesis de titulación]. Repositorio Institucional- Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Zaravia Mejía, P., & Zarate Carpio, J. (2022). *Evaluación De La Respuesta Sísmica De Una Estructura Importante De Concreto Armado En La Costa De Lima Con Presencia De*



Pisos De Doble Altura En Diferentes Ubicaciones Mediante Un Análisis No-Lineal Pushover Para Determinar Los Efectos Globales. Universidad Peruana De Ciencias Aplicadas. <https://doi.org/10.15128/tesis-para-obtener-el-titulo-profesional-de-ingeniero-civil>.

Zuñiga, B., Y Yauri, S. (2016). *Escenario De Riesgo Sísmico Y Movimientos En Masa Producido Por La Posible Reactivación De La Falla Tambomachay (Cusco)*. Sociedad Geologica del Peru, Lima, lima.



ANEXOS

Matriz de Consistencia

CORRELACIÓN DEL GRADO DE DAÑO, CALCULADO MEDIANTE INDICE DE VULNERABILIDAD (FEMA P154 – ATC 21) CON EL DESEMPEÑO SISMICO (FEMA 440- ATC 40) DE EDIFICACIONES RESIDENCIALES EN LA CIUDAD DE CUSCO.

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLES	
			INDEPENDIENTES	INDICADORES
1 ¿Cuál es el nivel de correlación entre el grado de daño calculado por índice de vulnerabilidad (FEMA P154 - ATC 21) y el grado de daño calculado por desempeño sísmico (FEMA 440 - ATC 40) de las edificaciones residenciales propuestas?	Determinar el nivel de correlación entre el grado de daño calculado por metodología FEMA P154 - ATC 21 y el grado de daño calculado por metodología FEMA 440 - ATC 40 de las edificaciones residenciales propuestas.	El grado de correlación entre el grado de daño obtenido por metodología FEMA P154 - ATC 21 y el grado de daño obtenido por Metodología FEMA 440 - ATC 40 de las edificaciones residenciales propuestas es de nivel alto con un r o T-b mayor a 0.5.	- Nivel de Correlación.	- Despreciable: $r < 0.1 $ - Baja: $ 0.1 < r \leq 0.3 $ - Mediana: $ 0.3 < r \leq 0.5 $ - Fuerte o alta: $r > 0.5 $
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECIFICAS	DEPENDIENTE	INDICADORES
1 ¿Cuál será el grado de daño calculado mediante los índices de vulnerabilidad (S) de las edificaciones residenciales propuestas aplicando metodología FEMA P154 - ATC 21?	Calcular el grado de daño mediante el índice de vulnerabilidad (S) de las edificaciones residenciales propuestas aplicando metodología FEMA P154 - ATC 21.	El grado de daño calculado mediante el índice de vulnerabilidad (S) de las edificaciones residenciales propuestas aplicando metodología FEMA P154 -ATC 21, es de tener grado de daño 2 con un valor "S" mayor a 2 según Soto (2018).	-Grado de Daño según índice de vulnerabilidad.	-Daño grado 1 ($3.0 < S$) -Daño grado 2 ($2.0 < S < 3.0$) -Daño grado 3 ($0.7 < S < 2.0$) -Daño grado 4 ($0.3 < S < 0.7$) -Daño grado 5 ($S < 0.3$)
2 ¿Cuál será el grado de daño calculado mediante el desempeño sísmico de las edificaciones residenciales propuestas aplicando Metodología FEMA 440 - ATC 40 para un sismo de diseño?	Determinar el grado de daño calculado mediante el nivel de desempeño sísmico de las edificaciones residenciales propuestas aplicando Metodología FEMA 440 - ATC 40 para un sismo de diseño.	El grado de daño obtenido con el nivel de desempeño sísmico de las edificaciones residenciales propuestas para un sismo de diseño es de Ocupación Inmediata (grado daño 2) según ATC-40 (1996).	-Grado de Daño según nivel de Desempeño.	-Operacional (Daño Despreciable) -Ocupación inmediata (Daño Leve) -Seguridad de vida (Daño Moderado) - Prevención del colapso (Daño Severo) - Colapso (Daño Completo)



ANEXO 3

Procedimiento de recolección de datos

Primero se realizó la ubicación del predio, y observación periférica de la edificación, se hace una constatación preliminar para verificar que se respetó la proyección de pisos especificados en el plano de elevación, también se verifica que la arquitectura este correspondiente a los planos.

Dentro de la edificación se hace un reconocimiento preliminar del primer nivel, aquí se observa la distribución de columnas y vigas; y luego se prosigue a su medición y verificación con los planos de estructuras. Se recolecta datos de cada uno de los elementos como largo, ancho, altura, diámetro y conformidad con plano estructural estos datos se encuentran más a detalle en el anexo 1.

Estos dos pasos se replican en la constatación de todas las edificaciones, a continuación, se describe las observaciones de cada edificación.

- Edificación 2:

La visita a la edificación se realizó el día 21 de marzo del año 2023, en horas de la mañana, previa coordinación con el propietario de la edificación, posee 6 niveles. Se observa que el primer nivel es de mayor altura que los demás, por lo tanto, tiene una posible irregularidad de piso débil.

Figura 114

Visita a campo Edificación 2. Marzo, 2023.



Se observa que la escalera está separada de la estructura de la edificación por una junta de construcción, así que no se considerará dentro de la recolección de datos y

modelamiento. Se prosigue a verificar la distribución arquitectónica de los departamentos, se tiene uno por piso, se realiza la medición y ubicación de los elementos estructurales; estos coinciden con los planos arquitectónicos y estructurales, se mide los ductos y alturas de piso con ayuda del distanciómetro.

Figura 115

Medición de alturas de piso y aberturas, Edificación 3.



Nota: De izquierda a derecha medición de altura de piso con distanciómetro, medición de ducto, Edificación 2.

Las vigas principales no están alineadas en el eje central de las columnas, un punto importante en inspección visual; finalmente se inspecciona la azotea de la edificación donde se tiene la oportunidad de ver la distribución de aceros y compararla con los planos estructurales, los cuales coinciden, en la zona del ducto se colocó una cobertura de menor tamaño la cual fue metrada.

Figura 116

Alineación viga-columna, remate de columnas, Edificación 2.



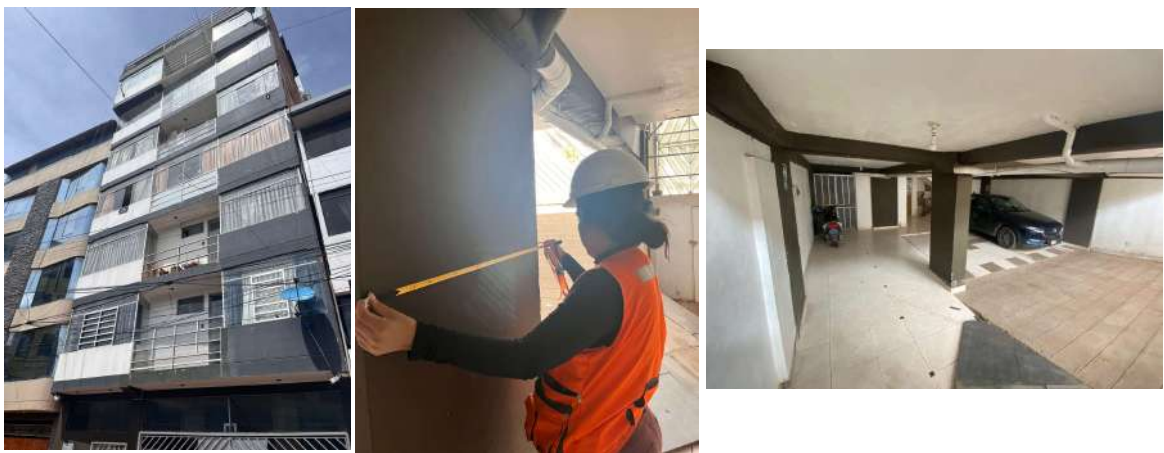
Nota: De izquierda a derecha alineación de ejes de columna – viga al borde del elemento, remate de columnas 5to nivel, Edificación 2.

- Edificación 3

La visita a la edificación se realizó el día 22 de marzo del año 2023, en horas de la mañana, previa coordinación con el propietario de la edificación. Se ingresa a la edificación y se observa la concordancia entre planos arquitecturas y estructurales con la realidad, así como el total de niveles proyectados en los planos (8 niveles), se ve los detalles de acabado y se observa la presencia de vigas acarteladas en el voladizo. Se observa que el primer nivel es de estacionamientos, se mide y ubica los elementos estructurales y no estructurales, los cuales concuerdan con sus respectivos planos.

Figura 117

Visita a campo Edificación 3.



Nota: A la izquierda vista de la edificación, central, medición de elementos estructurales, a la derecha, distribución estructural y comprobación de uso, Edificación 3.

Se observa que la alineación viga-columna y viga-placa son correctas según el plano estructural; sin embargo, se encuentran ligeras desviaciones en la viga principal del Eje A.

Figura 118

Verificación Estructural, Edificación 3.



Nota: De izquierda a derecha, alineación de elementos estructurales, ligero desfase en unión viga columna.

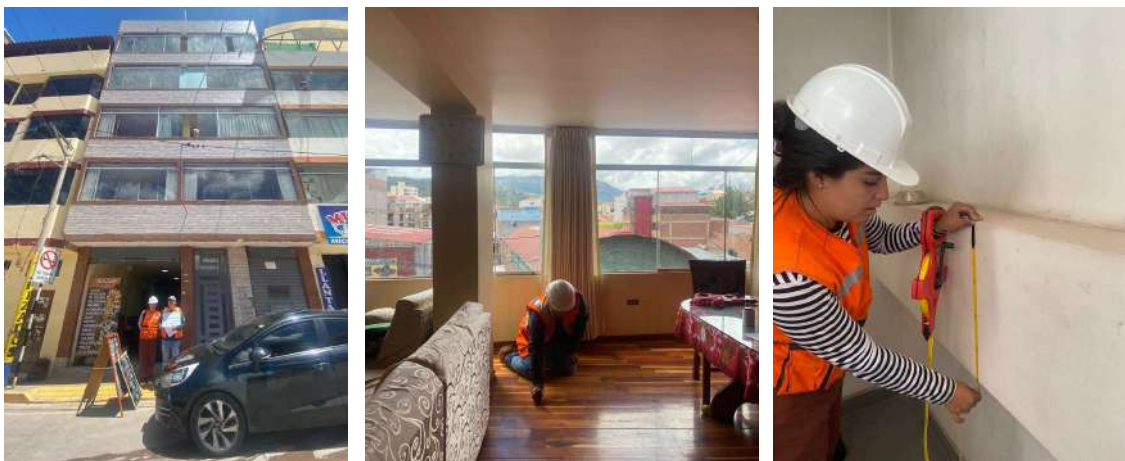
Se prosigue a inspeccionar los departamentos de la edificación 3, en la parte delantera de la edificación son departamentos de un nivel, por lo que se tiene 6 departamentos, en la parte interior se tiene 3 departamentos dúplex, la distribución arquitectónica coincide in situ. Se observa la presencia de placas para la caja de ascensor, se hace metrados de escaleras y ductos; verificando que la estructura no tenga discontinuidad en ninguna esquina entrante.

- Edificación 4

La visita a la edificación 4 se realizó el día 22 de marzo del año 2023, en horas de la tarde, previa coordinación con el propietario de la edificación, posee 5 niveles. El primer nivel tiene uso comercial donde se mantiene la distribución estructural planteada en los planos. Se inspecciona los departamentos los cuales son iguales entre si desde el nivel 2 a 4, se hace el metrado de los elementos estructurales, así como de la tabiquería y acabados.

Figura 119

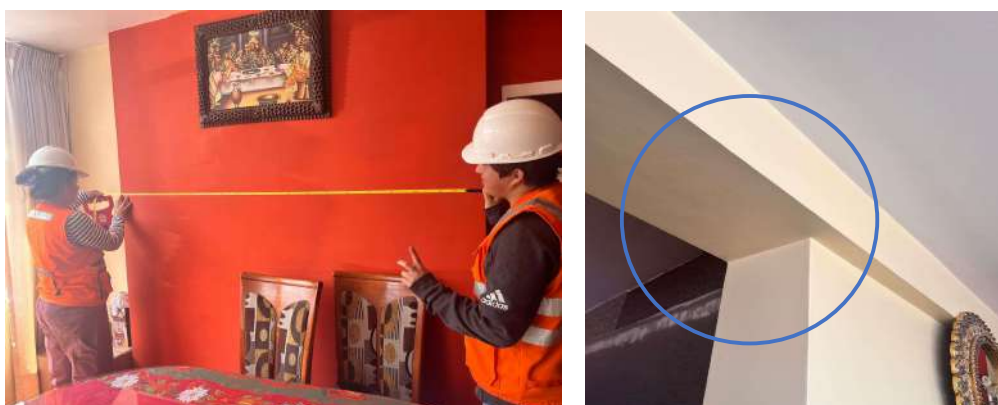
Visita a campo Edificación 4.



La alineación de las vigas coincide con el plano estructural, aunque existen ligeras desviaciones que son tomadas en cuenta.

Figura 120

Medición de elementos estructurales, Edificación 4.





Se tiene una cobertura metálica desde el eje 2 hasta el 4, debido al acabado de las columnas no es posible la revisión de cuantías, sin embargo, se observa que no hubo alguna reducción de sección.

Figura 121

Cobertura Metálica, Edificación 4.



- Edificación 5

La visita a la edificación 5 se realizó el día 23 de marzo del año 2023, en horas de la tarde, previa coordinación con el propietario de la edificación, posee 5 niveles. En cada nivel se tiene un departamento; se inspecciona los departamentos donde se hace el metrado de los elementos estructurales, así como de la tabiquería y acabados. Se observa en la configuración estructural ha sido respetada como en los planos sin embargo existe la adición de una columna de 25 cm * 30 cm de sección en el EJE 1-B y EJE 4-B.

Figura 122

Visita a campo Edificación 5.



Nota: A la izquierda medición de altura de piso y nivel de descanso de escalera, Edificación 5.



Se observa que la alineación de los elementos estructurales coincide con lo estipulado en el plano, se hace el metrado de acabados en cada departamento.

Figura 123

Acabados de Departamentos, Edificación 5.



En el último nivel no se presencia coberturas metálicas, solo un pequeño techado en el ducto; se hace revisión de cuantías en los elementos que no estuvieran rematados, así como el metrado del parapeto para la aplicación de cargas en gabinete.

Figura 124

Verificación de ultimo nivel, Edificación 5.



Nota: A la izquierda remate de placa, a la derecha medición de sección de columna y metrados de parapeto, Edificación 5.



ANEXO 4

Figura 125

Cartilla de inspección visual Moderadamente Alta FEMA P154 de la edificación 2.


