

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO 1-I DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

AUTOR:

FRANK JUNIOR GONZÁLES VÁSQUEZ

ASESOR:

Dr. Ing. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO

Cajamarca- Perú

- 2017 -

DEDICATORIA

A MIS PADRES

Por su apoyo incondicional y motivación para alcanzar mis metas y ser mejor persona cada día.

A MIS HERMANOS

Por cada momento que compartimos y su apoyo en cada objetivo.

A MIS ABUELOS

Por ser un ejemplo de trabajo y esfuerzo.

AGRADECIMIENTO

Agradecimiento a la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil por las enseñanzas y conocimientos impartidos.

A mi asesor, el Dr. Ing. Miguel Mosqueira Moreno, por su orientación en la elaboración de la presente tesis de investigación.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.2	PROBLEMA	3
1.3	HIPÓTESIS	4
1.4	JUSTIFICACIÓN	4
1.5	ALCANCES	4
1.6	OBJETIVOS	5
1.6.1	Objetivo General	5
1.6.2	Objetivos Específicos	5
1.7	ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO	5

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1	ANTECEDENTES	8
2.2	BASES TEÓRICAS	9
2.2.1	SISMICIDAD EN PERÚ	9
2.2.2	SISMICIDAD EN CAJAMARCA	10
2.2.3	VULNERABILIDAD SÍSMICA	15
2.2.3.1	FACTORES DE LA VULNERABILIDAD: EXPOSICIÓN, FRAGILIDAD Y RESILIENCIA	15
2.2.3.2	CLASES DE VULNERABILIDAD SÍSMICA	17
2.2.3.2.1	VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL	17
2.2.3.2.2	VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL	18
2.2.3.2.3	VULNERABILIDAD FUNCIONAL	19
2.2.4	MÉTODOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	19
2.2.4.1	MÉTODOS CUALITATIVOS	20
2.2.4.2	MÉTODOS CUANTITATIVOS	20
2.2.4.2.1	MÉTODO JAPONÉS, O METODOLOGÍA INDICIAL DE HIROSAWA ..	21
2.2.4.2.2	MÉTODO DE BENEDETTI Y PETRINI (MÉTODO ITALIANO-1982) ..	23

2.2.4.2.3 MÉTODO BASADO EN LA COMPARACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA VERSUS LA RESISTENCIA SÍSMICA, TAMBIÉN LLAMADA NIVEL DE DESEMPEÑO	25
2.2.4.2.4 METODOLOGÍA PROPUESTA POR EL DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO PARA ANALIZAR EL RIESGO SÍSMICO DE EDIFICACIONES APORTICADAS EN FUNCIÓN DE LA VULNERABILIDAD Y PELIGRO SÍSMICO. (2012).....	27
2.2.5 COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	27
2.2.5.1 ANÁLISIS SÍSMICO ESPECTRAL.....	27
2.2.5.2 DERIVAS DE ENTREPISO.....	32
2.2.5.3 COMPORTAMIENTO DE VIGAS.....	34
2.2.5.4 COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS.....	37
2.2.5.5 FALLA FRÁGIL EN EDIFICACIONES.....	39
2.2.5.6 FALLA POR COLUMNA CORTA	41
2.2.6 INESTABILIDAD DE TABIQUES.....	43
2.2.6.1 CALCULO DEL MOMENTO ACTUANTE.....	43
2.2.6.2 CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE	46
2.2.6.3 VERIFICACIÓN DE LA INESTABILIDAD DE TABIQUES	47
2.2.7 ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.....	47
2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	48
2.3.1 Vulnerabilidad Sísmica	48
2.3.2 Intensidad sísmica	48
2.3.3 Sismo severo.....	48
2.3.4 Peligro sísmico.....	48
2.3.5 Riesgo sísmico	48
2.3.6 Espectro de Pseudo - Aceleración.....	48
2.3.7 Ensayo de Esclerometría	49
2.3.8 Colpaso	49

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	51
3.2	ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN.....	51
3.3	PROCEDIMIENTO.....	51
3.3.1	Población y Muestra de Estudio	51
3.3.2	Tipo de Investigación	51
3.3.3	Tipo de Análisis	52
3.3.4	Recolección de Datos.....	52
3.3.5	Procesamiento de Datos.....	52
3.3.6	Análisis de Datos y Presentación de Resultados	53
3.3.6.1	Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica	53

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1	DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	59
4.2	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	60
4.2.1	Propiedades y Especificaciones Técnicas del Concreto.....	60
4.2.2	Propiedades y Especificaciones Técnicas del Acero	61
4.3	METRADO DE CARGAS	61
4.4	MODELO ESTRUCTURAL.....	61
4.5	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL EDIFICIO	62
4.5.1	Verificación de derivas de entresijos.....	62
4.5.2	Evaluación del comportamiento de vigas.....	63
4.5.2.1	Momento nominal resistente y actuante en vigas.....	64
4.5.2.1.1	Vigas en techo del Primer Nivel.....	64
4.5.2.1.2	Vigas en techo del Segundo Nivel.....	65
4.5.3	Evaluación del comportamiento de columnas	67
4.5.3.1	Acero existente y necesario en columnas.....	67
4.5.3.1.1	Análisis de columnas del Primer Nivel	68
4.5.3.1.2	Análisis de columnas del Segundo Nivel	68
4.5.3.1.3	Análisis de columnas del Tercer Nivel.....	69
4.5.4	Evaluación del Tipo de Falla.....	70

4.5.5 Evaluación de la falla por Columna Corta.....	71
4.6 ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO.....	72
4.7 INESTABILIDAD DE TABIQUES	75
4.7.1 Periodos de vibración de la estructura	75
4.7.2 Cálculo de la fuerza cortante por nivel	75
4.7.3 Fuerza sísmica Horizontal de Diseño	76
4.7.4 Verificación de inestabilidad de tabiques	77
4.8 VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO.....	78
4.9 DISCUSIÓN DE RESULTADOS	78
4.9.1 Comportamiento sísmico del edificio.....	78
4.9.1.1. Evaluación de derivas de entresuelo	78
4.9.1.2. Evaluación del comportamiento de vigas.....	79
4.9.1.3. Evaluación del comportamiento de columnas.....	79
4.9.1.4. Evaluación del tipo de falla	79
4.9.1.5. Evaluación de la falla por columna corta	79
4.9.2 Evaluación del estado actual de la edificación	80
4.9.3 Evaluación de la inestabilidad de tabiques.....	80
4.9.4 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica	80

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES	83
5.2 RECOMENDACIONES	85

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA	87
-------------------------------	----

ANEXOS

Anexo N° 01: Ensayo de Esclerometría	92
Anexo N° 02: Metrado de Cargas.....	102
Anexo N° 03: Planos	114

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Tabla 2.1	Escala de Vulnerabilidad de Benedetti y Petrini. (Cárdenas 2008)	24
Tabla 2.2	Movimiento sísmico de diseño. (VISION 2000)	25
Tabla 2.3	Estado de posibles daños y niveles de desempeño. (VISION 2000).....	26
Tabla 2.4	Factores de zona. (E.030 2016)	28
Tabla 2.5	Factores de uso. (E.030 2016)	28
Tabla 2.6	Factores de suelo. (E.030 2016).....	30
Tabla 2.7	Periodo "TP" y "TL". (E.030 2016)	30
Tabla 2.8	Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas. (E.030 2016)	31
Tabla 2.9	Límites para la distorsión del entrepiso. (E.030 2016)	34
Tabla 2.10	Barras de acero de refuerzo. (SIDERPERU).....	38
Tabla 2.11	Valores de C1. (E.030 2016).....	45
Tabla 2.12	Valores del coeficiente de momentos "m" y dimensión crítica "a".(E.070 2006)	46

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

Tabla 3.1	Parámetros para la obtención del espectro de pseudo-aceleración.....	54
Tabla 3.2	Parámetros para evaluar la Vulnerabilidad Sísmica (Mosqueira 2012)	56
Tabla 3.3	Combinaciones de los parámetros para la evaluación de la vulnerabili- dad sísmica	57

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Tabla 4.1	Verificación de derivas de entrepiso en la dirección X.....	62
Tabla 4.2	Verificación de derivas de entrepiso en la dirección Y.....	63
Tabla 4.3	Momentos nominal resistente y actuante en viga V.P.-1A	64
Tabla 4.4	Momentos nominal resistente y actuante en vigas V.P.-1B, V.P.-1C, V.P.-1D, V.P.-1E y V.P.-1F.....	64
Tabla 4.5	Momentos nominal resistente y actuante en viga V.P.-1G.....	64
Tabla 4.6	Momentos nominal resistente y actuante en vigas VA-1.1, VA-1.2, VA-1.3, VA- 1.4	65
Tabla 4.7	Momentos nominal resistente y actuante en viga V.P.-2A.....	65