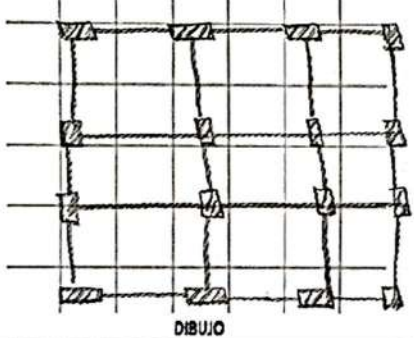
UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL																																																																																																																																																																																																																									
<p>TESIS: CORRELACIÓN DEL GRADO DE DAÑO CALCULADO MEDIANTE INDICE DE VULNERABILIDAD (FEMA P154 – ATC 21) CON EL DESEMPEÑO SISMICO (FEMA 440- ATC 40) DE EDIFICACIONES RESIDENCIALES EN LA CIUDAD DE CUSCO.</p>																																																																																																																																																																																																																									
<p>AUTORES: BACH. COORIMANYA VALDIVIA GERALDHINE FERNANDA BACH. TUPAYACHI USCA GUILLERMO RENZO</p>																																																																																																																																																																																																																									
<p>EDIFICACIÓN 2</p>																																																																																																																																																																																																																									
<p>CARTILLA DE SISMICIDAD MODERADAMENTE ALTA</p>																																																																																																																																																																																																																									
	<p>Dirección: Manzanarata 17-2, Santiago - Cusco</p>																																																																																																																																																																																																																								
	<p>Uso: Residencial</p>																																																																																																																																																																																																																								
	<p>Latitud: 13° 31' 30" S Longitud: 71° 58' 53" O</p>																																																																																																																																																																																																																								
	<p>Verificadores: Geraldhine Coorimanya U. Guillermo Tupayachi U.</p>																																																																																																																																																																																																																								
	<p>Fecha: 03/23</p>																																																																																																																																																																																																																								
	<p>Número de pisos: 6 Año de construcción: 2021</p>																																																																																																																																																																																																																								
	<p>Área: Año código: 1998</p>																																																																																																																																																																																																																								
	<p>Ocupación: Asamblea Comercial Servicio de emergencias Refugio Industrial Oficina Colegio: Estatal Gobierno Utilidad Almacén Residencial: #Unidades:</p>																																																																																																																																																																																																																								
	<p>Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> D <input checked="" type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> F <input type="checkbox"/> No se sabe Roca dura Roca Suelo denso Suelo rígido Suelo suave Suelo pobre Si no se sabe, asumir suelo D</p>																																																																																																																																																																																																																								
	<p>Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/No se sabe - Deslizamiento de tierra: Si/No/No se sabe</p>																																																																																																																																																																																																																								
<p>Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Peligro de caídas (materiales) de construcciones adyacentes más altas</p>																																																																																																																																																																																																																									
<p>Irregularidades: <input checked="" type="checkbox"/> Vertical (tipo/severidad) Piso débil, Zócalo Setback <input checked="" type="checkbox"/> Planta (tipo) Uñas no alineadas</p>																																																																																																																																																																																																																									
<p>Peligro de caídas exteriores: <input type="checkbox"/> Chimeneas sin refuerzo <input type="checkbox"/> Revestimiento pesado <input type="checkbox"/> Parapetos <input type="checkbox"/> Otro:</p>																																																																																																																																																																																																																									
<p>COMENTARIOS: No tiene presencia de excensores.</p>																																																																																																																																																																																																																									
<p>DIBUJO</p> 																																																																																																																																																																																																																									
<p>Puntajes Iniciales, modificadores y puntaje final nivel 1, SIF</p>																																																																																																																																																																																																																									
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo de edificación</th> <th>W1</th> <th>W1A</th> <th>W2</th> <th>S1</th> <th>S2</th> <th>S3</th> <th>S4</th> <th>S5</th> <th>C1</th> <th><input checked="" type="checkbox"/> C2</th> <th>C3</th> <th>PC1</th> <th>PC2</th> <th>RM1</th> <th>RM2</th> <th>URM</th> <th>MH</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Puntaje de inicio</td> <td>4.1</td> <td>3.7</td> <td>3.2</td> <td>2.3</td> <td>2.2</td> <td>2.9</td> <td>2.2</td> <td>2.0</td> <td>1.7</td> <td>2.1</td> <td>1.4</td> <td>1.8</td> <td>1.5</td> <td>1.8</td> <td>1.8</td> <td>1.2</td> <td>2.2</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad vertical severa, Vif</td> <td>-1.3</td> <td>-1.3</td> <td>-1.3</td> <td>-1.1</td> <td>-1.0</td> <td>-1.2</td> <td>-1.0</td> <td>-0.9</td> <td>-1.0</td> <td>-1.1</td> <td>-0.8</td> <td>-1.0</td> <td>-0.9</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-0.8</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad vertical moderada, Vif</td> <td>-0.8</td> <td>-0.8</td> <td>-0.8</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.8</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.5</td> <td>-0.6</td> <td>-0.5</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.5</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Plan irregularity, Pif</td> <td>-1.3</td> <td>-1.2</td> <td>-1.1</td> <td>-0.9</td> <td>-0.8</td> <td>-1.0</td> <td>-0.8</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.9</td> <td>-0.6</td> <td>-0.8</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.5</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Pre-código</td> <td>-0.8</td> <td>-0.9</td> <td>-0.9</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> <td>-0.7</td> <td>-0.1</td> <td>-0.4</td> <td>-0.3</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.1</td> <td>-0.3</td> </tr> <tr> <td>Post-benchmark</td> <td>1.5</td> <td>1.9</td> <td>2.3</td> <td>1.4</td> <td>1.4</td> <td>1.0</td> <td>1.9</td> <td>NA</td> <td>1.9</td> <td>2.1</td> <td>NA</td> <td>2.1</td> <td>2.4</td> <td>2.1</td> <td>2.1</td> <td>NA</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo A o B</td> <td>0.3</td> <td>0.6</td> <td>0.9</td> <td>0.6</td> <td>0.9</td> <td>0.3</td> <td>0.9</td> <td>0.9</td> <td>0.6</td> <td>0.8</td> <td>0.7</td> <td>0.9</td> <td>0.7</td> <td>0.8</td> <td>0.8</td> <td>0.6</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo E (1-3 pisos)</td> <td>0.0</td> <td>-0.1</td> <td>-0.3</td> <td>-0.4</td> <td>-0.5</td> <td>0.0</td> <td>-0.4</td> <td>-0.5</td> <td>-0.2</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> <td>-0.5</td> <td>-0.3</td> <td>-0.4</td> <td>-0.4</td> <td>-0.3</td> <td>-0.4</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo E (>3 pisos)</td> <td>-0.5</td> <td>-0.8</td> <td>-1.2</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>NA</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.8</td> <td>-0.4</td> <td>NA</td> <td>-0.5</td> <td>-0.6</td> <td>-0.7</td> <td>-0.3</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Puntaje mínimo, S_{mn}</td> <td>1.6</td> <td>1.2</td> <td>0.8</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.9</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.2</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.2</td> <td>1.4</td> </tr> <tr> <td>Puntaje final nivel 1, S_{if}=S_{mn}</td> <td colspan="17" style="text-align: center;">1.4</td> </tr> </tbody> </table>	Tipo de edificación	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	<input checked="" type="checkbox"/> C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH	Puntaje de inicio	4.1	3.7	3.2	2.3	2.2	2.9	2.2	2.0	1.7	2.1	1.4	1.8	1.5	1.8	1.8	1.2	2.2	Irregularidad vertical severa, Vif	-1.3	-1.3	-1.3	-1.1	-1.0	-1.2	-1.0	-0.9	-1.0	-1.1	-0.8	-1.0	-0.9	-1.0	-1.0	-0.8	NA	Irregularidad vertical moderada, Vif	-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.6	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.6	-0.5	-0.6	-0.6	-0.5	NA	Plan irregularity, Pif	-1.3	-1.2	-1.1	-0.9	-0.8	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.9	-0.6	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.5	NA	Pre-código	-0.8	-0.9	-0.9	-0.5	-0.5	-0.7	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.4	-0.3	-0.5	-0.5	-0.1	-0.3	Post-benchmark	1.5	1.9	2.3	1.4	1.4	1.0	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.1	2.4	2.1	2.1	NA	1.2	Tipo de suelo A o B	0.3	0.6	0.9	0.6	0.9	0.3	0.9	0.9	0.6	0.8	0.7	0.9	0.7	0.8	0.8	0.6	0.9	Tipo de suelo E (1-3 pisos)	0.0	-0.1	-0.3	-0.4	-0.5	0.0	-0.4	-0.5	-0.2	-0.2	-0.4	-0.5	-0.3	-0.4	-0.4	-0.3	-0.4	Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.5	-0.8	-1.2	-0.7	-0.7	NA	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.4	NA	-0.5	-0.6	-0.7	-0.3	NA	Puntaje mínimo, S _{mn}	1.6	1.2	0.8	0.5	0.5	0.9	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	1.4	Puntaje final nivel 1, S _{if} =S _{mn}	1.4																	<p>Grado de verificación</p> <p>exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/> Aéreo</p> <p>interior: <input type="checkbox"/> no <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Entero</p> <p>Dibujo hecho: <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no</p> <p>Fuente de tipo de suelo: Expediente Técnico</p> <p>Fuente de peligro geológico:</p> <p>Persona de contacto: Propietario</p>
Tipo de edificación	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	<input checked="" type="checkbox"/> C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH																																																																																																																																																																																																								
Puntaje de inicio	4.1	3.7	3.2	2.3	2.2	2.9	2.2	2.0	1.7	2.1	1.4	1.8	1.5	1.8	1.8	1.2	2.2																																																																																																																																																																																																								
Irregularidad vertical severa, Vif	-1.3	-1.3	-1.3	-1.1	-1.0	-1.2	-1.0	-0.9	-1.0	-1.1	-0.8	-1.0	-0.9	-1.0	-1.0	-0.8	NA																																																																																																																																																																																																								
Irregularidad vertical moderada, Vif	-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.6	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.6	-0.5	-0.6	-0.6	-0.5	NA																																																																																																																																																																																																								
Plan irregularity, Pif	-1.3	-1.2	-1.1	-0.9	-0.8	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.9	-0.6	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.5	NA																																																																																																																																																																																																								
Pre-código	-0.8	-0.9	-0.9	-0.5	-0.5	-0.7	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.4	-0.3	-0.5	-0.5	-0.1	-0.3																																																																																																																																																																																																								
Post-benchmark	1.5	1.9	2.3	1.4	1.4	1.0	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.1	2.4	2.1	2.1	NA	1.2																																																																																																																																																																																																								
Tipo de suelo A o B	0.3	0.6	0.9	0.6	0.9	0.3	0.9	0.9	0.6	0.8	0.7	0.9	0.7	0.8	0.8	0.6	0.9																																																																																																																																																																																																								
Tipo de suelo E (1-3 pisos)	0.0	-0.1	-0.3	-0.4	-0.5	0.0	-0.4	-0.5	-0.2	-0.2	-0.4	-0.5	-0.3	-0.4	-0.4	-0.3	-0.4																																																																																																																																																																																																								
Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.5	-0.8	-1.2	-0.7	-0.7	NA	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.4	NA	-0.5	-0.6	-0.7	-0.3	NA																																																																																																																																																																																																								
Puntaje mínimo, S _{mn}	1.6	1.2	0.8	0.5	0.5	0.9	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	1.4																																																																																																																																																																																																								
Puntaje final nivel 1, S _{if} =S _{mn}	1.4																																																																																																																																																																																																																								
<p>Otros peligros</p> <p>¿Hay otros peligros que requieren de una evaluación estructural detallada?</p> <p><input type="checkbox"/> Golpeteo (menos si el valor de Sif > 2)</p> <p><input type="checkbox"/> Peligro de caídas de construcciones vecinas más altas</p> <p><input type="checkbox"/> Peligro geológico o tipo de suelo F</p> <p><input type="checkbox"/> Daño significativo del sistema estructural actual</p>																																																																																																																																																																																																																									



Figura 126

Cartilla de inspección visual Moderadamente Alta FEMA P154 de la edificación 3.

UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: CORRELACIÓN DEL GRADO DE DAÑO CALCULADO MEDIANTE INDICE DE VULNERABILIDAD (FEMA P154 – ATC 21) CON EL DESEMPEÑO SISMICO (FEMA 440- ATC 40) DE EDIFICACIONES RESIDENCIALES EN LA CIUDAD DE CUSCO.

AUTORES: BACH. CCORIMANYA VALDIVIA GERALDINE FERNANDA
BACH. TUPAYACHI USCA GUILLERMO RENZO

EDIFICACIÓN 3

CARTILLA DE SISMICIDAD MODERADAMENTE ALTA

DIBUJO

Dirección: Av. La Paz C-12, Wanchaq, Cusco

Uso: Residencial

Latitud: 13° 31' 51" S **Longitud:** 71° 58' 03" O

Verificadores: Geraldine F. Ccorimanya, Guillermo Tupayachi Usca **Fecha:** 03/23

Número de pisos: 8 **Año de construcción:** 2015

Área: **Año código:** 1998

Ocupación: Asamblea, Comercial, Servicio de emergencias, Refugio, Industrial, Oficina, Colegio: Estatal, Gobierno, Utilidad, Almacén, Residencial. #Unidades:

Tipo de suelo: A B C D E F No se sabe
Roca dura Roca Suelo denso Suelo rígido Suelo suave Suelo pobre Si no se sabe, asumir suelo D

Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/No se sabe - Deslizamiento de tierra: Si/No/No se sabe

Adyacencia: Golpeteo Peligro de caídas (materiales) de construcciones adyacentes más altas

Irregularidades: Vertical (tipo/severidad) Piso Débil
 Planta (tipo) Torsión / Uso no Alineados

Peligro de caídas exteriores: Chimeneas sin refuerzo Revestimiento pesado
 Parapetos
 Otro:

COMENTARIOS:
Presencia de departamentos duplex.
Presencia de ascensor.

Tipo de edificación	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	WZ	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje de Inicio	4.1	3.7	3.2	2.3	2.2	2.9	2.2	2.0	1.7	2.1	1.4	1.8	1.5	1.8	1.8	1.2	2.2
Irregularidad vertical severa, VIF	-1.3	-1.3	-1.3	-1.1	-1.0	-1.2	-1.0	-0.9	-1.0	-1.1	-0.8	-1.0	-0.9	-1.0	-1.0	-0.8	NA
Irregularidad vertical moderada, VMF	-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.6	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	NA
Plan irregularity, PIF	-1.3	-1.2	-1.1	-0.9	-0.8	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.9	-0.6	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.5	NA
Pre-código	-0.8	-0.9	-0.9	-0.5	-0.5	-0.7	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.4	-0.3	-0.5	-0.5	-0.1	-0.3
Post-benchmark	1.5	1.9	2.3	1.4	1.4	1.0	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.1	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Tipo de suelo A o B	0.3	0.6	0.9	0.6	0.9	0.3	0.9	0.9	0.6	0.8	0.7	0.9	0.7	0.8	0.8	0.6	0.9
Tipo de suelo E (1-3 pisos)	0.0	-0.1	-0.3	-0.4	-0.5	0.0	-0.4	-0.5	-0.2	-0.2	-0.4	-0.5	-0.3	-0.4	-0.4	-0.3	-0.4
Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.5	-0.8	-1.2	-0.7	-0.7	NA	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.4	NA	-0.5	-0.6	-0.7	-0.3	NA
Puntaje mínimo, Smn	1.6	1.2	0.8	0.5	0.5	0.9	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	1.4
Puntaje final nivel 1, SIF-Smn	2.2																

Grado de verificación

exterior: Parcial Todos los lados Aéreo

interior: no Visible Entero

Dibujo hecho: si no

Fuente de tipo de suelo: Expediente Técnico

Fuente de peligro geológico:

Persona de contacto: Propietario

Otros peligros

¿Hay otros peligros que requieren de una evaluación estructural detallada?

Golpeteo (menos si el valor de SIF > 2)

Peligro de caídas de construcciones vecinas más altas

Peligro geológico o tipo de suelo F

Daño significativo del sistema estructural actual



Figura 127


Cartilla de inspección visual Moderadamente Alta FEMA P154 de la edificación 4.

UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO		FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA		ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL														
CORRELACIÓN DEL GRADO DE DAÑO CALCULADO MEDIANTE INDICE DE VULNERABILIDAD (FEMA P154 – ATC 21) CON EL DESEMPEÑO SISMICO (FEMA 440- ATC 40) DE EDIFICACIONES RESIDENCIALES EN LA CIUDAD DE CUSCO.																		
AUTORES: BACH. CCORIMANYA VALDIVIA GERALDHINE FERNANDA BACH. TUPAYACHI USCA GUILLERMO RENZO																		
EDIFICACIÓN 4																		
Cartilla de Moderada Sismicidad																		
	Dirección: Av. Diagonal Argonnes A-17, Wanchaq, Cusco																	
	Uso: Residencial																	
	Latitud: 13°21'43" S		Longitud: 71°57'09" O															
	Verificadores: Geraldine F. Ccorimanya Guillermo R. Tupayachi U.		Fecha: 03/2023															
	Número de pisos: 5		Año de construcción: 2016															
	Área:		Año de código: 1998															
	Ocupación: Asimétrica, Comercial, Servicio de emergencia, Refugio, Industrial, Oficina, Colegio, Estatal, Inf. Gobierno, Utilidad, Almacén, Residencia, # unidades																	
	Tipo de Suelo: A, B, C, X D, E, F, No se Sabe																	
	Roca (a), Roca dura (b), Suelo Densu (c), Suelo Firme (d), Suelo Suave (e), Suelo Pobre (f), No se sabe Se asume Suelo D																	
		Peligros Geológicos: Liquefacción: Sí/No No se sabe, Desplazamiento de tierra: Sí/No No se sabe																
Adequación: X Golpeo																		
Peligro de Caída de materiales de construcción adyacentes más altas: Irregularidades: X Vertical (tipo/Severidad) Piso Débil, X Planta (Tipo) Unión no Alineadas																		
Peligro de Caída de exteriores: Chimeneas sin refuerzo, Revestimiento pesado, Parapetos, Apendices, Otro																		
Comentarios: Sin presencia de coensor.																		
Puntajes iniciales, modificadores y puntaje final nivel 1 Sif																		
Tipo de Edificación		w1	w1a	w2	s1	S2	S3	S4	S5	C1	X C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje de Inicio		5.1	4.5	3.8	2.7	2.6	3.5	2.5	2.7	2.1	2.5	2	2	1.9	2.1	2.1	1.7	2.9
Irregularidad Vertical severa Vif		-1.4	-1.4	-1.4	-1.2	-1.2	-1.4	-1.1	-1.2	-1.1	(-1.2)	-1	-1.1	-1	-1.1	-1.1	-1	NA
Irregularidad vertical moderada Vif		-0.9	-0.9	-0.9	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.6	NA
Irregularidad en Planta Pif	-1.4	-1.3	-1.2	-1	-0.9	-1.2	-0.9	-0.9	-0.8	(-1)	-0.8	-0.9	-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	NA	
Pre código	-0.3	-0.5	-0.6	-0.3	-0.2	-0.2	-0.3	-0.3	-0.3	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1	-0.5	
Post Benchmarks	1.4	2	2.5	1.5	1.5	0.8	2.1	NA	2	(2.3)	NA	2.1	2.5	2.3	2.3	NA	1.2	
Tipo de Suelo A o B	0.7	1.2	1.8	1.1	1.4	0.6	1.5	1.6	1.1	1.5	1.3	1.6	1.3	1.4	1.4	1.3	1.6	
Tipo de Suelo E (1-3 pisos)	-1.2	-1.3	-1.4	-0.9	-0.9	-1	-0.9	-0.9	-0.7	-0.1	-0.7	-0.8	-0.7	-0.8	-0.8	-0.6	-0.9	
Tipo de Suelo E (>3 pisos)	-1.8	-1.6	-1.5	-0.9	-0.9	NA	-0.9	-1	-0.8	-0.1	-0.8	NA	-0.7	-0.7	-0.8	-0.6	NA	
Puntaje Mínimo Smn	1.6	1.2	0.9	0.5	0.5	0.8	0.6	0.6	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	1.5	
Puntaje Final 1, Sif=Smn	2.6																	
Grado de Verificación		Otros Peligros																
Exterior	X	parcial	todos los lados		aereo		Hay otros peligros que requieran de una evaluación estructural más detallada?											
Interior		no	Visible		entero		Golpeteo (Menos si el valor de Sif > 2)											
Dibujos Revisados	X	si	no		Peligro de caídas de construcciones vecinas más altas													
Fuente tipo de Suelo	Expendiente			Peligro geológico o tipo de suelo F														
Fuente de peligro geológico				Daño significativo del sistema Estructural actual														
Persona de Contacto	Propietario																	



Figura 128

Cartilla de inspección visual Moderadamente Alta FEMA P154 de la edificación 5.

UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO		FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA		ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL																										
<p>TESIS: CORRELACIÓN DEL GRADO DE DAÑO CALCULADO MEDIANTE INDICE DE VULNERABILIDAD (FEMA P154 – ATC 21) CON EL DESEMPEÑO SISMICO (FEMA 440- ATC 40) DE EDIFICACIONES RESIDENCIALES EN LA CIUDAD DE CUSCO.</p>																														
<p>AUTORES: BACH. CCORIMANYA VALDIVIA GERALDINE FERNANDA BACH. TUPAYACHI USCA GUILLERMO RENZO</p>																														
<p>EDIFICACION 5</p> <p>Cartilla de Moderada Sismicidad</p>																														
	<p>Dirección <u>Urb. Moncavalie Pooche Chávez F-24, Cusco</u></p>																													
	<p>Uso <u>Residencial</u></p>																													
	<p>Latitud <u>13° 31' 46" S</u></p>			<p>Longitud <u>71° 54' 68" O</u></p>																										
	<p>Verificadores <u>Geraldine F. Ccorimanya</u> <u>Guillermo Tupayachi Usca</u></p>			<p>Fecha <u>03/2023</u></p>																										
	<p>Número de pisos <u>5</u></p>			<p>Año de construcción <u>2021</u></p>																										
	<p>Área</p>			<p>Año de código <u>1998</u></p>																										
	<p>Ocupación:</p> <table border="1"> <tr> <td><input type="checkbox"/></td> <td>Asamblea</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>Comercial</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>Servicio de emergencia</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>Refugio</td> </tr> <tr> <td><input type="checkbox"/></td> <td>Industrial</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>Oficina</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>Colegio: Estatal</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>Inf. Gobierno</td> </tr> <tr> <td><input type="checkbox"/></td> <td>Utilidad</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>Almacén</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>Religiosa, # unidades</td> <td colspan="2"></td> </tr> </table>						<input type="checkbox"/>	Asamblea	<input type="checkbox"/>	Comercial	<input type="checkbox"/>	Servicio de emergencia	<input type="checkbox"/>	Refugio	<input type="checkbox"/>	Industrial	<input type="checkbox"/>	Oficina	<input type="checkbox"/>	Colegio: Estatal	<input type="checkbox"/>	Inf. Gobierno	<input type="checkbox"/>	Utilidad	<input type="checkbox"/>	Almacén	<input type="checkbox"/>	Religiosa, # unidades		
	<input type="checkbox"/>	Asamblea	<input type="checkbox"/>	Comercial	<input type="checkbox"/>	Servicio de emergencia	<input type="checkbox"/>	Refugio																						
	<input type="checkbox"/>	Industrial	<input type="checkbox"/>	Oficina	<input type="checkbox"/>	Colegio: Estatal	<input type="checkbox"/>	Inf. Gobierno																						
	<input type="checkbox"/>	Utilidad	<input type="checkbox"/>	Almacén	<input type="checkbox"/>	Religiosa, # unidades																								
<p>Tipo de Suelo</p> <table border="1"> <tr> <td><input type="checkbox"/></td> <td>A</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>B</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>C</td> <td><input checked="" type="checkbox"/></td> <td>D</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>E</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>F</td> <td><input type="checkbox"/></td> <td>No se Sabe</td> </tr> </table>						<input type="checkbox"/>	A	<input type="checkbox"/>	B	<input type="checkbox"/>	C	<input checked="" type="checkbox"/>	D	<input type="checkbox"/>	E	<input type="checkbox"/>	F	<input type="checkbox"/>	No se Sabe											
<input type="checkbox"/>	A	<input type="checkbox"/>	B	<input type="checkbox"/>	C	<input checked="" type="checkbox"/>	D	<input type="checkbox"/>	E	<input type="checkbox"/>	F	<input type="checkbox"/>	No se Sabe																	
<p>Roca (a) Roca dura (b) Suelo Denso (c) Suelo Rígido (d) Suelo Suave (e) Suelo Pobre (f) Si no se sabe Se asume Suelo D</p>																														
<p>Peligros Geológicos: Liquefacción: <input checked="" type="checkbox"/> No se sabe Desplazamiento de tierra: <input type="checkbox"/> No se Sabe</p>																														
<p>Adyacencias: <input checked="" type="checkbox"/> Golpeteo Peligro de Caída de materiales de construcción adyacentes más altas</p>																														
<p>Irregularidades: <input checked="" type="checkbox"/> Vertical (tipo/Severidad) <u>sin plome setback</u> <input checked="" type="checkbox"/> Planta (Tipo) <u>Torsión</u></p>																														
<p>Peligro de Caída de exteriores: Chimeneas sin refuerzo Revestimiento pesado Parapetos Apendices Otro</p>																														
<p>Comentarios <u>sin presencia de coreador</u></p>																														
<p>Puntajes iniciales, modificadores y puntaje final nivel 1 SIF</p>																														
Tipo de Edificación		w1	w1a	w2	s1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH												
Puntaje de Inicio		5.1	4.5	3.8	2.7	2.6	3.5	2.5	2.7	2.1	2.5	2	2	1.9	2.1	2.1	1.7	2.9												
Irregularidad Vertical severa Vif		-1.4	-1.4	-1.4	-1.2	-1.2	-1.4	-1.1	-1.2	-1.1	-1.2	-1	-1.1	-1	-1.1	-1.1	-1	NA												
Irregularidad vertical moderada Vif		-0.9	-0.9	-0.9	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.6	NA												
Irregularidad en Planta Pif		-1.4	-1.3	-1.2	-1	-0.9	-1.2	-0.9	-0.9	-0.8	-1	-0.8	-0.9	-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	NA												
Pre código		-0.3	-0.5	-0.6	-0.3	0.2	-0.2	-0.3	-0.3	-0.3	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1	-0.5												
Post Benchmarks		1.4	2	2.5	1.5	1.5	0.8	2.1	NA	2	2.3	NA	2.1	2.5	2.3	2.3	NA	1.2												
Tipo de Suelo A o B		0.7	1.2	1.8	1.1	1.4	0.6	1.5	1.6	1.1	1.5	1.3	1.6	1.3	1.4	1.4	1.3	1.6												
Tipo de Suelo E (1-3 pisos)		-1.2	-1.3	-1.4	-0.9	0.9	-1	-0.9	-0.9	-0.7	-0.1	-0.7	-0.8	-0.7	-0.8	-0.8	-0.6	-0.9												
Tipo de Suelo E (>3 pisos)		-1.8	-1.6	-1.3	-0.9	0.9	NA	-0.9	-1	-0.8	-0.1	-0.8	NA	-0.7	-0.7	-0.8	-0.6	NA												
Puntaje Mínimo, Sifm		1.6	1.2	0.9	0.5	0.5	0.8	0.6	0.6	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	1.5												
Puntaje Final 1, Sif=Sifm		3.1																												
Grado de Verificación		<input checked="" type="checkbox"/> parcial		<input type="checkbox"/> todos los lados		<input type="checkbox"/> aéreo		<input type="checkbox"/> entrec		Otros Peligros																				
Exterior		<input checked="" type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>		/Hay otros peligros que requieran de una evaluación estructural más detallada?																				
Interior		<input type="checkbox"/> no		<input checked="" type="checkbox"/> visible		<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>		Golpeteo (Menos si el valor de Sif>2)																				
Dibujos Revisados		<input checked="" type="checkbox"/> si		<input type="checkbox"/> no		<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>		Peligro de caídas de construcciones vecinas más altas																				
Fuente tipo de Suelo		<u>Expediente</u>																												
Fuente de peligro geológico		<u>Propietario</u>																												
Persona de Contacto		<u>Propietario</u>																												

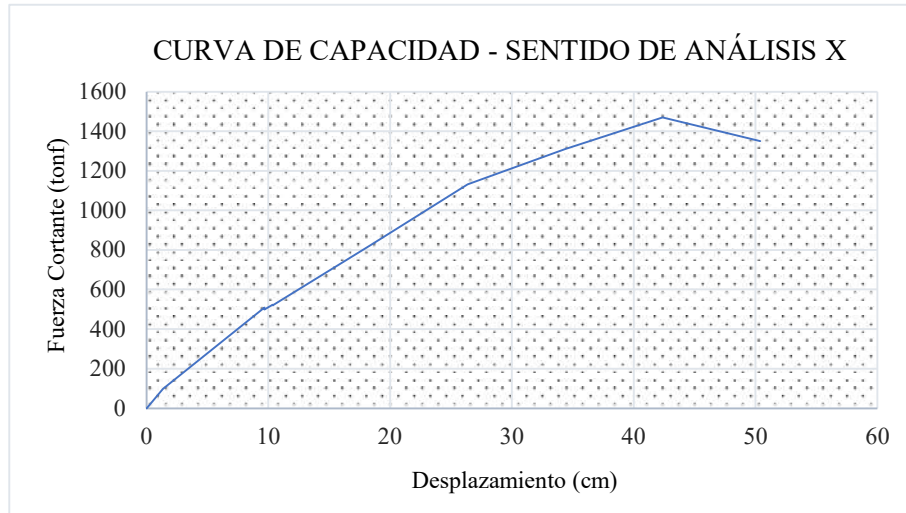


ANEXO 16

- **Edificación 2**

Figura 129

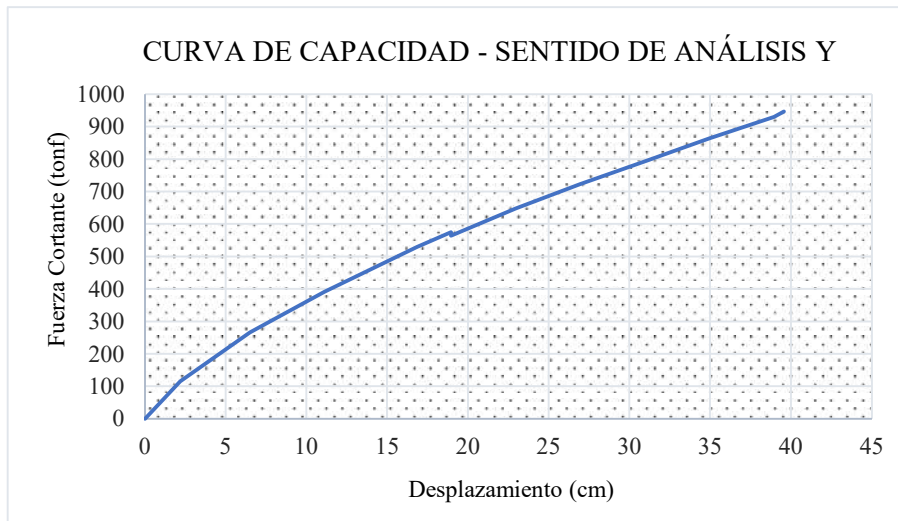
Curva de Capacidad en sentido X, edificación 2.



Nota: Se toma como punto ultimo el pico de fuerza cortante basal, en este caso de 1348.9 tonf a 50.32 cm de desplazamiento.