Tabla 4.8	Momentos nominal resistente y actuante en viga V.P.-2B	65
Tabla 4.9	Momentos nominal resistente y actuante en vigas V.P.-2C, V.P.-2D, V.P.-2E y V.P.-2F	66
Tabla 4.10	Momentos nominal resistente y actuante en viga V.P.-2G	66
Tabla 4.11	Momentos nominal resistente y actuante en vigas VA-2.1, VA-2.2, VA-2.3, VA- 2.4	66
Tabla 4.12	Acero existente y necesario en columnas del primer nivel	68
Tabla 4.13	Acero existente y necesario en columnas del segundo nivel	68
Tabla 4.14	Acero existente y necesario en columnas del tercer nivel	69
Tabla 4.15	Módulo de inercia y módulo de sección en columnas	71
Tabla 4.16	Rigidez de columna total y columna corta – Columnas del Primer nivel ...	71
Tabla 4.17	Rigidez de columna total y columna corta – Columnas del Segundo nivel.	72
Tabla 4.18	Rigidez de columna total y columna corta – Columnas del Tercer nivel.....	72
Tabla 4.19	Fuerzas cortantes en cada nivel, para la dirección X-X	76
Tabla 4.20	Fuerzas cortantes en cada nivel, para la dirección Y-Y.....	76
Tabla 4.21	Verificación de inestabilidad de tabiques.....	77
Tabla 4.22	Evaluación de la vulnerabilidad sísmica	78

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Figura 2.1	Zonas Sísmicas (E.030 2016)	10
Figura 2.2	Mapa sísmico de Cajamarca. (IGP 2009).....	11
Figura 2.3	Intensidades sísmicas locales. (INDECI 2002)	14
Figura 2.4	Factores de Vulnerabilidad. (CENEPRED 2014)	15
Figura 2.5	Construcciones expuestas. (CENEPRED 2014)	16
Figura 2.6	Organización de Instituciones Educativas ante la ocurrencia de sismos de gran magnitud. (CENEPRED 2014).....	17
Figura 2.7	Punto de desempeño de una edificación. (Fernandez 2006)	25
Figura 2.8	Fuerzas y deformaciones unitarias internas para una viga rectangular doblemente reforzada. (McCormac y Brown 2011)	36
Figura 2.9	Sección rectangular de concreto armado sometida a flexo compresión. (ICG 2006).....	38
Figura 2.10	Tipo de mecanismo de rótulas plásticas. (ICG 2006)	39
Figura 2.11	Resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos. (E.060 2009)	40
Figura 2.12	Esquema de columna típica. (Elaboración propia)	41
Figura 2.13	Alturas de la columna total y columna corta. (Elaboración propia)	43
Figura 2.14	Esclerómetro ZHEJIANG TUGONG (Captura Propia)	47

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Figura 3.1	Espectro de Pseudo – Aceleraciones para el edificio 1I de la Universidad Nacional de Cajamarca (Elaboración propia)	55
-------------------	---	----

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Figura 4.1	Exterior del Edificio 1I – Facultad de Ciencias de la Salud. UNC	59
Figura 4.2	Derivas de entrepisos en la dirección X	62
Figura 4.3	Derivas de entrepisos en la dirección Y	63
Figura 4.4	Secciones de columnas analizadas.....	67

Figura 4.5	Mecanismo de falla de la edificación	70
Figura 4.6	Pequeña fisura en la columna 2-G, cercana a la ventana - Primer nivel ..	73
Figura 4.7	Fisuras pequeñas presentes en columna del eje 4-F – Primer nivel.....	73
Figura 4.8	Fisura en la columna del eje 1-F – Tercer nivel.....	74
Figura 4.9	Falta de tarrajeo en losa aligerada de primer nivel	74

RESUMEN

La Universidad Nacional de Cajamarca se encuentra ubicada en la zona de peligro sísmico calificada como Muy Severo de acuerdo al estudio realizado por el INDECI en el año 2005, por lo que la presente investigación tiene como objetivo principal “Determinar el grado de Vulnerabilidad Sísmica del edificio “11” de la Universidad Nacional de Cajamarca.”, aplicando la metodología propuesta por el Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno en su tesis doctoral: “Riesgo sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca”, la cual indica evaluar la vulnerabilidad estructural y no estructural de una edificación. Se determinó que el grado de vulnerabilidad del edificio 11 es alto, ya que tiene un comportamiento sísmico inadecuado, el estado actual de la edificación es bueno y el análisis de inestabilidad de tabiques indica que solo algunos son estables ante cargas sísmicas. Al ser el grado de vulnerabilidad alto, la estructura sufrirá daños considerables ante un evento sísmico severo.

Palabras Clave: Vulnerabilidad estructural, Vulnerabilidad no estructural, Comportamiento sísmico, Inestabilidad de tabiques, Análisis sísmico espectral.

ABSTRACT

The National University of Cajamarca is located in the area of seismic hazard classified as Very Severe according to the study carried out by INDECI in 2005, so the present research has as main objective “to determine the degree of seismic vulnerability of the building "11" of the National University of Cajamarca”, using the methodology proposed by Engineer Miguel Angel Mosqueira Moreno in his Doctoral Thesis titled: “Seismic risk in the buildings of the Faculty of Engineering - National University of Cajamarca”, which evaluates the structural and non-structural vulnerability of buildings. It was determined that the vulnerability degree of building “11” is high, because of it has an inadequate seismic behavior. The current state of the building is good and the analysis of partitions instability indicates that just some are stable to seismic loads. Since the vulnerability degree is high, the structure will suffer considerable damage in the face of a severe seismic event.

Key Words: Structural vulnerability, Non-structural vulnerability, Seismic behavior, Instability of masonry partitions, Spectral seismic analysis.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La vulnerabilidad sísmica es el nivel de daño que pueden sufrir las edificaciones realizadas por el hombre durante un sismo y depende de las características del diseño de la edificación, de la calidad de materiales y de la técnica de construcción. (Kuroiwa 2002).

La ocurrencia de un sismo afecta a las diferentes estructuras construidas por el hombre y pone en riesgo la integridad física de sus habitantes, pudiendo generarse pérdidas de vidas humanas además de cuantiosas pérdidas materiales.

El territorio peruano está situado sobre el Cinturón de Fuego Circumpacífico, que es donde ocurre más del 80% de los sismos que afectan al planeta. Casi todos los movimientos sísmicos en nuestro país están relacionados a la subducción de la placa Oceánica de Nazca, que se introduce bajo la placa Continental Sudamericana, a razón de 9cm/año. (Kuroiwa 2002, Mosqueira 2012).

Ante la alta sismicidad se han generado normativas que intentan evitar daños severos en las edificaciones y pérdida de vidas humanas. En 1970, se publicó uno de los primeros Reglamentos Nacionales de Construcción, pero solo hasta 1977 se difunde las normas de diseño sismorresistente, donde se muestra, por primera vez, un mapa de zonificación sísmica del Perú, mapa que ha servido de base para la norma NTE-E030, (MTC, 2003).

Pero a pesar de los avances tecnológicos y las nuevas normativas todavía se incurre en errores de diseño, construcción y otros que aumentan la vulnerabilidad de las edificaciones debido a que en muchos lugares no se aplica adecuadamente la normativa y más aún en edificaciones de gran afluencia de personas como colegios, universidades y hospitales.

Estos errores se han vistos reflejados en los daños que han sufrido este tipo de edificaciones pues en los últimos sismos ocurridos en el Perú entre 1971 y 1980, el 47 % de edificaciones que tuvieron que ser reparados y reforzados corresponden a centros educativos. (Kuroiwa, Pacheco, Pando 2010, & Mosqueira 2012).

La ciudad de Cajamarca se encuentra situada en la Zona Sísmica III y aunque aún no se ha producido la liberación de energía de gran intensidad, existe la probabilidad de que se produzca un sismo de magnitud considerable y con intensidades que varían de severo a destructor.

De acuerdo al Estudio: "Mapa de Peligros de la ciudad de Cajamarca" los niveles de Peligro Sísmico están definidos por las condiciones del sitio dada su geología y por las características del suelo, que determinan las variaciones de intensidad sísmica en el área urbana. (INDECI – PNUD 2002).

En este sentido se puede observar que la Universidad Nacional de Cajamarca está comprendida en la zona de peligro sísmico calificada como Muy Severo de acuerdo al estudio realizado por el INDECI.

El edificio "11" actualmente está al servicio de los alumnos de las facultades de Enfermería y Obstetricia, cuenta con ambientes de oficinas, auditorio y biblioteca; dado que es un edificio de alta concurrencia, se hace necesaria la evaluación de la vulnerabilidad ante la presencia de un sismo severo.