Figura 130

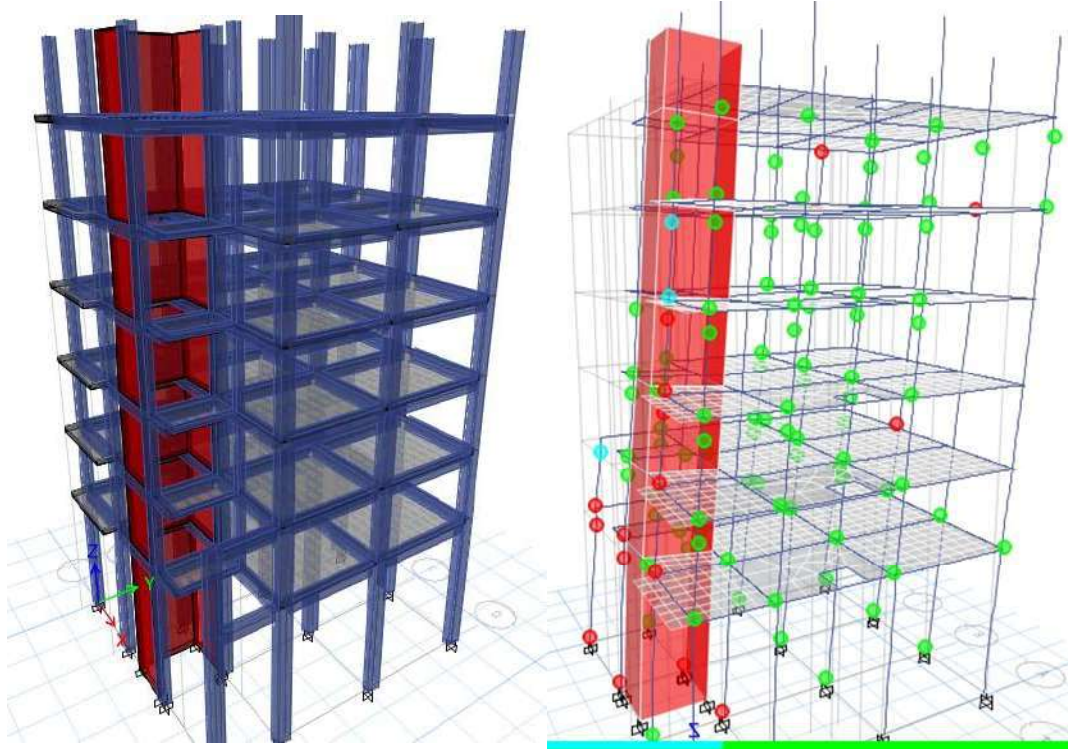
Curva de Capacidad en sentido Y, edificación 2.



Nota: Se toma como punto ultimo el pico de fuerza cortante basal, en este caso de 497.28 tonf a 39.55 cm de desplazamiento.

Figura 131

Configuración sin deformar y deformada, sentido de análisis X, Edificación 2.

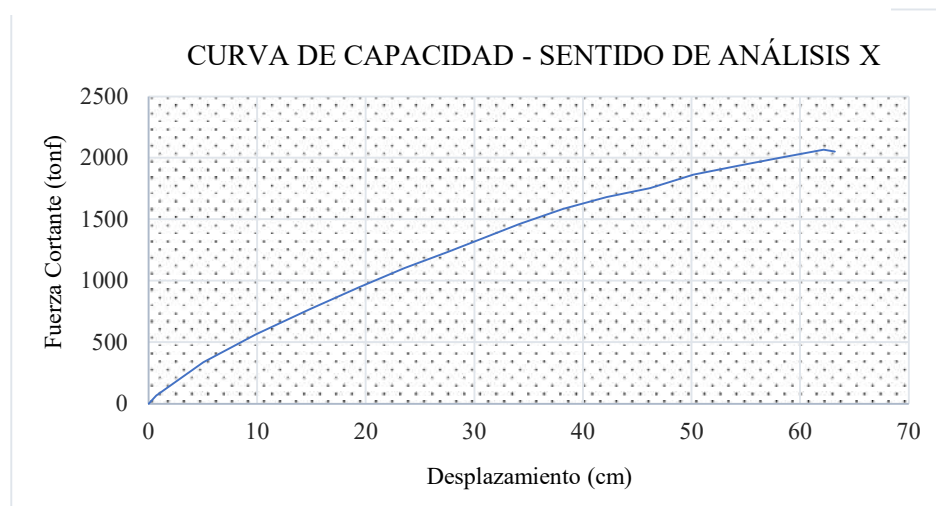


Nota: A la izquierda modelamiento de la estructura inicial, modelamiento aplicando cargas pushover aparición de rotulas plásticas.

- Edificación 3

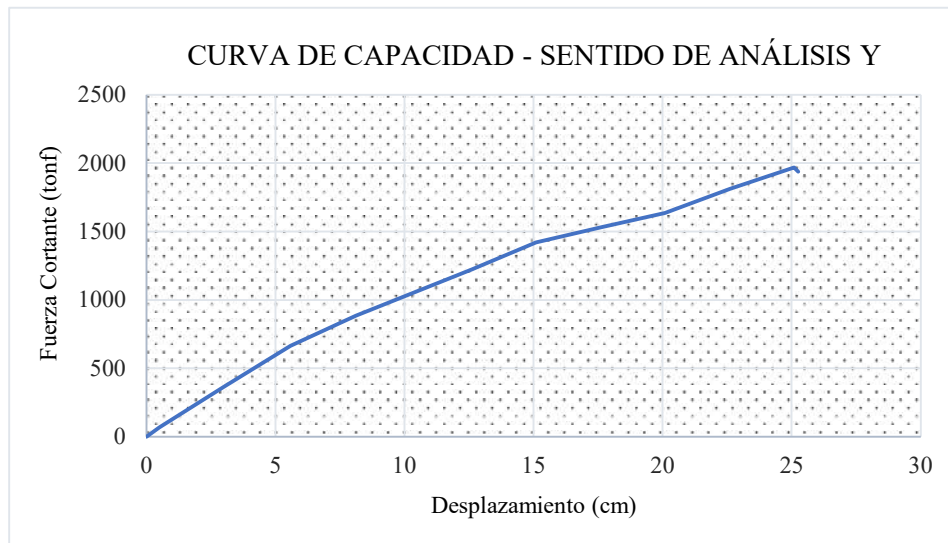
Figura 132

Curva de Capacidad en sentido X, edificación 3.



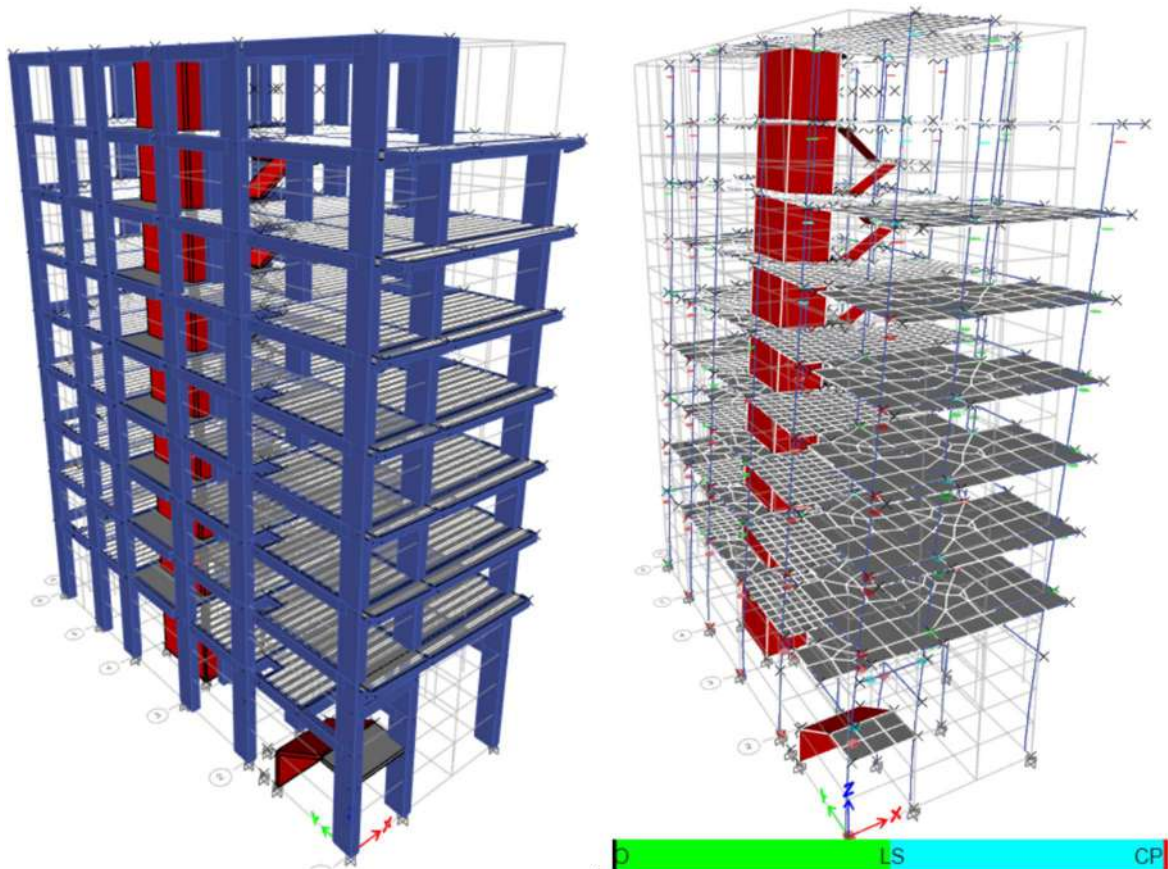
Nota: Se toma como punto ultimo el pico de fuerza cortante basal, en este caso de 2095.20 tonf a 63.89 cm de desplazamiento.

Figura 133
Curva de Capacidad en sentido Y, edificación 3.



Nota: Se toma como punto ultimo el pico de fuerza cortante basal, en este caso de 1896.90 tonf a 25.10 cm de desplazamiento.

Figura 134
Configuración sin deformar y deformada, sentido de análisis X, Edificación 3.



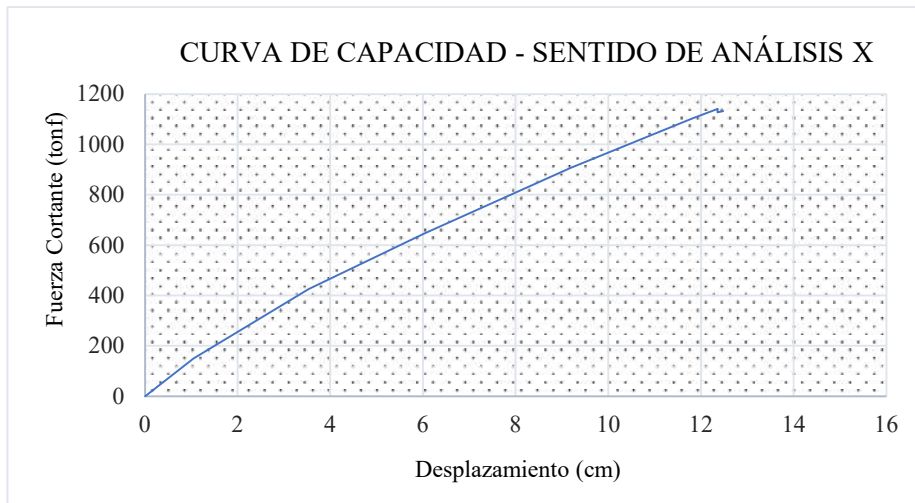
Nota: A la izquierda modelamiento de la estructura inicial, modelamiento aplicando cargas pushover aparición de rotulas plásticas.



- Edificación 4

Figura 135

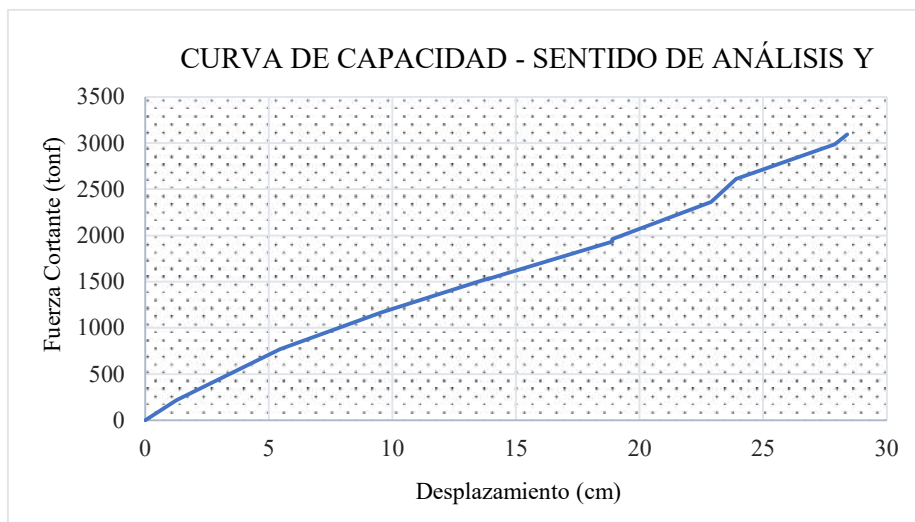
Curva de Capacidad en sentido X, edificación 4.



Nota: Se toma como punto ultimo el pico de fuerza cortante basal, en este caso de 327.61 tonf a 13.20 cm de desplazamiento.

Figura 136

Curva de Capacidad en sentido Y, edificación 4.

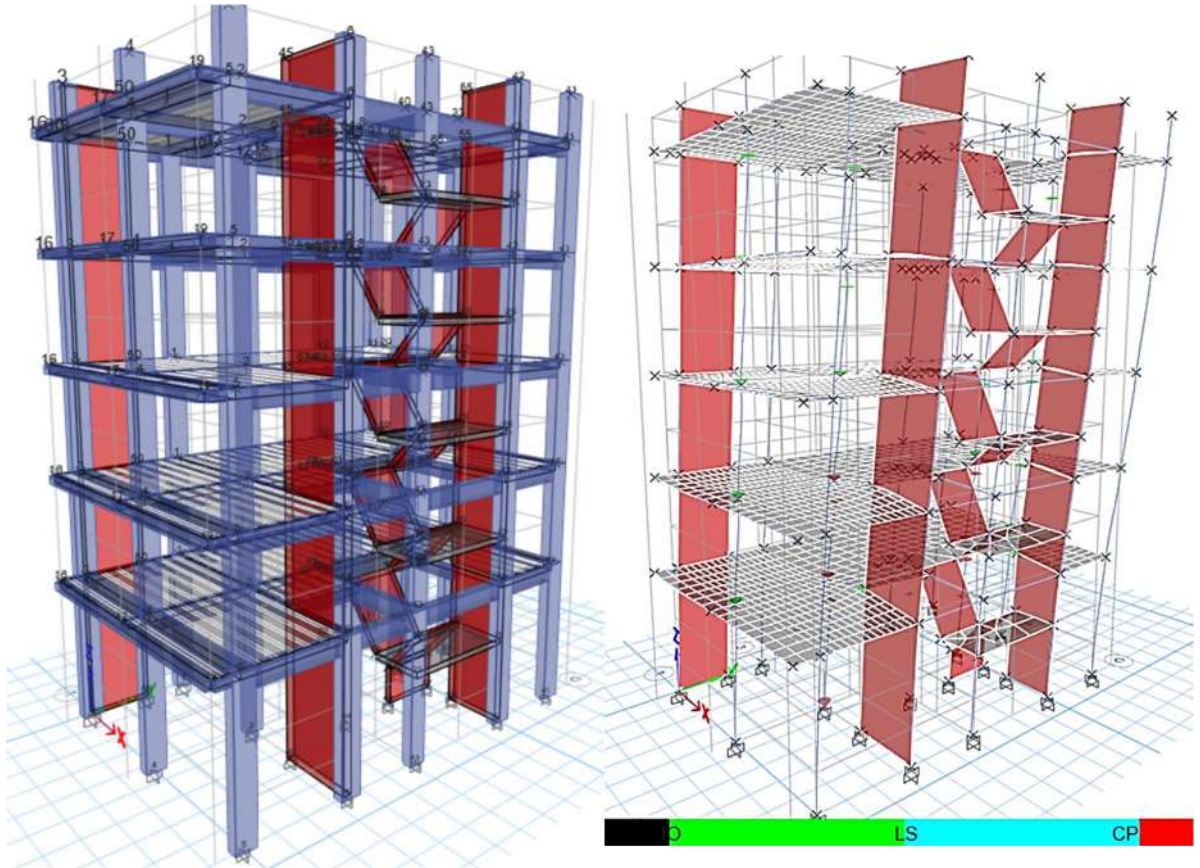


Nota: Se toma como punto ultimo el pico de fuerza cortante basal, en este caso de 639.40 tonf a 17.68 cm de desplazamiento.