1.2 PROBLEMA

El problema que da origen a la presente investigación se formula así:

¿Cuál es el grado de Vulnerabilidad Sísmica del edificio "11" de la Universidad Nacional de Cajamarca?

1.3 HIPÓTESIS

La Vulnerabilidad Sísmica del edificio “11” de la Universidad Nacional de Cajamarca es alta, de acuerdo a su comportamiento sísmico, estado actual y la inestabilidad de sus tabiques.

1.4 JUSTIFICACIÓN

La presente investigación es importante y se justifica en vista que Cajamarca se encuentra en una zona de peligro sísmico con características geológicas y de suelos que podrían amplificar los efectos de un sismo, por esto es que se la considera en una zona de silencio sísmico.

Como se puede observar en la microzonificación realizada por el INDECI, la Universidad Nacional de Cajamarca se encuentra ubicada en una zona de alta sismicidad y ya que el edificio “11” es frecuentado diariamente por gran cantidad de alumnos, es necesario evaluar el nivel de daño que puede sufrir la edificación y así poder estar prevenidos para poder evitar pérdidas de vidas humanas y económicas durante la ocurrencia de un sismo.

Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, se tendrán en cuenta los componentes estructurales y no estructurales de la edificación.

La información que genere el estudio podrá ser de utilidad para proponer una mejora en el comportamiento sísmico de la edificación en caso de que la investigación determine que éste no es el adecuado, también servirá para orientar a trabajos similares y como material de estudio para los alumnos.

1.5 ALCANCES

En esta investigación se realiza el análisis para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica del edificio “11” de la Universidad Nacional de Cajamarca; el procedimiento se basó en lo propuesto por el Dr. Ing. Miguel Mosqueira Moreno en su tesis doctoral “Riesgo Sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca”, donde

se indica que el grado puede ser alto, medio o bajo y depende del análisis de la vulnerabilidad estructural y no estructural.

La vulnerabilidad estructural depende de parámetros como son el comportamiento sísmico y el estado actual de la edificación en tanto que la vulnerabilidad no estructural depende de la estabilidad de los tabiques.

El análisis del comportamiento sísmico y estabilidad de tabiques se realizaron de acuerdo a los parámetros que se establecen en las normas vigentes en el Perú.

1.6 OBJETIVOS

1.6.1 Objetivo General

Determinar el grado de Vulnerabilidad Sísmica del edificio “11” de la Universidad Nacional de Cajamarca.

1.6.2 Objetivos Específicos

- Determinar el comportamiento sísmico del edificio “11”.
- Evaluar el estado actual del edificio “11”.
- Determinar la inestabilidad de tabiques del edificio “11”
- Determinar la resistencia del concreto presente en los elementos estructurales como son vigas y columnas.

1.7 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

- CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN. Contiene el Contexto y el Problema (Pregunta Principal e Hipótesis), la Justificación, los Alcances de la Investigación y sus Objetivos.
- CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO. Contiene Antecedentes Teóricos de la Investigación, Bases Teóricas y Definición de Términos Básicos.

- CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS. Describe el Procedimiento, el Tratamiento y Análisis de Datos y la Presentación de Resultados.
- CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS. Describe, explica y discute los resultados de la investigación.
- CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.
- ANEXOS.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

Mosqueira (2012) en su tesis doctoral, realizó el estudio de “Riesgo Sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca”, se concluyó que: La Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca, tiene riesgo sísmico alto, debido a la vulnerabilidad sísmica y peligro sísmico altos, ante un sismo severo, la falla típica que se podría producir ante un sismo severo, en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería es, la falla de columna corta, debido a la falta o inadecuada junta de construcción entre tabique – pórtico; la falla típica se podría producir ante un sismo severo en los sistemas estructurales de la Facultad de ingeniería, es una falla frágil e inestable.

Laucata (2013) en su tesis “Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica de las Viviendas Informales en la Ciudad de Trujillo”, concluye que: los materiales utilizados en la construcción de las viviendas encuestadas son de regular a deficiente calidad; la calidad de la mano de obra es regular a mala. Los problemas constructivos en su mayoría son las juntas de construcción mal ubicadas, los malos encofrados y los aceros de refuerzo expuestos. Se encontró una mala distribución de los elementos estructurales en la vivienda. La construcción informal en Trujillo ante un sismo severo podrían colapsar la mayoría de sus viviendas ante un sismo severo. De acuerdo a los resultados obtenidos en los reportes de vulnerabilidad.

Tafur y Narro (2005) en su tesis de grado “Estudio de la vulnerabilidad de viviendas en la ciudad de Cajamarca” concluyeron que: las viviendas presentan una vulnerabilidad sísmica de media a alta, debido a que muchas de ellas presentan problemas estructurales, que podrían afectar adversamente su desempeño ante la ocurrencia de un sismo, trayendo consigo un alto riesgo de pérdidas humanas y materiales; el peligro sísmico a la que están expuestas las viviendas es de medio a alto, debido a la sismicidad, condiciones del suelo y la topografía de la zona; el riesgo sísmico resulta alto, debido a un alto nivel de vulnerabilidad y a un mediano peligro sísmico por tener mayor porcentaje de influencia.

Bolaños (2015) en su tesis de grado “Desempeño Sismorresistente del edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca”, concluye que el desempeño sísmico alcanzado por la estructura en la dirección X como en Y, según la norma E-030, se encuentra en el Nivel Operacional y que las derivas de entrepiso alcanzan valores menores al 0.7%, cumpliendo con lo establecido en la norma E-030.

Orrillo (2014) en su tesis de grado: “Desempeño Sismorresistente del edificio 2H de la Universidad Nacional de Cajamarca”, concluye que las derivas de entrepiso producidas por los niveles de movimiento sísmico filtrados a la estructura, superan a lo contemplado en el código peruano (0.7%); de los datos estimados se tiene que el desempeño estructural es satisfactorio, ya que el daño extensivo y completo es bajo ante sismos raros y muy raros que tienen poca probabilidad de ocurrencia.

Merino (2013) en su tesis de grado: “Nivel de Desempeño Sismorresistente del edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca”, concluye que la estructura alcanza el nivel de desempeño Operacional para todos los sismos con los que se realizó el análisis. Las derivas fueron menores a la deriva máxima para estructuras de concreto armado que propone la Norma E-030.

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1 SISMICIDAD EN PERÚ.

El Perú está comprometido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra, por lo tanto está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales.

La actividad sísmica en el país es el resultado de la interacción de las placas tectónicas de las placas Sudamericana y de Nazca, y de los reajustes que se producen en la corteza como consecuencias de la interacción y la morfología alcanzada.

Desde hace mucho tiempo, se conoce que en el Perú, es una zona de gran actividad sísmica, la sismicidad en el Perú es el resultado de la interacción o fricción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana. Por

tal motivo al Perú se ha dividido en zonas de acuerdo a ciertos parámetros de sitio. (Cárdenas 2008).

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura 2.1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica.

Figura 2.1 Zonas sísmicas.



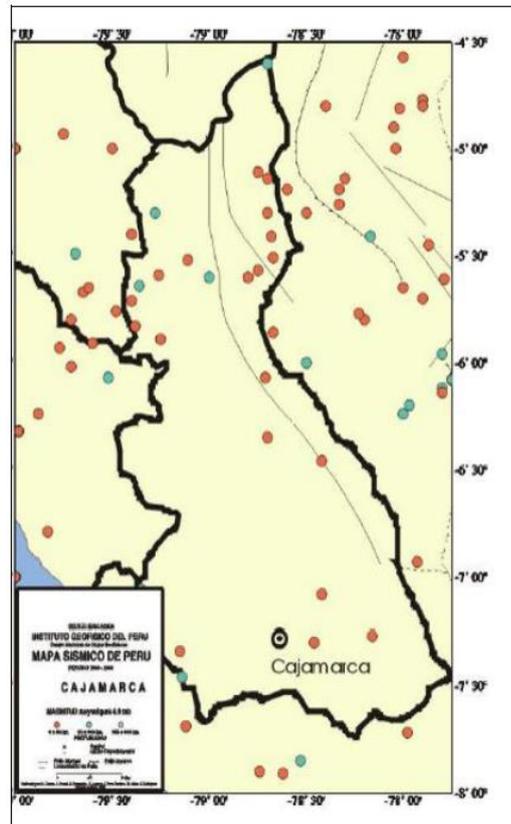
Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente. 2016.

2.2.2 SISMICIDAD EN CAJAMARCA.

En la ciudad de Cajamarca en las últimas décadas no han ocurrido sismos de gran intensidad como se observa en la Figura 2.2, sin embargo, debido a su formación geológica, naturaleza de sus suelos y presencia volcánica, existe una gran probabilidad de ocurrencia de sismos, cuyos

efectos se amplificarían por las características de sus suelos, es por esto que se la considera zona de silencio sísmico. (Mosqueira 2012).