Figura 137

Configuración sin deformar y deformada, sentido de análisis X, Edificación 4.

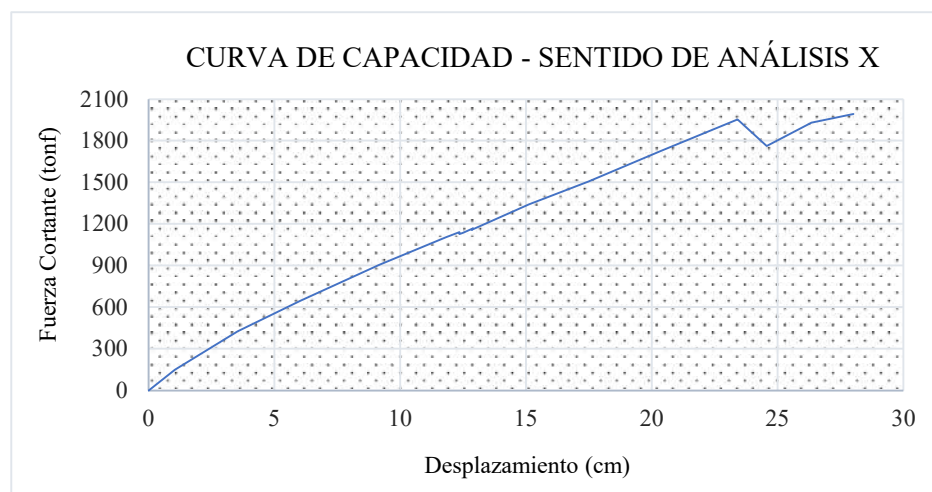


Nota: A la izquierda modelamiento de la estructura inicial, modelamiento aplicando cargas pushover aparición de rotulas plásticas.

- Edificación 5

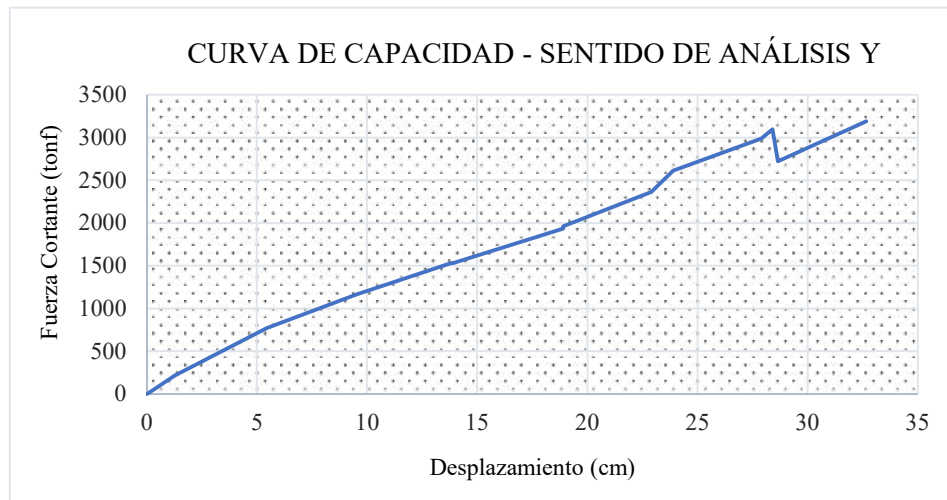
Figura 138

Curva de Capacidad en sentido X, edificación 5.



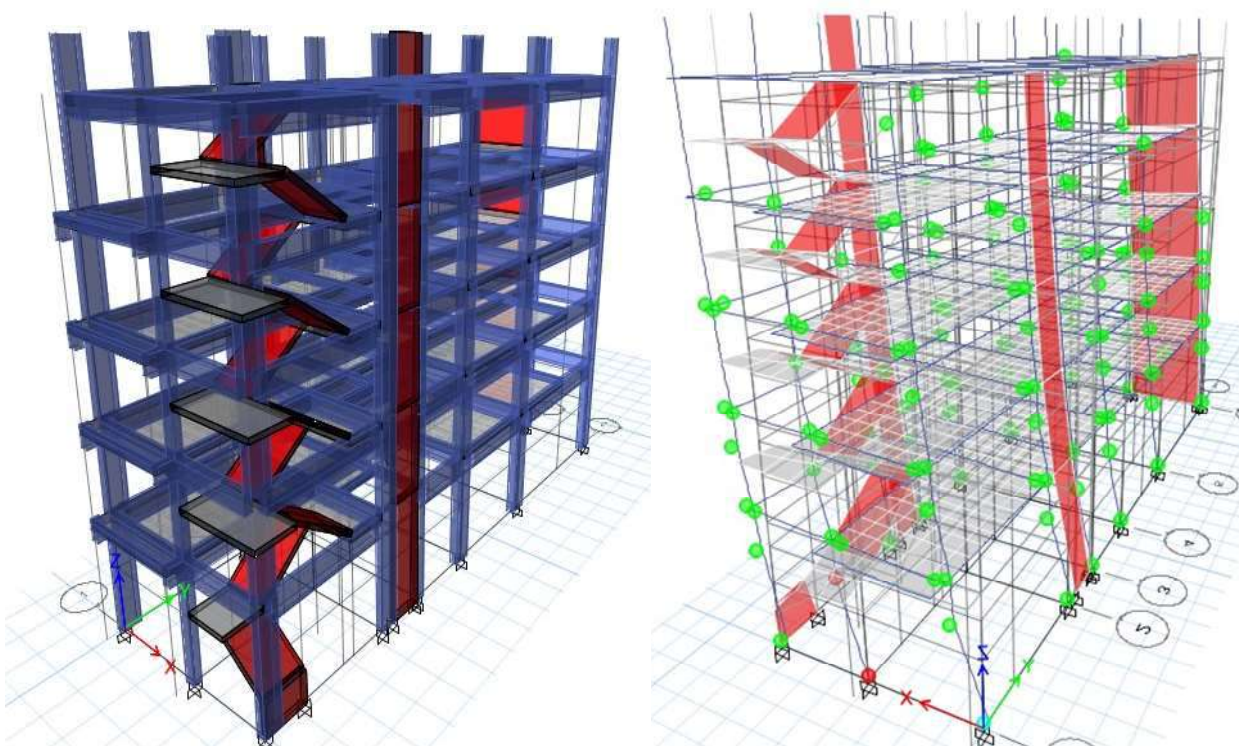
Nota: Se toma como punto ultimo el pico de fuerza cortante basal, en este caso de 1952.71 tonf a 23.54 cm de desplazamiento.

Figura 139
Curva de Capacidad en sentido Y, edificación 5.

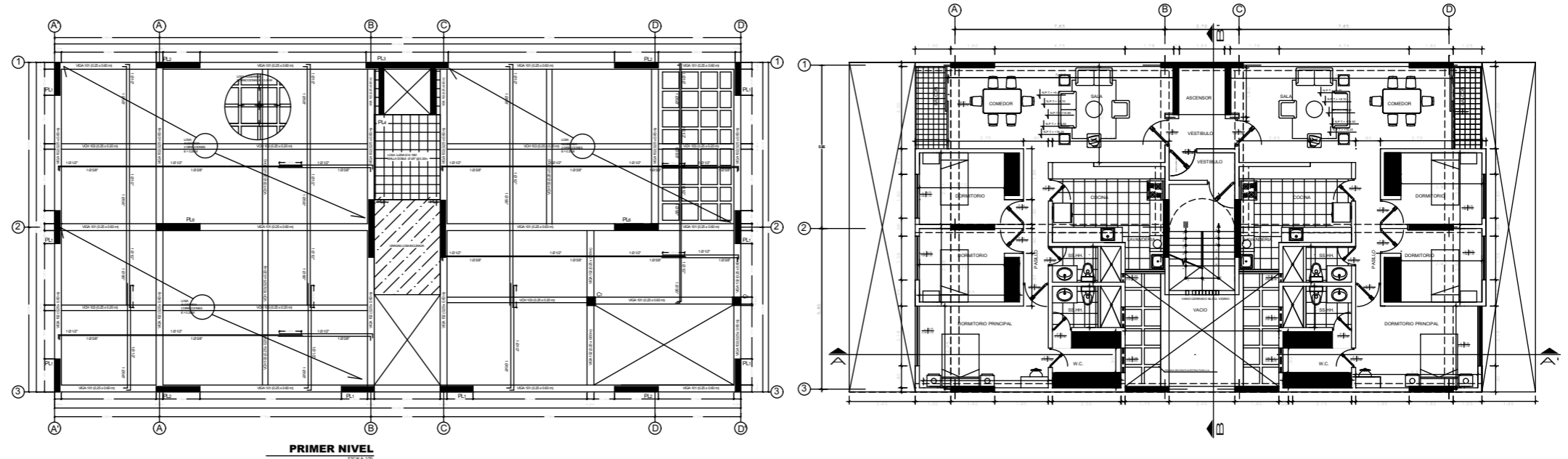
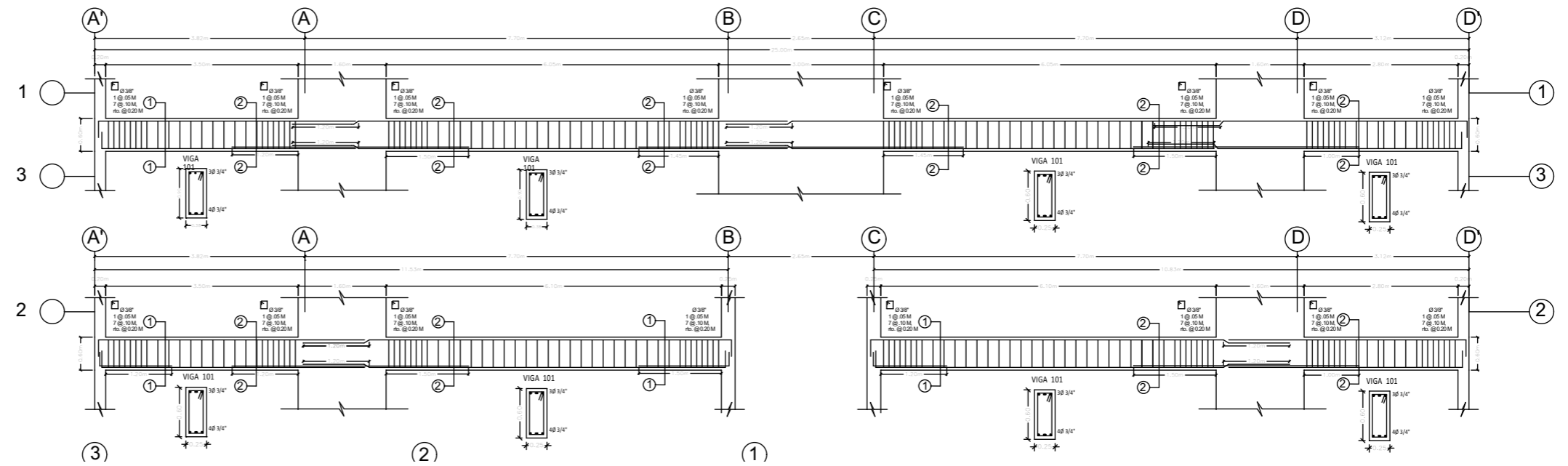
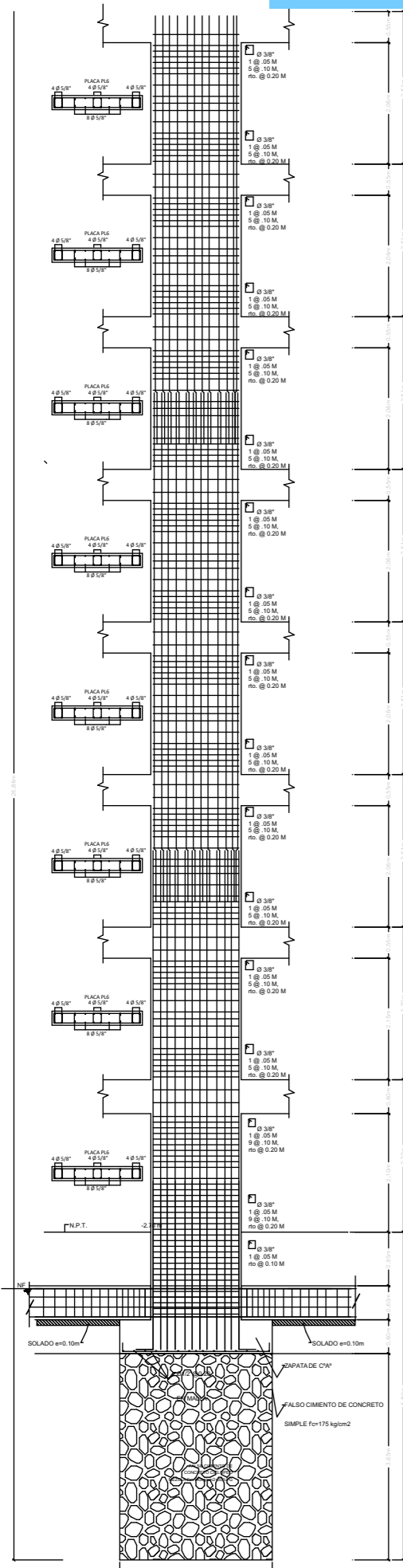


Nota: Se toma como punto ultimo el pico de fuerza cortante basal, en este caso de 2996.25 tonf a 28.65 cm de desplazamiento.

Figura 140
Configuración sin deformar y deformada, sentido de análisis X, Edificación 5.



Nota: A la izquierda modelamiento de la estructura inicial, modelamiento aplicando cargas pushover aparición de rotulas plásticas.