Figura 2.2 Mapa sísmico de Cajamarca.



Fuente: Instituto geofísico del Perú. IGP. 2009

De acuerdo al Mapa de Zonificación Sísmica para el territorio Peruano, la norma E-030 del Reglamento Nacional de Construcciones, la ciudad de Cajamarca está ubicada dentro de la zona de sismicidad III.

El Estudio Mapa de Peligros de la ciudad de Cajamarca elaborado por el Instituto Nacional de Defensa Civil en el marco del convenio INDECI – PNUD-PER/02/051, ha identificado cuatro zonas sísmicas en función al análisis de las variables de aceleración, amplificación de ondas, factor de sitio y tiempo de recurrencia, determinando las variaciones de intensidades sísmicas en el área urbana de la ciudad. (INDECI – PNUD 2005).

- **Nivel Severo:**

Esta zona presenta suelos lagunares, compuestos principalmente por arcillas plásticas y arcillas limosas, con contenidos de humedad relativamente altos, debido a la proximidad con un nivel freático alto.

Son en su mayoría suelos expansibles en grandes proporciones, con altas aceleraciones sísmicas. (INDECI – PNUD 2005).

Este nivel de peligro se ubica al Este de la ciudad, comprometiendo los AA.HH. José Gálvez, FONAVI II, Horacio Zevallos, Hoyos Rubio, San Luís, La Argentina, El Tallo, Villa Universitaria, Alan Perú. Además se encuentran comprometidos parte de los AA.HH. Santa Elena El Junco, La Alameda, 22 de Octubre, Mollepampa, San Martín y la ciudad Universitaria. Dentro de esta clasificación se encuentra la Fundación por los Niños del Perú, el Hospital de Apoyo ESSALUD N° 2, la **Universidad Nacional de Cajamarca**, Gobierno Regional de Cajamarca, el PRONAA y parte del asilo de Ancianos. (INDECI – PNUD 2005).

- **Nivel Moderado:**

Esta zona se caracteriza por presentar suelos aluviales con aceleraciones sísmicas altas. Otro fenómeno que se puede presentar en este sector, es la probabilidad de asentamientos diferenciales parciales por la presencia de suelos expansivos, ante la presencia de un sismo de gran magnitud. (INDECI – PNUD 2005).

Dentro de esta clasificación se encuentra gran porcentaje de la ciudad, comprometiendo los AA.HH. 22 de Octubre, María Parado de Bellido, San José, San Pedro, La Merced, Santa Apolonia, San Sebastián, La Colmena, Dos de Mayo, Pueblo Nuevo, Amauta, San Antonio, Acomarca, Ramón Castilla, Cajamarca, Pueblo Libre, José Olaya, Magna Vallejo, Santa Elena El Junco, Pilar Nores de García, Víctor Raúl Haya de la Torre, La Florida,

Miraflores, Aranjuez, San Martín de Porres, Mollepampa, zona de expansión Urbana y el Condominio Los Eucaliptos. (INDECI – PNUD 2005).

Dentro de este nivel de peligro se concentra la mayor cantidad de las actividades cívico administrativas y de servicios, entre las que se encuentran el Hospital ESSALUD N° 1, el reservorio Lucmacucho Alto, el asilo de ancianos, Mercado Central, Mercado San Sebastián, la Catedral, Iglesias San Francisco, La Recoleta, Complejo Belén, Cementerio General, los estadios Municipal y Héroes de San Ramón, la Cia. De bomberos N° 59 y los centros educativos Divino Maestro, Juan XXIII y Santa Teresita. (INDECI – PNUD 2005).

- **Nivel Menor:**

Esta zona se caracteriza por presentar un suelo compuesto predominante por depósitos de roca, con bajas aceleraciones sísmicas y capacidad portante media. (INDECI – PNUD 2005).

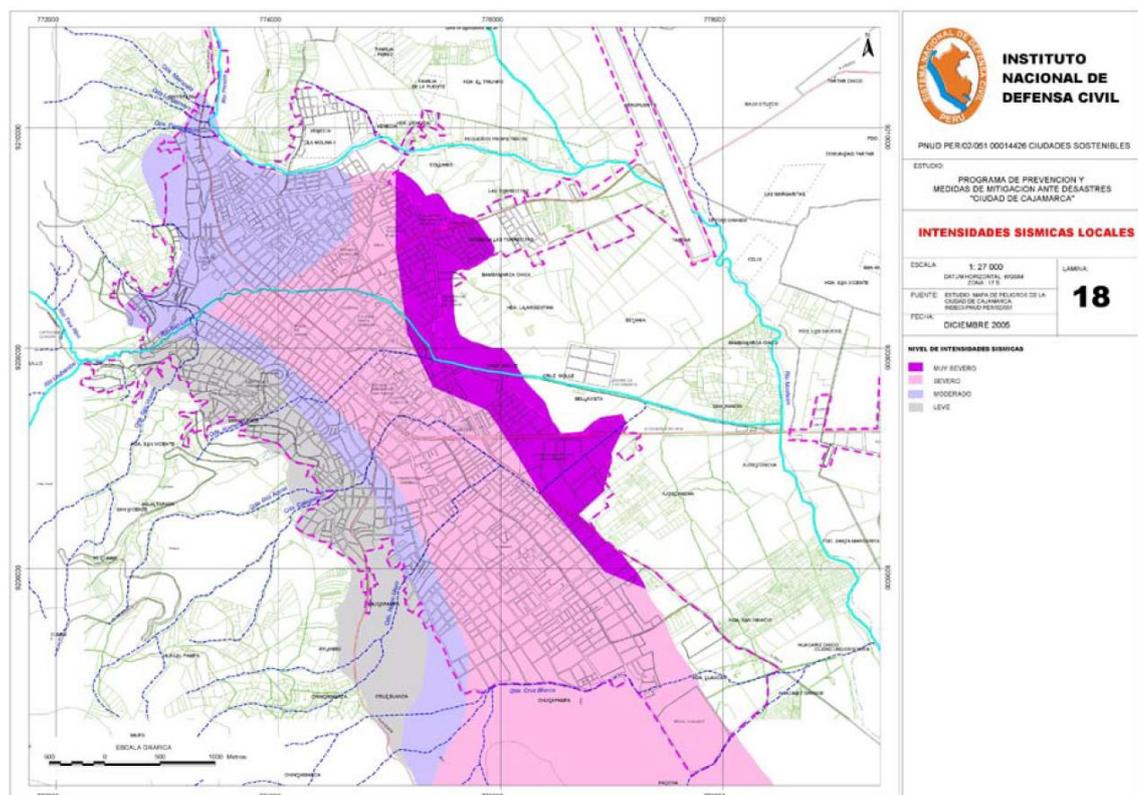
Este nivel de peligro se presenta en la zona Norte, Noroeste y Suroeste de la ciudad. Norte de la ciudad: compromete los AA.HH. Zamana Cruz, Chontapaccha, San José, Moyopata, Moyopata Chica, Santa Rosa, Las Orquídeas, Los Jardines, Alan Perú, José Sabogal, Las Margaritas, Cahuide, Túpac Amaru, José Carlos Mariátegui, El Imperio, La Perlita, El Bosque, Acomarca y parte del AH. 22 de Octubre. Noroeste y Suroeste de la ciudad: Dentro de este nivel se encuentra una franja de la ciudad comprendida entre la zona de Peligro Moderado y Peligro Leve, está delimitada por una poligonal que conforman las calles Huánuco, Desamparados, Prolongación Huánuco, Garcilaso de la Vega, Alfonso Ugarte, Túpac Amaru Jr. Sullana, Av. Perú y José Olaya, para luego continuar siguiendo el eje de la prolongación Alfonso Ugarte con dirección Suroeste hacia el sector La Tumpuna. En su recorrido compromete parte de los AA.HH. San Pedro, Cumbemayo, Santa Apolonia, San Sebastián, Nueve de Octubre, Santa Elena y Turpuna. (INDECI – PNUD 2005).

- **Nivel Leve:**

Esta zona presenta un suelo compuesto predominante por materiales de origen volcánico, con depósitos de roca y gravas muy densas, presenta bajas aceleraciones sísmicas y alta capacidad portante; se localiza al Oeste de la ciudad, sobre las laderas de los cerros que bordean la misma. (INDECI – PNUD 2005).

Dentro de esta calificación se encuentran los AA.HH. Urubamba, San Vicente, Cumbe Mayo, Delta, La Esperanza Alta, Pachacutec, El Estanco, Vista Bella, Bellavista, Santa Elena, Calispuquio y parte de la zona de la Turpuna. Compromete la Planta de Tratamiento Santa Apolonia, los reservorios Santa Apolonia y La Esperanza, los Centros de Salud, Pachacutec y La Tulpuna, la posta de salud del Barrio San Vicente, el CE. Corazón de María y el CEI. Miguel de Cervantes. (INDECI – PNUD 2005).

Figura 2.3 Intensidades sísmicas locales.



Fuente: PNUD - INDECI, 2005

2.2.3 VULNERABILIDAD SÍSMICA.

Se denomina vulnerabilidad al grado de daño que sufre una estructura debido a un evento sísmico de determinadas características.

Se debe de tener en cuenta que la vulnerabilidad sísmica de una estructura es una propiedad intrínseca a sí misma, y, además, es independiente de la peligrosidad del lugar ya que se ha observado en sismos anteriores que edificaciones de un tipo estructural similar sufren daños diferentes, teniendo en cuenta que se encuentran en la misma zona sísmica. En otras palabras una estructura puede ser vulnerable, pero no estar en riesgo si no se encuentra en un lugar con un determinado peligro sísmico o amenaza sísmica. (Vizconde 2004).

Figura 2.4 Factores de Vulnerabilidad.



Fuente: CENEPRED, 2014.

2.2.3.1. FACTORES DE LA VULNERABILIDAD: EXPOSICIÓN, FRAGILIDAD Y RESILIENCIA.

A. Exposición:

La Exposición, está referida a las decisiones y prácticas que ubican al ser humano y sus medios de vida en la zona de impacto de un peligro. La exposición se genera por una relación no apropiada con el ambiente, que se

puede deber a procesos no planificados de crecimiento demográfico, a un proceso migratorio desordenado, al proceso de urbanización sin un adecuado manejo del territorio y/o a políticas de desarrollo económico no sostenibles. A mayor exposición, mayor vulnerabilidad. (CENEPRED 2014)

Figura 2.5 Construcciones expuestas.



Fuente: CENEPRED, 2014.

B. Fragilidad

La Fragilidad, está referida a las condiciones de desventaja o debilidad relativa del ser humano y sus medios de vida frente a un peligro. En general, está centrada en las condiciones físicas de una comunidad o sociedad y es de origen interno, por ejemplo: formas de construcción, no seguimiento de normativa vigente sobre construcción y/o materiales, entre otros. A mayor fragilidad, mayor vulnerabilidad. (CENEPRED 2014)

C. Resiliencia

La Resiliencia, está referida al nivel de asimilación o capacidad de recuperación del ser humano y sus medios de vida frente a la ocurrencia de un peligro. Está asociada a condiciones sociales y de organización de la población. A mayor resiliencia, menor vulnerabilidad. (CENEPRED 2014)

Figura 2.6 Organización de Instituciones educativas ante la ocurrencia de sismos de gran magnitud.



Fuente: CENEPRED, 2014.

2.2.3.2. CLASES DE VULNERABILIDAD SÍSMICA.

2.2.3.2.1. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL.

Se refiere a la susceptibilidad que la estructura presenta frente a posibles daños en aquellas partes que lo mantienen al edificio en pie ante un sismo intenso. Esto incluye cimientos, columnas, muros, vigas y losas.

La ductilidad y redundancia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados por el diseño. El daño severo o colapso de muchas estructuras durante sismos importantes es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente. (OPS 2004).

A causa de sismos fuertes es común que se presenten daños estructurales en columnas, tales como grietas diagonales causadas por cortante y/o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de flexocompresión. En vigas, se presentan grietas diagonales y rotura de estribos a causa de cortante y/o torsión, grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por la flexión que

impone el sismo arriba y abajo de la sección como resultado de las cargas alternadas. (OPS 2004).

Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-columna (nudos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco desarrollo del mismo y/o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión. (OPS 2004).

En las losas se pueden presentar grietas por punzonamiento alrededor de las columnas y grietas longitudinales a lo largo de la placa debido a la excesiva demanda por flexión que en ciertas circunstancias puede imponer el sismo. (OPS 2004).

2.2.3.2.2. VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL.

Un edificio puede quedar en pie luego de un desastre y quedar inhabilitado debido a danos no estructurales.

Los elementos no estructurales se pueden clasificar en las siguientes tres categorías: elementos arquitectónicos, equipos y mobiliarios, e instalaciones básicas. (OPS 2004).

- *Los elementos arquitectónicos:* incluyen componentes como muros exteriores no portantes, paredes divisorias, sistemas de tabiques interiores, ventanas, cielo rasos, sistema de alumbrados, etc. (OPS 2004).
- *Los equipos y mobiliarios:* incluyen elementos como equipo médico, equipo industrial mecánico, muebles de oficina, recipientes de medicamentos, etc. (OPS 2004).

Las instalaciones básicas incluyen los sistemas de abastecimiento de servicio tales como electricidad, agua, gases médicos, vapor, vacío, comunicaciones internas y externas, etc. (Vizconde 2004).

Se considera que los elementos no estructurales son sensibles a las deformaciones si se ven afectados por la deformación de la estructura principal, determinada por la deriva, entendiéndose en general como deriva el

desplazamiento lateral relativo entre los pisos. Dentro de esta categoría, por ejemplo, se encuentran las divisiones u otros elementos no estructurales conectados de piso a piso o entre muros estructurales o columnas. Cuando no hay interacción directa por deformación entre el elemento no estructural y la estructura, el elemento no estructural es considerado como sensible a la aceleración, como es el caso de un equipo mecánico en algún piso del edificio, ya que a medida que se ubique en pisos más altos, debido al comportamiento y el desplazamiento estructural, mayor será la aceleración y, por lo tanto, mayor será la fuerza a la que se verá sometido ante la vibración sísmica. (OPS 2004).

2.2.3.2.3. VULNERABILIDAD FUNCIONAL.

Un estudio de la vulnerabilidad funcional busca determinar la susceptibilidad a sufrir un “colapso funcional” como consecuencia de un sismo. Esto es sólo visible en el momento en que ocurre una emergencia. (Vizconde 2004).

Para determinar la vulnerabilidad funcional, se evalúa lo referente a la infraestructura. En primer lugar, el sistema de suministro de agua y de energía eléctrica, que son las partes más vulnerables. También son afectadas por los sismos las tuberías de alcantarillado, gas y combustibles, para lo cual se realizan investigaciones sobre su resistencia y flexibilidad. (Vizconde 2004).

Estos aspectos funcionales incluyen también un análisis detallado de las áreas externas, vías de acceso a exteriores y su conexión con el resto de la ciudad; las interrelaciones, circulaciones primarias y secundarias, privadas y públicas y los accesos generales y particulares. Se analiza la posibilidad de inutilización de ascensores, acumulación de escombros en escaleras y pasillos, como así también el atascamiento de puertas. (Vizconde 2004).

2.2.4. MÉTODOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA.

Actualmente existen distintos tipos de evaluación de vulnerabilidad para diversas estructuras existentes. Estos métodos de análisis pueden clasificarse de una manera general como cuantitativos y cualitativos (Cárdenas 2008).

2.2.4.1. MÉTODOS CUALITATIVOS: utilizan características generales de la estructura para calificarla. Generalmente están asociados a índices globales que han sido calibrados con la experiencia de estructuras existentes, que permiten identificar el riesgo en términos generales y en algunos casos el nivel de daño. Este tipo de métodos se caracterizan por ser (Cárdenas 2008):

- Métodos de evaluación rápida.
- Sirven para edificaciones diversas.
- Seleccionan algunas edificaciones que necesitan un análisis más detallado.
- Se usan para una evaluación masiva de edificios con fines de cuantificación de riesgo sísmico.
- A algunos de estos métodos se los deben considerar como un primer nivel de evaluación y base para una evaluación analítica.

Entre estos métodos se encuentran:

- El método del Ministerio de Construcción del Japón.
- El método Mexicano de evaluación diseñado por J. Iglesias "Evaluación de la capacidad sísmica de edificios en la ciudad de México" por la Secretaria de Obras.
- El método ATC-21.

2.2.4.2. MÉTODOS CUANTITATIVOS: o también llamados analíticos se basan típicamente en procedimientos de análisis y diseño antisísmico recomendados por las normas modernas; estos diferencian el material constituyente de la estructura, ya que su objetivo principal es predecir su posible comportamiento, es así como se diferencian métodos de evaluación de estructuras de concreto reforzado, mampostería, mampostería confinada etc.

Son métodos que en base a evaluaciones aproximadas estiman esfuerzos y deformaciones. (Cárdenas 2008).

Entre estos métodos se encuentran:

- Método Japonés de la norma sísmica.
- El método del Dr. Hirosawa, M. "Evaluation of Seismic Safety and Guidelines on Seismic Retrofitting Design of Existing Reinforced Concrete Buildings".
- Métodos de evaluación de la Energía.
- Método del Dr. Akiyama para edificios de acero, H., Earthquake – Resistant Limit – State Design for Building. Tokyo. 1985

A continuación se presentaran algunos de los métodos más usados:

2.2.4.2.1. Método Japonés, o metodología Indicial de Hirosawa.

El método propuesto por Hirosawa es utilizado oficialmente en el Ministerio de Construcción del Japón en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de hormigón armado. El método recomienda tres niveles de evaluación, que van de lo simple a lo detallado, y se basa en el análisis del comportamiento sísmico de cada piso del edificio en las direcciones principales de la planta.