CUADRO DE COLUMNA Y PLACA - Esc: 1 / 25

	C1	PL1	PL2	PL3	PL4	PL5	PL6
TYA	0.30 X 0.30	1.00 X 0.25	2.25 X 0.25	4.00 X 0.25	2.00 X 0.25	2.00 X 0.25	2.25 X 0.25
h	4.05 M + 0.12	3.60 M	3.60 M	3.60 M	3.60 M	3.60 M	3.60 M
As	4.05 M ² 1 @ 0.10 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M
As'	4.05 M ² 1 @ 0.10 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M
As	4.05 M ² 1 @ 0.10 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M
As'	4.05 M ² 1 @ 0.10 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M
As	4.05 M ² 1 @ 0.10 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M
As'	4.05 M ² 1 @ 0.10 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M
As	4.05 M ² 1 @ 0.10 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M
As'	4.05 M ² 1 @ 0.10 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M	0.30 M ² 1 @ 0.20 M

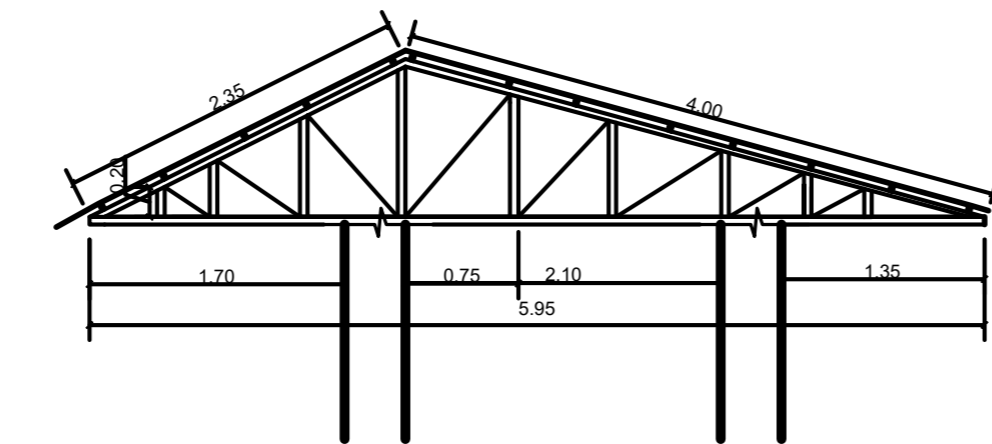
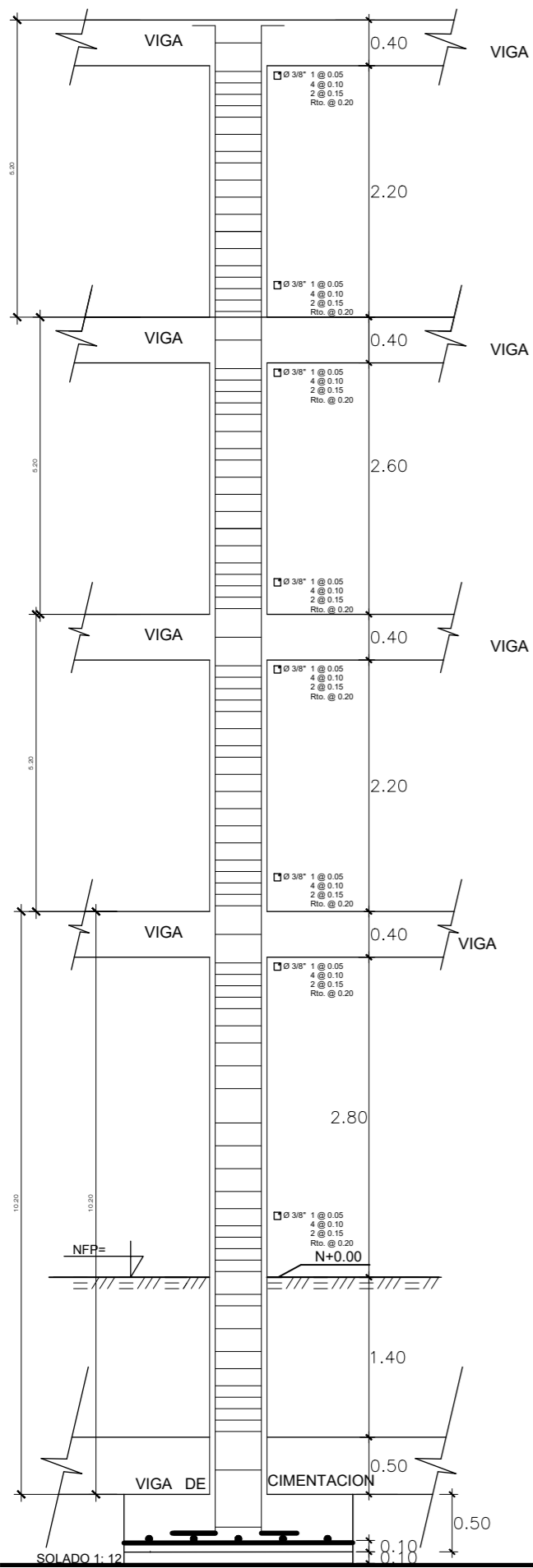
PROYECTO: EDIFICACIÓN 01

PROPIETARIO: MARSEL SAC

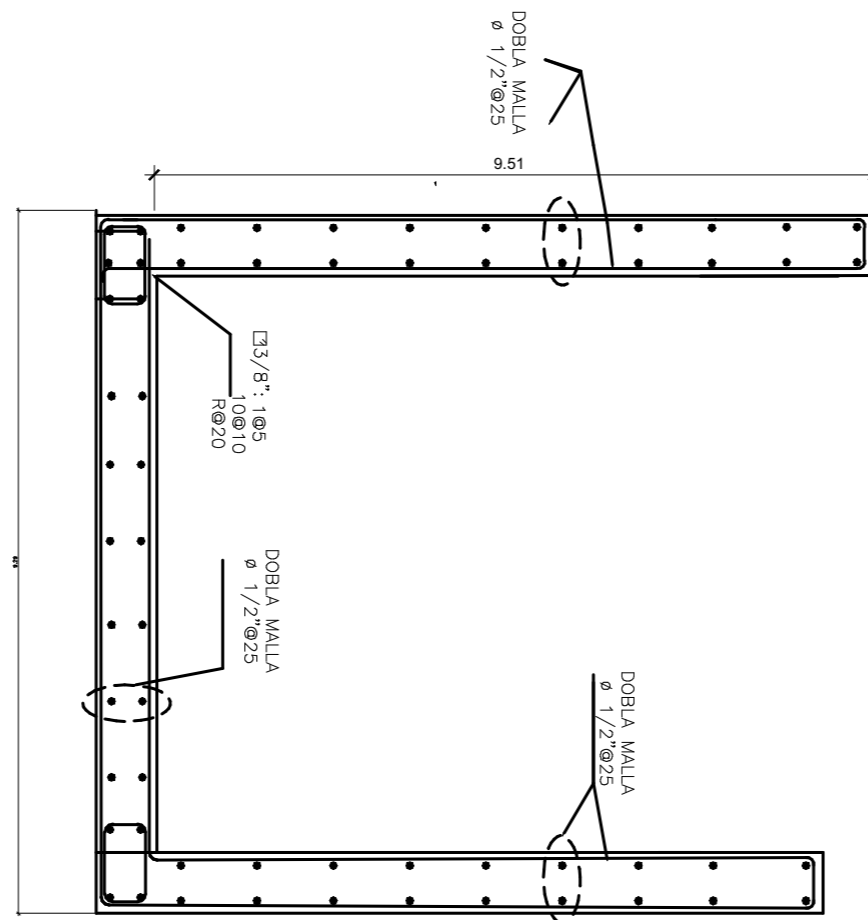
PLANO: PLANO GENERAL 01 - 1

UBICACION: Calle TRIUNFO N° 222 HUANCARO
Dist.: Santiago
Prov.: Cusco
Dpto.: Cusco

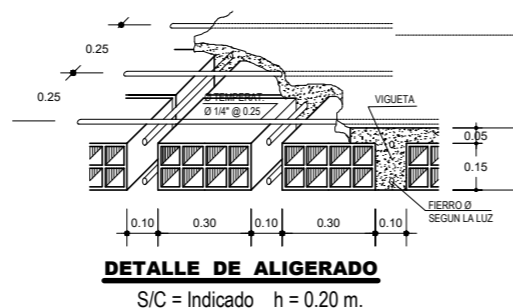
ESCALA: 1 / 50 FECHA: Noviembre 2018 DISEÑO: j.o.s. No: 2 de 6 CODIGO: E-01



TECHO CAJA ASENSOR

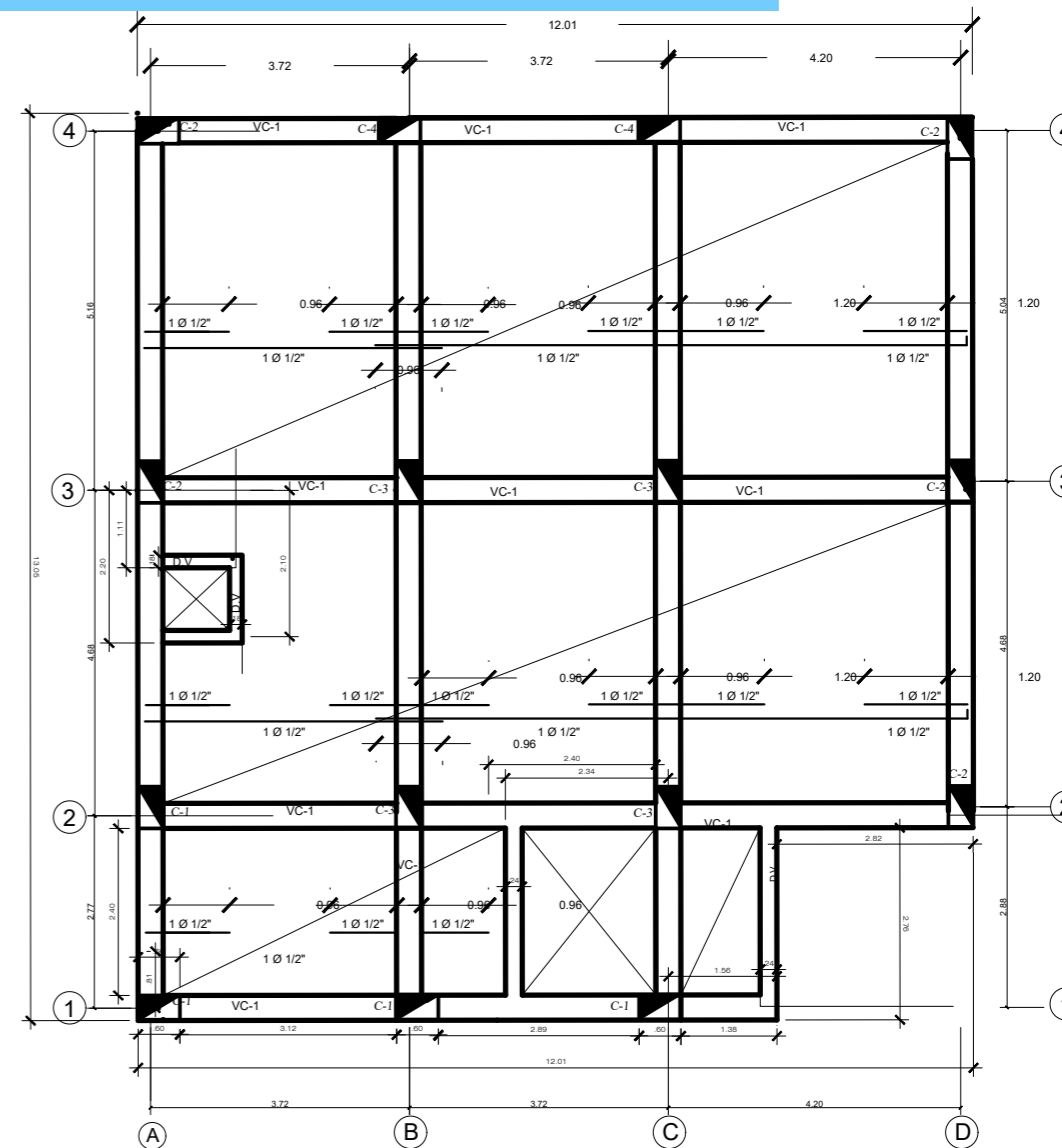


DETALLE DE ALIGERADO ESC. 1 : 50



PL - 03 PLACA - ASCENSOR ESC: 1/100

DOBLE VIGETA tipica ESCALA: 1/25



PLANTA TIPICA 2, 3 NIVEL

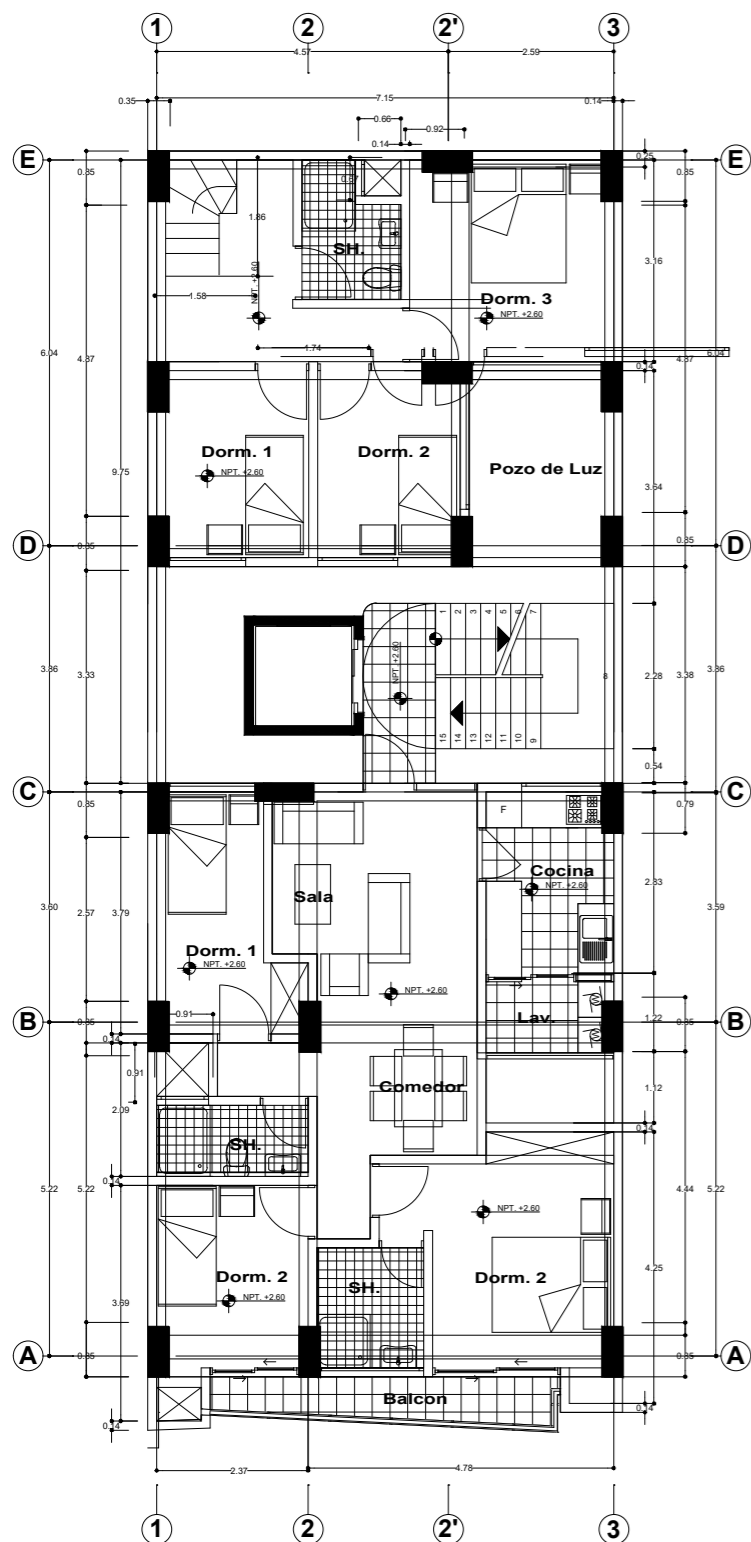
ESC. 1:50

NIVEL	TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4	ESTRIBOS
1º NIVEL						Ø 3/8" 1 @ 0.05 4 @ 0.10 2 @ 0.15 Rto. @ 0.20
3º NIVEL						Ø 3/8" 1 @ 0.05 4 @ 0.10 2 @ 0.15 Rto. @ 0.20