El método fue propuesto originalmente para ser utilizado en edificios de concreto armado de altura media existentes o dañados, del orden de seis a ocho pisos estructurados con muros o pórticos. En estudios más recientes el método se ha aplicado a edificios mixtos de concreto armado y albañilería.

La estimación de la vulnerabilidad se realiza mediante un cálculo del índice (I_s), que representa el comportamiento global de un entrepiso. La vulnerabilidad se establece considerando (Cárdenas 2008):

Si $I_s \geq I_{s0}$ se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.

Si $I_s < I_{s0}$ se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico, y por lo tanto se considera como inseguro.

El cálculo del índice I_s , depende de cuatro factores que se evalúan a partir de las características de la estructura, mediante la siguiente ecuación (Cárdenas 2008):

$$I_s = E_o * S_D * T * G \quad \dots (1)$$

Donde:

E_o = Subíndice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D = Subíndice de configuración estructural.

T = Subíndice del deterioro de la edificación.

G = Subíndice sísmico del movimiento del terreno.

Para el índice I_{so} , representa un umbral de resistencia, el cual se evalúa mediante la siguiente ecuación:

$$I_{so} = E_{so} * Z * G * U \quad \dots (2)$$

Donde:

E_{so} = Resistencia básica requerida.

Z = Factor de zona sísmica, el valor depende del peligro sísmico donde se encuentra la estructura.

G = Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.

U = Factor de importancia del edificio por el uso.

El inconveniente de esta metodología es que utiliza la normativa japonesa, cuyos coeficientes difieren de nuestra norma peruana, tan solo por dar un ejemplo el factor de zona sísmica en el reglamento nacional de edificaciones, Norma Técnica de Edificaciones NTE-030, de diseño sismo resistente, el factor Z puede tomar los valores de 0,4; 0,3 o 0,15 dependiendo de la zona sísmica, en cambio en la normativa japonesa toma valores mayores a 0,5 pero menores a 1. (Mosqueira 2012).

2.2.4.2.2. Método de Benedetti y Petrini (Método Italiano-1982)

Método propuesto por estos autores consideran once parámetros para evaluar la vulnerabilidad de edificaciones de mampostería no reforzada y edificaciones de concreto armado desarrollados a partir de los daños de edificios.

Los parámetros de mampostería no reforzada son: 1) organización del sistema resistente; 2) calidad del sistema resistente; 3) resistencia convencional; 4) influencia de la cimentación; 5) elementos horizontales; 6) configuración en planta; 7) configuración en elevación; 8) separación máxima entre muros; 9) tipo de cubierta; 10) elementos no estructurales; y 11) estado de conservación.

En el caso de edificios de concreto armado, los parámetros 8) y 9) cambian por los siguientes: 8) conexión entre elementos; 9) elementos de baja ductilidad.

Los parámetros están en función de la escala numérica, en la cual se le asigna una calificación K_i a cada valor de la escala de gradación, desde A hasta D, donde A es óptimo y D es pésimo (Ver tabla N° 5.1). Una vez obtenidas las calificaciones (A, B, C, D), de cada uno de los parámetros analizados, estas son afectadas por un factor de peso.

A partir de los valores obtenidos, se considera la vulnerabilidad global de la edificación mediante una suma ponderada, este valor se le conoce como índice de vulnerabilidad (I_v) según la expresión (Cárdenas 2008):

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i \quad \dots (3)$$

Donde:

K_i es la calificación asignada y W_i es el coeficiente de peso, I_v índice de vulnerabilidad.

Tabla 2.1 Escala de Vulnerabilidad de Benedetti y Petrini.

Parámetros	Clase K_i				Peso W_i
	A	B	C	D	
1. Organización del sistema resistente.	0	5	20	45	1.00
2. Calidad del sistema resistente.	0	5	25	45	0.25
3. Resistencia convencional.	0	5	25	45	1.50
4. Posición del edificio y cimentación.	0	5	25	45	0.75
5. Diafragmas horizontales.	0	5	15	45	1.00
6. Configuración en planta.	0	5	25	45	0.50
7. Configuración en elevación.	0	5	25	45	1.00
8. Distancia entre muros.	0	5	25	45	0.25
9. Tipo de cubierta.	0	15	25	45	1.00
10. Elementos no estructurales.	0	0	25	45	0.25
11. Estado de conservación.	0	5	25	45	1.00

Fuente: Cárdenas. 2008.

Los valores de vulnerabilidad obtenidos como resultado de la calificación, está comprendida en un rango de valores entre 0 y 382.5, obteniendo un rango de variación ($0 < I_v < 100$). Por otra parte, los valores para la calificación de la vulnerabilidad de edificaciones de concreto armado toman valores de 0 hasta 85 según la ecuación (Cárdenas 2008):

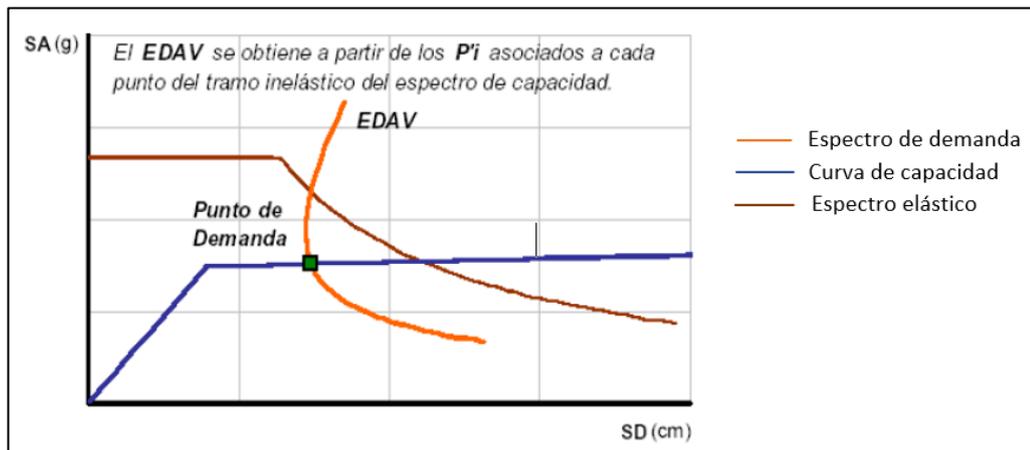
$$I_v = 10 \left[\frac{(\sum_{i=1}^{11} K_i W_i)}{4} \right] \quad \dots (4)$$

A partir del índice de la vulnerabilidad se puede estimar el nivel de daño que puede sufrir una edificación en función de la aceleración del terreno. El daño es expresado es una escala ($0 < d < 1$) que representa el porcentaje de daño que sufre la edificación, por ejemplo valores entre (0.8 – 1.0) son equivalentes al colapso de la edificación. (Cárdenas 2008).

2.2.4.2.3. Método basado en la comparación de la demanda sísmica versus la resistencia sísmica, también llamada nivel de desempeño.

Este método permite evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones escolares según la propuesta del comité VISION 2000 o del Applied Technology Council (ATC-40). El método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado. (Mosqueira 2012).

Figura 2.7 Punto de desempeño de una edificación.



Fuente: Fernández, 2006

Para determinar el espectro de la demanda sísmica, lo realiza para diferentes tipos de sismos, teniendo en cuenta su probabilidad de excedencia.

Tabla 2.2 Movimiento sísmico de diseño.

Movimiento sísmico de diseño.	Intervalo de ocurrencia.	Probabilidad de excedencia.
Frecuente.	43 años.	50% en 30 años.
Ocasional.	72 años.	50% en 50 años.
Raro.	475 años.	10% en 50 años.
Muy raro.	950 años.	10% en 100 años.

Fuente: VISION. 2000.

En este método se relaciona el nivel de daño y el desempeño a través de la siguiente tabla.

Tabla 2.3 Estado de posibles daños y niveles de desempeño.

Estado de daño.	Nivel de Desempeño.	Características principales.
Despreciable.	Totalmente operacional.	Daño estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero.	Operacional.	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado.	Seguridad.	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Severo.	Pre-colapso.	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo.	Colapso.	Colapso estructural.

Fuente: VISION. 2000.

El inconveniente de esta metodología es que utiliza la normativa estadounidense, la cual no se logra ajustar al Reglamento Nacional de Edificaciones ni menos a la realidad peruana. Tan solo para dar un ejemplo, la normativa Norteamérica en el diseño de los elementos de concreto utiliza diferentes factores de amplificación de carga y factores de reducción de resistencia, además de tener diferentes zonificación sísmicas. (Mosqueira 2012).

2.2.4.2.4. Metodología propuesta por el Dr. Ing. Miguel Mosqueira Moreno para analizar el riesgo sísmico de edificaciones aporticadas en función de la vulnerabilidad y peligro sísmico. (2012).

Esta metodología nos permite predecir cuál será el comportamiento de la edificación ante un sismo severo, se basa en la ecuación propuesta por Kuroiwa (2002), dicha ecuación fue fundamentada y aplicada para edificaciones de albañilería confinada por Mosqueira y Tarque (2005) y permite calcular de manera numérica la vulnerabilidad, peligro y riesgo sísmico, para luego asignarle una calificación de buena, regular o mala. Se adaptó dicha metodología a edificaciones de tipo aporticadas, principalmente en el aspecto referente al comportamiento estructural, pues las edificaciones aporticadas se comportan y tienen diferentes elementos estructurales resistentes que las edificaciones de albañilería confinada. (Mosqueira 2012)

$$\text{Riesgo sísmico} = 0.5 * \text{Peligro sísmico} + 0.5 * \text{Vulnerabilidad Sísmica} \quad \dots (5)$$

2.2.5. COMPORTAMIENTO SÍSMICO.

2.2.5.1. ANÁLISIS SÍSMICO ESPECTRAL.

A. Aceleración Espectral.

Para simular el sismo, la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 – 2016 permite hacerlo a través de un espectro de pseudo aceleración.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad \dots (6)$$

Dónde:

S_a = Aceleración espectral.

Z = Factor de zona. (Tabla 2.6)

U = Factor de uso. (Tabla 2.7)

S = Factor de suelo. (Tabla 2.8)

C = Factor de amplificación sísmica.

R = Coeficiente de reducción de fuerza sísmica. (Tabla 2.10)

g = aceleración de gravedad.

B. Factor de zona.

Este factor se asigna de acuerdo a la zona sísmica en la que se ubica la edificación.

Se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. (NTE E.030 2016)

Tabla 2.4 Factores de zona.

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente. 2016

C. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Tabla 2.5 Factores de uso.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	1.5
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de	

	<p>bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</p> <p>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</p> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como colegios, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	
B Edificaciones Importantes.	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.</p> <p>También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1.3
C Edificaciones Comunes	<p>Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.</p>	1.0
D Edificaciones Temporales	<p>Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.</p>	

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente. 2016.

D. Factor de suelo.

Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. (Mosqueira 2012)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y los periodos T_P y T_L dados en las Tablas 2.8 y 2.9.

Tabla 2.6 Factores de suelo.

FACTOR "S"				
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente. 2016.

Tabla 2.7 Periodo "TP" y "TL".

	Periodo "TP" y "TL"			
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente. 2016.

E. Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones: (NTE E.030 2016)

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

$$T_P > T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \quad \dots (7)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P T_L}{T^2} \right)$$

Dónde:

T_p = Periodo de vibración del suelo.

T = Periodo de la estructura.

F. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R_0)

Tabla 2.8 Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente. 2016.

G. Criterios de Combinación.

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo. (Norma E.0.30 2016)

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \quad \dots (8)$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Y los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1+\lambda^2) + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \dots (9)$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión. (Norma E.0.30 2016)

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad \dots (10)$$

2.2.5.2. DERIVAS DE ENTREPISO.

Con el fin de controlar el daño, los códigos de diseño sismorresistente han considerado necesario contar con límites máximos para los desplazamientos laterales y con procedimientos adecuados para estimar dichas deflexiones. Un parámetro muy utilizado es la llamada deriva de entrepiso, cuyo valor máximo depende de muchos factores como el material estructural, el tipo de sistema estructural para cargas laterales, el nivel de carga axial presente en el entrepiso, el nivel de detallado de los elementos estructurales, y el nivel de daño que se esté dispuesto a aceptar en la estructura. (Andrade 2004)

Para cumplir con el objetivo de evitar daños no estructurales ante sismos moderados, la mayoría de los códigos requieren que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro de límites admisibles. Se usan desplazamientos que se calculan para el sismo severo, y se comparan con desplazamientos admisibles que son muy superiores a los que ocasionan daño no estructural. Por ejemplo la Norma Peruana E.030 acepta

desplazamientos relativos de entrepiso de 0.007 veces la altura del mismo entrepiso, para edificaciones de concreto armado. Estas deformaciones son del orden de 3.5 veces mayores que las que son suficientes para iniciar daños en elementos no estructurales de albañilería. Eso implica que sólo se pretende evitar daño no estructural para sismos del orden de poco menos de un tercio de la intensidad del sismo de diseño. (Andrade 2004)

A. Procedimiento de Cálculo de la Deriva

El desplazamiento lateral relativo es la diferencia de los desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, producidos por la aplicación sobre la estructura de las solicitaciones sísmicas y se determina como (Andrade 2004):

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1} \quad \dots (11)$$

Donde:

Δ_i : Desplazamiento lateral relativo del nivel i .

δ_i, δ_{i-1} : Desplazamientos laterales en los niveles i e $i-1$, respectivamente.

a) Distorsión o deriva de entrepiso:

$$\Delta = \Delta_i / h_{ei} \quad \dots (12)$$

Donde:

h_{ei} : Altura del entrepiso i .

b) Desplazamientos Laterales Relativos Permisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla 2.11.

Tabla 2.9 Límites para la distorsión del entrepiso.

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente. 2016.

2.2.5.3. COMPORTAMIENTO DE VIGAS.

A. Cargas a las que se someten las vigas.

De acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones NTE-060, de Concreto Armado, se tienen combinaciones de cargas propuestas con las cuales se genera una envolvente con los valores máximos positivos y negativos de las fuerzas internas que se generan. (Mosqueira 2012)

$$M_u = 1.4 M_{CM} + 1.7 M_{CV}$$

$$M_u = 1.25 (M_{CM} + M_{CV}) \pm M_{CS} \quad \dots (13) \quad \text{NTE E.060 2009}$$

$$M_u = 0.9 M_{CM} \pm M_{CS}$$

Donde:

M_{CM} = Momento actuante por carga muerta.

M_{CV} = Momento actuante por carga viva.

M_{CS} = Momento actuante por carga de sismo.

M_U = Momento último actuante.

B. Cálculo de Momento Nominal Resistente de la sección:

Inicialmente se supone que el esfuerzo en el acero de compresión corresponde a la fluencia ($f'_s = f_y$). De la Figura 2.8, sumando las fuerzas

horizontalmente en el diagrama de fuerzas y sustituyendo $\beta_1 c$ en lugar de a conduce a: (McCormac y Brown 2011)

$$A_s f_y = 0.85 f'_c b \beta_1 c + A'_s f_y \quad \dots (14)$$

$$c = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c \beta_1} \quad \dots (15)$$

$$a = 0.85(c) \quad \dots (16)$$

Donde:

- f'_c = Resistencia a compresión del concreto.
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.
- A_s = Acero en tracción.
- A'_s = Acero en compresión.
- b = Ancho de la sección.
- a = Altura del bloque en compresión.

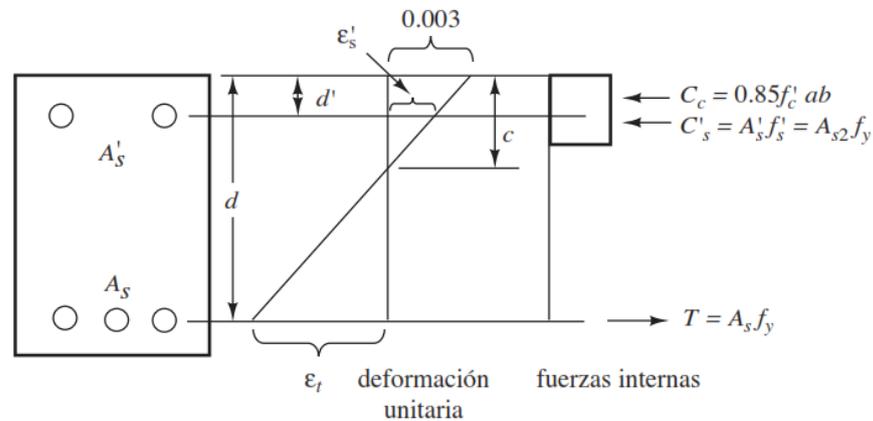
Haciendo referencia al diagrama de deformaciones unitarias de la Figura 2.8, a partir de triángulos semejantes

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} 0.003 \quad \dots (17)$$

Si la deformación unitaria en el acero en compresión, $\epsilon'_s > \epsilon_y = f_y/E_s$, la hipótesis es válida y f'_s corresponde a la fluencia, f_y . Si $\epsilon'_s < \epsilon_y$, el acero en compresión no está fluyendo y el valor de c calculado arriba no es correcto. Debe escribirse una nueva ecuación de equilibrio que suponga que $f'_s < f_y$. (McCormac y Brown 2011)

$$A_s f_y = 0.85 f'_c \beta_1 c b + A'_s \left(\frac{c - d'}{c} \right) (0.003) E_s \quad \dots (18)$$

Figura 2.8 Fuerzas y deformaciones unitarias internas para una viga rectangular doblemente reforzada.