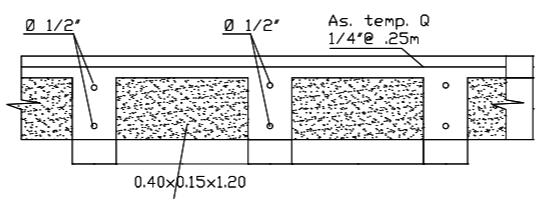
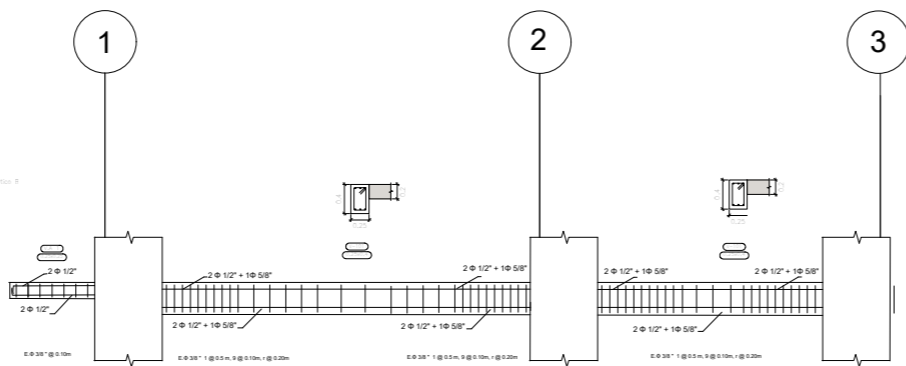
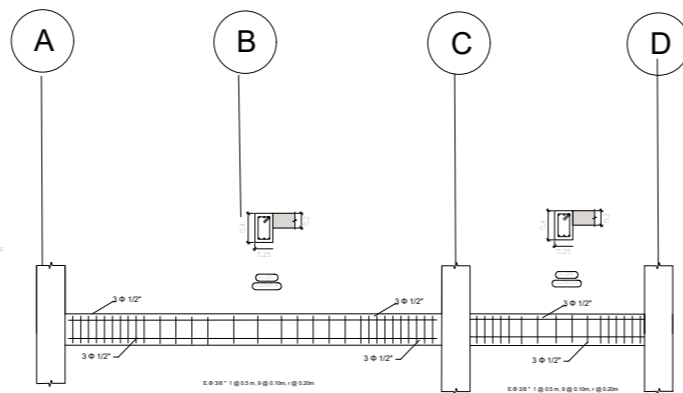
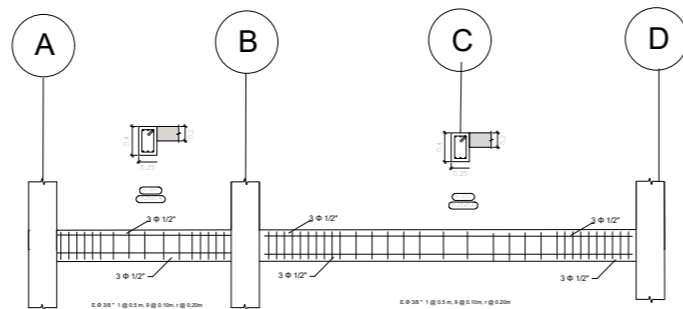
CUADRO DETALLE DE COLUMNAS

ESCALA: 1/50

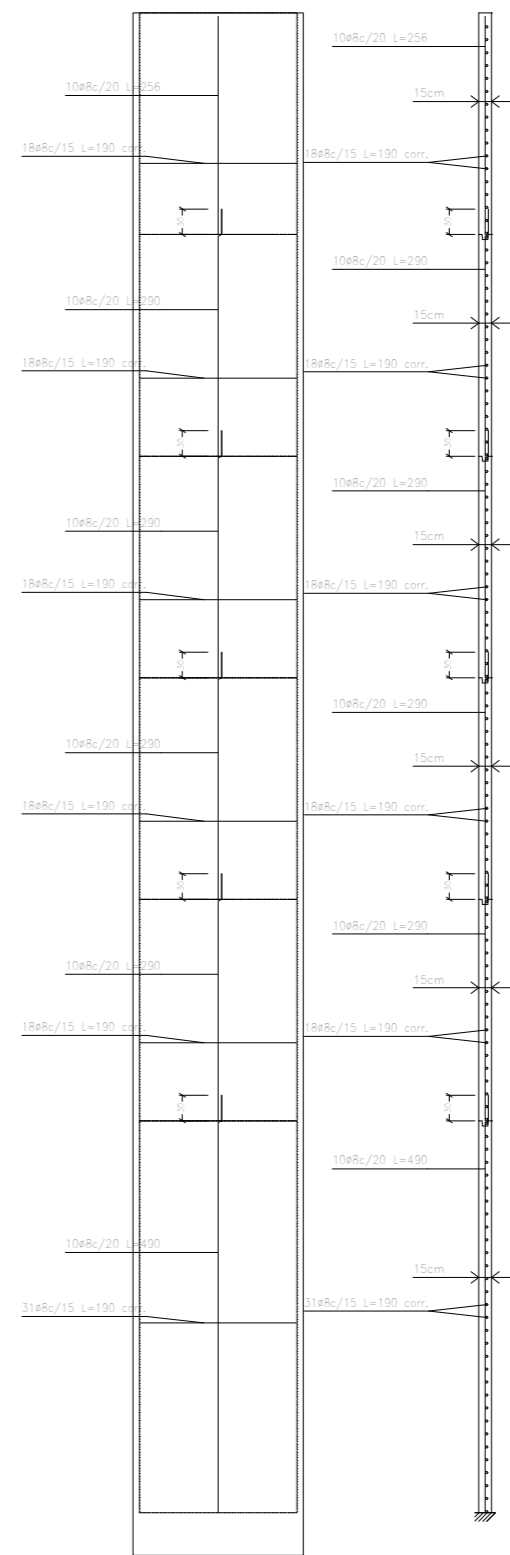
PROYECTO:	EDIFICACIÓN 02			
PROPIETARIO:	FAMILIA FOLLANA PERALTA			
PLANO:	PLANO GENERAL 02 - 2		UBICACION:	Ubic.: Manzanapata Dist.: Santiago Prov.: Cusco Dpto.: Cusco
ESCALA:	1/50	FECHA:	Noviembre 2018	DISEÑO: ARQ. FERNANDO FLORES PAIVA No. 2 de 6 CODIGO: E-02



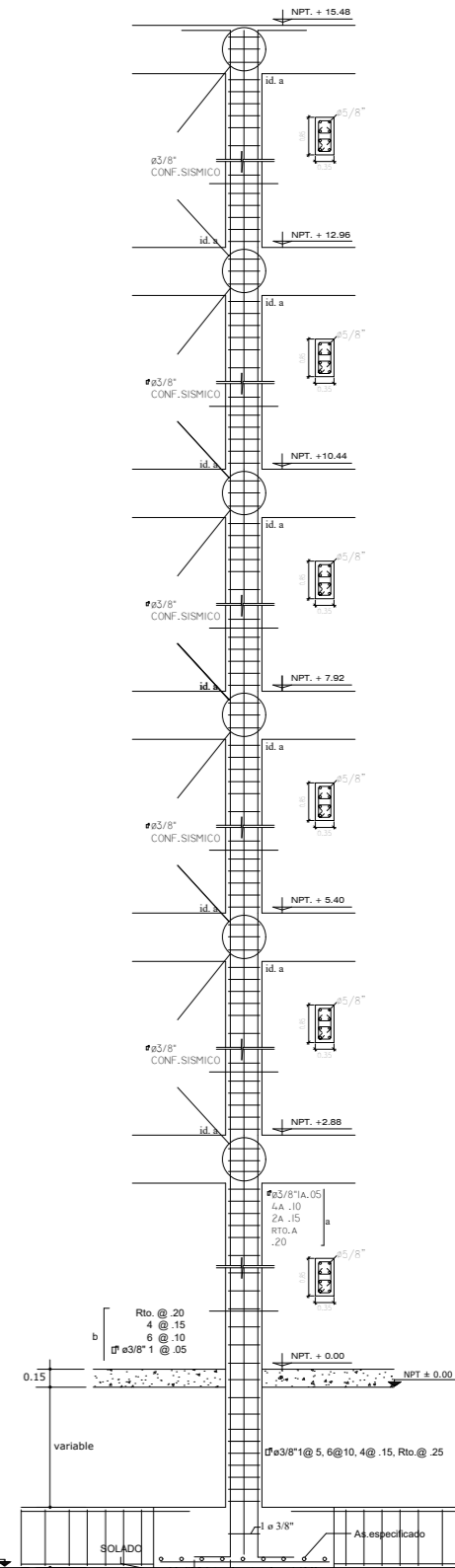
PLANTA TIPO 2DO, 4TO, 6TO NIVEL
ESC. 1/50



SECCION DE LOSA ALIGERADA
Escala 1/12.5

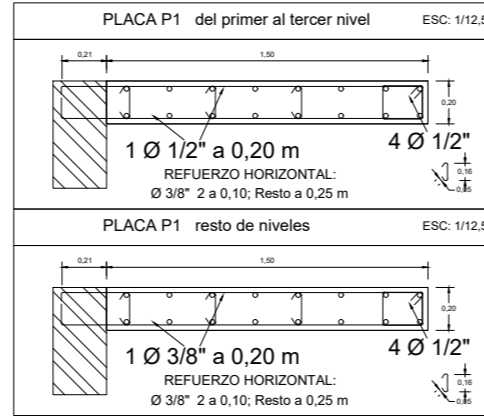
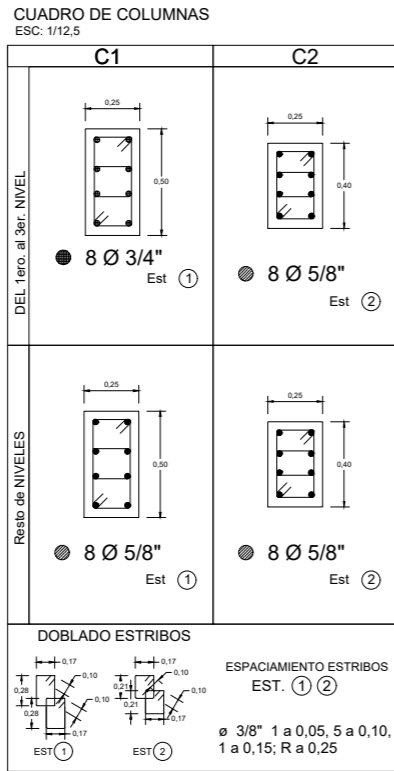
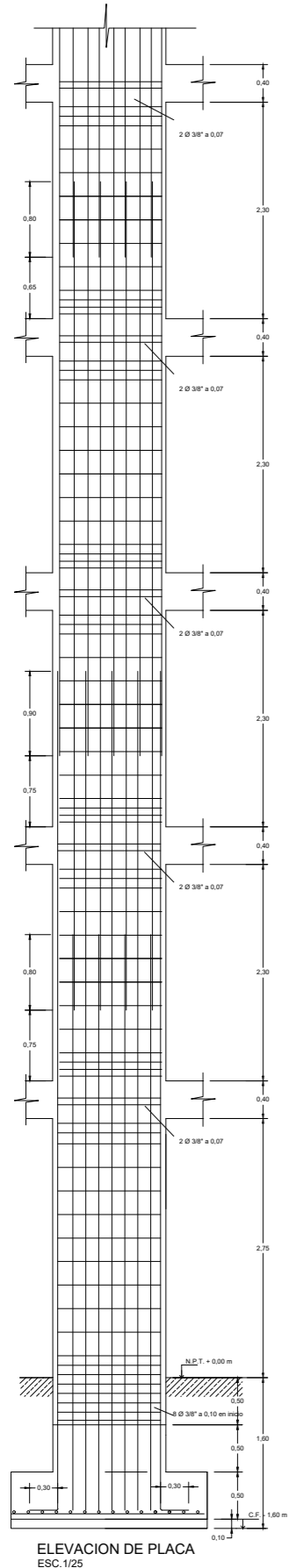


PLANO DE PLACAS DE ASENSOR
ESCALA 1/50



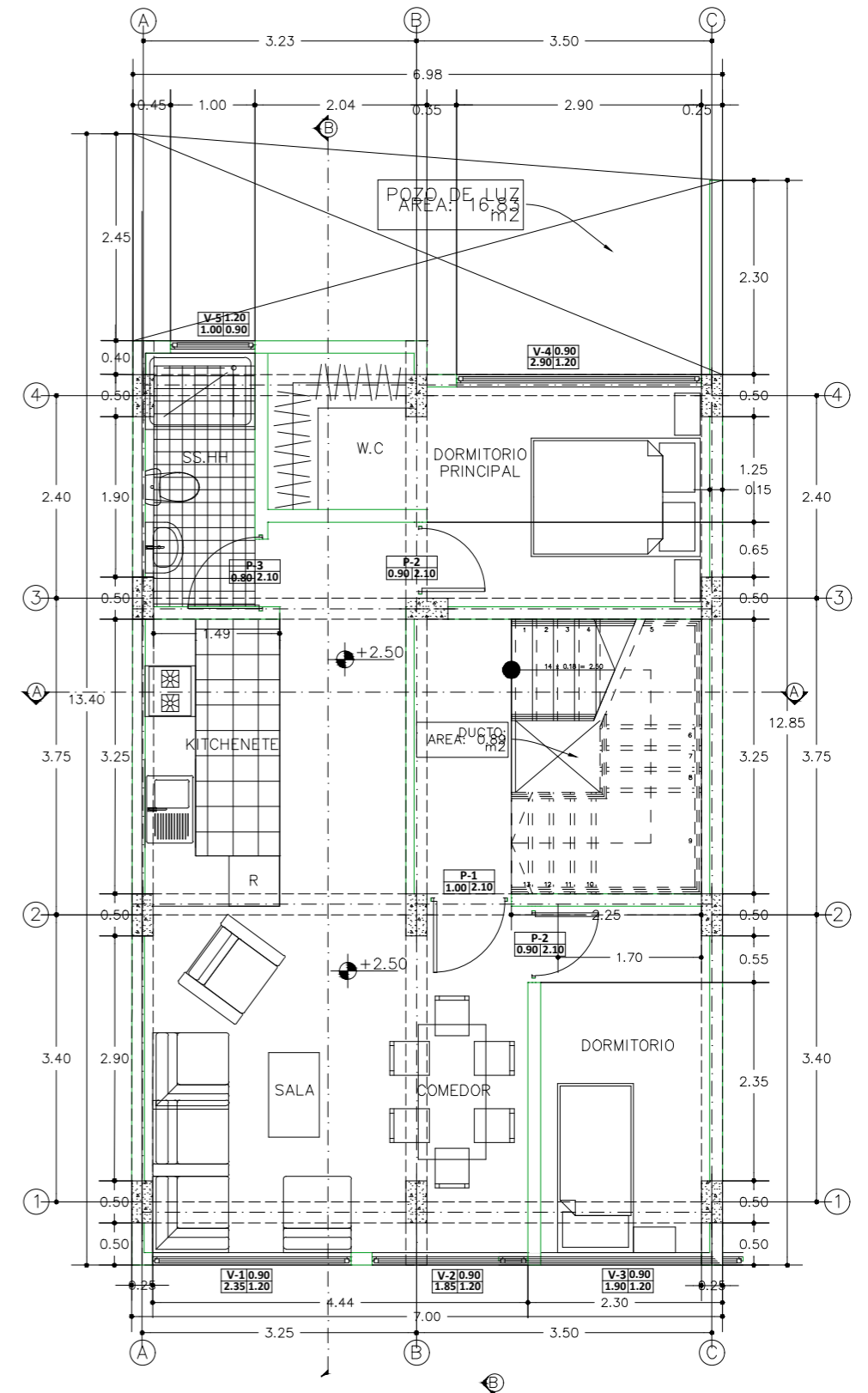
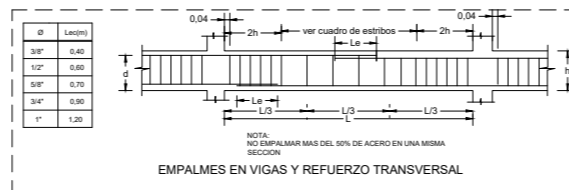
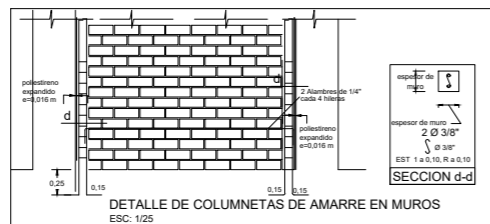
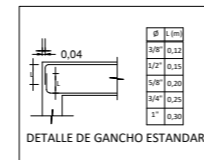
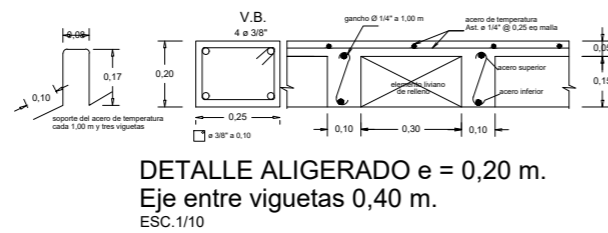
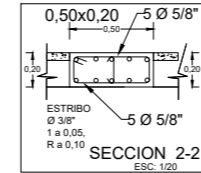
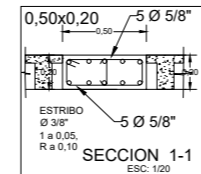
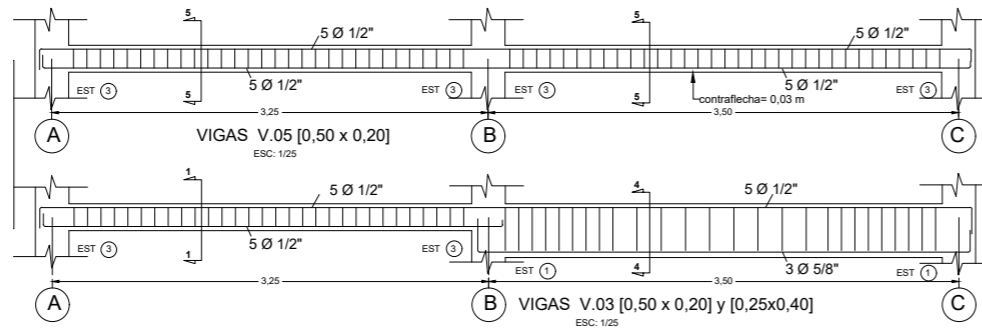
CIMENTACION: ZAPATA COLUMNA TIPO
Esc 1/50

PROYECTO: EDIFICACIÓN 03				
PROPIETARIO: SR. EDUARDO LOVON				
PLANO: PLANO GENERAL 03 - 3		UBICACION: Ubic.: Av. La Paz C-12 Dist.: Wanchaq Prov.: Cusco Dpto.: Cusco		
DISEÑO: _____				
ESCALA: 1/50	FECHA: Noviembre 2018	DIBUJO: j.o.s.	Nº: 2 de 6	CODIGO: E-03



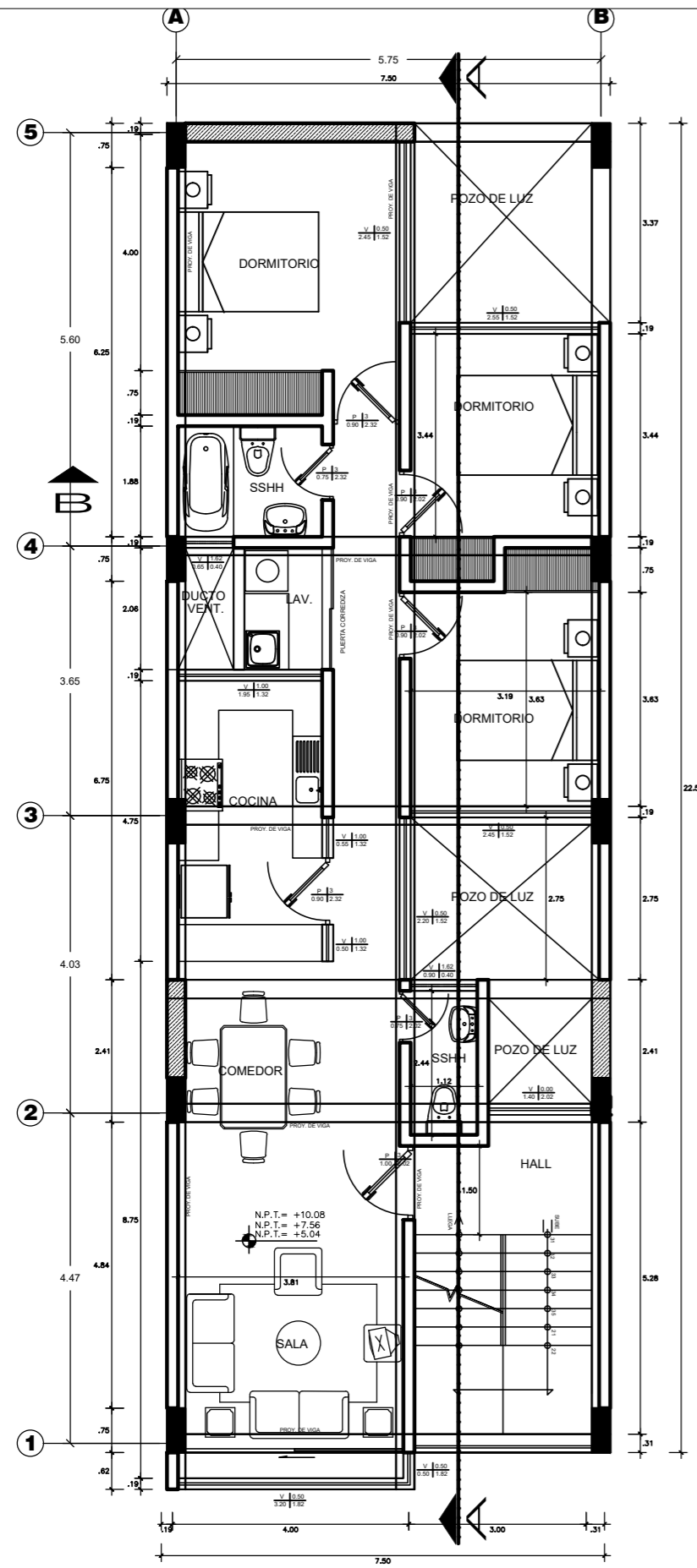
ESPECIFICACIONES

CONCRETO EMPALME VIGAS COLUMNAS	f' = 200 kg/cm ²	CONCRETO CORRIDOS, UANAPAL 7-85 Aguard 1-20% Piedra Grande, Ø max. 0,25 m
RECLUTAMIENTO CEMENTOS FONDOS	0,07 m	SUBRECLUTAMIENTO UANAPAL 7-85 Aguard 1-20% Piedra Grande, Ø max. 0,25 m
VIGAS COLUMNAS	0,08 m	RESISTENCIA DE SUELO
LOSAS	0,02 m	SUBRECLUTAMIENTO UANAPAL 7-85 Aguard 1-20% Piedra Grande, Ø max. 0,25 m
ACERO N.T.P. 341 (83)	4-4200 kg/cm ²	SUBRECLUTAMIENTO UANAPAL 7-85 Aguard 1-20% Piedra Grande, Ø max. 0,25 m
ANCLAJES (L _a)	L _a	SUBRECLUTAMIENTO UANAPAL 7-85 Aguard 1-20% Piedra Grande, Ø max. 0,25 m
3/8"	0,40	RESISTENCIA DE SUELO
1/2"	0,60	RESISTENCIA DE SUELO
3/4"	0,70	RESISTENCIA DE SUELO
1"	0,90	RESISTENCIA DE SUELO



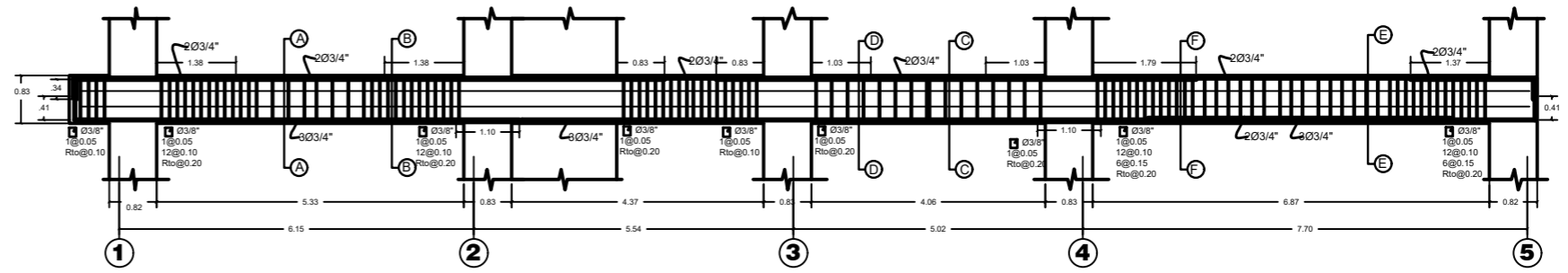
DISTRIBUCIÓN ARQUITECTURA 1 Y 2 NIVEL
ESCALA: 1/25

PROYECTO: EDIFICACIÓN 04	
PROPIETARIO: PILAR ARAGON MEJIA, OBDULIA; RUTH; ALINA; HUBERT; MARCIA LUNA ARAGON	
PLANO: PLANO GENERAL 04 - 4	UBICACION: Ubic.: Prolongación Diagonal Angamos A-15 Dist.: Wanchaq Prov.: Cusco Dpto.: Cusco
ESCALA: 1/50	FECHA: Noviembre 2018
DISEÑO: j.o.s.	NO. 2 de 6
	CODIGO: E-02

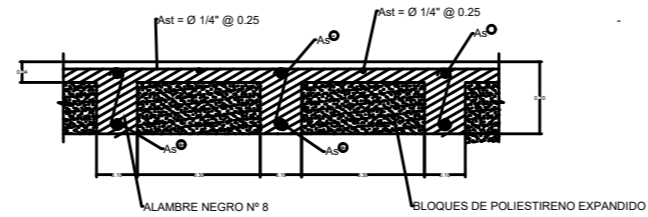
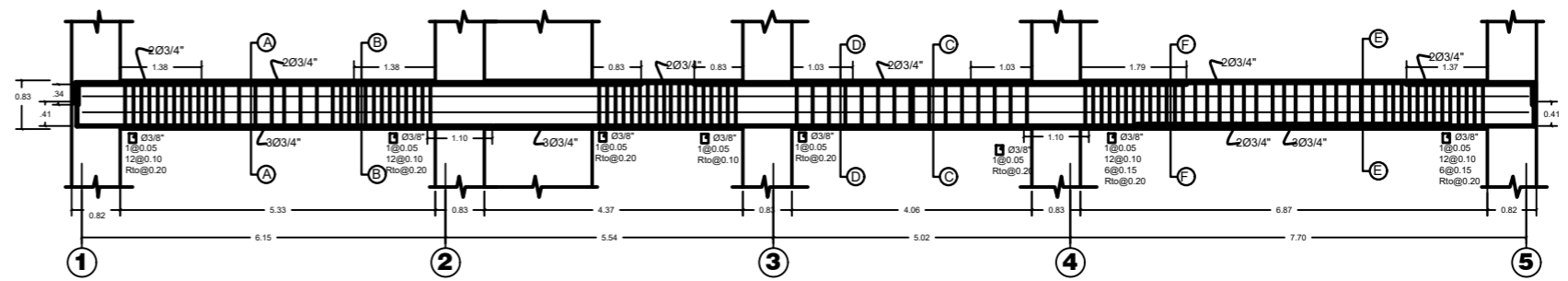


1ER 2DO 3ER, 4TO Y 5TO NIVEL
ESCALA: 1/50

DETALLE DEL REFUERZO DE LAS VIGAS DE ENTREPISO V-106 (0.25 x 0.60 m). ESC: 1/50

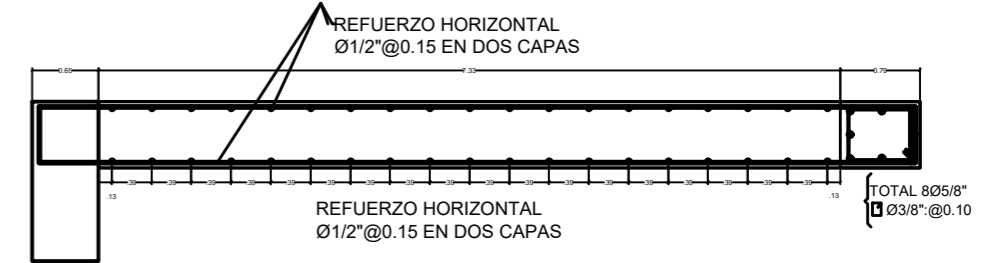


DETALLE DEL REFUERZO DE LAS VIGAS DE ENTREPISO V-108 (0.25 x 0.60 m). ESC: 1/50

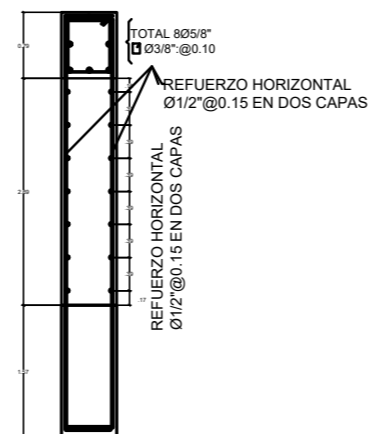


SECCIÓN TÍPICA LOSA ALIGERADA DE ENTREPISO e=0.20 m
ESCALA: 1/20

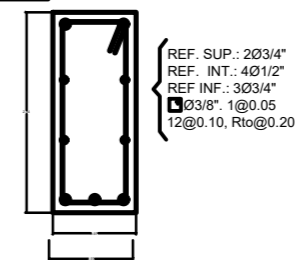
DETALLE EN PLANTA DEL REFUERZO DE LAS PLACAS DE C°A°. TIPO PL-02. (e = 0.25 m). ESC: 1/25



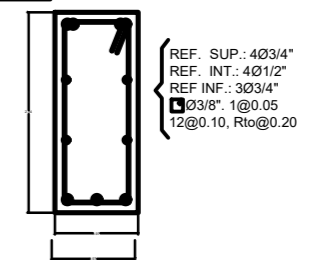
DETALLE EN PLANTA DEL REFUERZO DE LAS PLACAS DE C°A°. TIPO PL-01. (e = 0.25 m). ESC: 1/25



SECCIÓN A - A (0.25 x 0.60 m). ESC: 1/15



SECCIÓN B - B (0.25 x 0.60 m). ESC: 1/15



PROYECTO: EDIFICACIÓN 05				
PROPIETARIO: SR. JORGE CERECEDA HUYHUA Y ESPOSA SRA. BELEN BRAVO MENDOZA				
PLANO: PLANO GENERAL 05 - 5		UBICACION: PASAJE CHAVEZ (CALLE 28) Mzta. F lote N° 24 Urb. MARCAVALLE Dist.: Wanchaq Prov.: Cusco Dpto.: Cusco		
DISEÑO: _____				
ESCALA: 1/50	FECHA: Noviembre 2018	DIBUJO: j.o.s.	Nº: 2 de 6	CODIGO: E-05