Fuente: "Diseño de Concreto Reforzado". McCormac y Brown 2011.

$$A_{s1} = A_s - A_{s2} \quad \dots (19)$$

$$A_{s2} = \frac{A'_s f'_s}{f_y} \quad \dots (20)$$

Luego la resistencia por momento de diseño es: (McCormac y Brown 2011)

$$\phi M_n = \phi \left[A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \right] \quad \dots (21)$$

Donde:

- Mn = Momento nominal resistente.
- f's = Esfuerzo del acero en compresión.
- As = Acero en tracción.
- A's = Acero en compresión.
- d = Peralte efectivo.
- d' = Peralte efectivo del acero en compresión.

C. Verificación de la resistencia adecuada de las vigas.

Para determinar si las secciones de las vigas existentes son las adecuadas se utiliza la fórmula propuesta en la NTE-060, (MTC - 2009).

$$M_n \geq \frac{M_u}{0.9} \quad \dots (22)$$

Donde:

M_n	=	Momento nominal resistente.
$0.9 M_n$	=	Momento último resistente.
M_u	=	Momento último actuante.

Luego se concluye en las siguientes relaciones:

- Si $0.9 M_n \geq M_u$, la sección de la viga es adecuada.
- Si $0.9 M_n < M_u$, la sección de la viga es inadecuada.

2.2.5.4. COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS.

A. Cálculo de la cantidad necesaria de acero en columnas.

El área de acero necesario sin considerar cargas de sismo se encuentra de acuerdo con lo propuesto por el reglamento nacional de edificaciones NTE-060 para elementos con estribos sometidos a compresión con carga excéntrica, de la siguiente ecuación se despeja el A_{st} . (Mosqueira 2012).

$$\phi P_n = 0.8\phi [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \quad \dots (23)$$

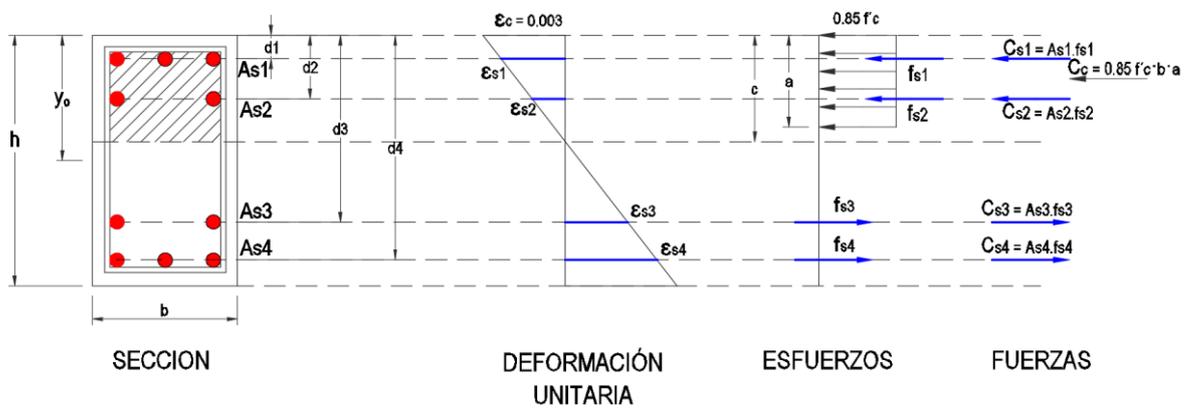
Donde:

ϕP_n	=	Resistencia de diseño.
f'_c	=	Esfuerzo del concreto a compresión.
f_y	=	Esfuerzo de fluencia del acero.
A_g	=	Área de la sección transversal.
A_{st}	=	Área total del refuerzo en una sección (Acero necesario)

Para el cálculo del acero requerido considerando los efectos de sismo, se utiliza lo propuesto en el reglamento nacional de construcción para elementos sometidos a flexo compresión (Figura 2.9) y flexión biaxial, en la cual se determina el acero requerido mediante el uso de diagramas de iteración y ábacos. (Mosqueira 2012).

En la figura se muestra las deformaciones y fuerzas para cada capa de acero presente en la sección de la columna.

Figura 2.9 Sección rectangular de concreto armado sometida a flexo compresión.



Fuente: "Diseño en Concreto Armado". ICG. Lima, Perú. 2006

B. Cálculo de la cantidad existente de acero en columnas.

Para el cálculo del acero existente en las columnas se tiene en cuenta los diámetros de las barras de acero presentes en la sección.

Tabla 2.10 Barras de acero de refuerzo.

Nº	Diámetro (ϕ) pulg.	Área (cm ²)
2	1/4"	0.32
3	3/8"	0.71
4	1/2"	1.29
5	5/8"	1.99
6	3/4"	2.84
8	1"	5.1

Fuente: Catálogo "Barras de Construcción" SIDERPERU.

C. Verificación de la cantidad de acero adecuada de las columnas.

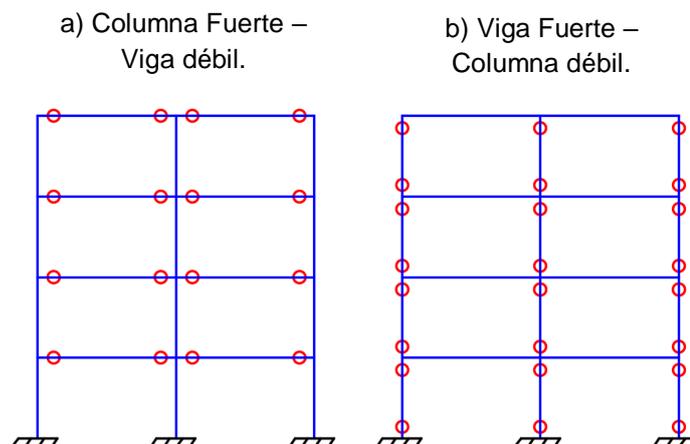
Luego de haber analizado las cantidades de acero existente y necesario se puede concluir:

- Si $Acero\ necesario \leq Acero\ existente$, la sección de concreto armado de la columna es adecuada.
- Si $Acero\ necesario > Acero\ existente$, la sección de concreto armado de la columna es inadecuada.

2.2.5.5. FALLA FRÁGIL EN EDIFICACIONES.

Es importante determinar en qué elementos se produce la falla inicial, pues si las fallas se dan en las columnas esto generará una falla frágil del sistema estructural generando inestabilidad que conlleva al colapso; si las fallas se dan en las vigas, el sistema estructural tiene una falla de tipo dúctil y la estructura se mantiene estable pudiendo repararse. (Mosqueira 2012).

Figura 2.10 Tipo de mecanismo de rótulas plásticas.



Fuente: "Diseño en Concreto Armado". ICG. Lima, Perú. 2006.

A. Resistencia mínima a flexión de las columnas.

Las resistencias a flexión de las columnas en las caras de los nudos deben satisfacer la ecuación: (NTE E.060 2009)

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv} \quad \dots (24)$$

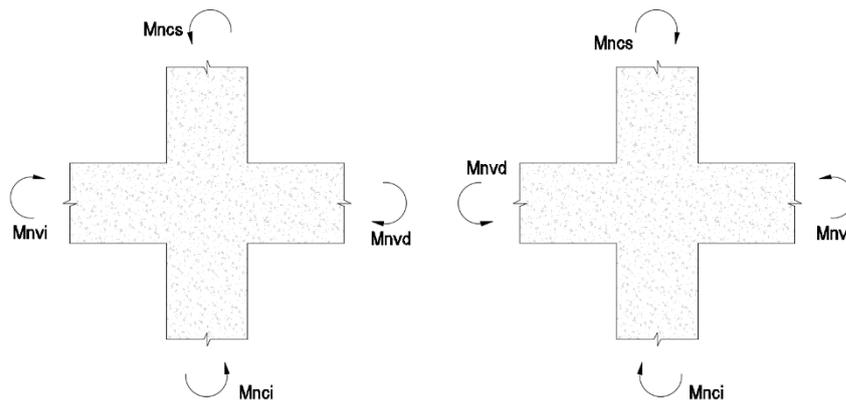
Donde:

$\sum M_{nc}$ = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

$\sum M_{nv}$ = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de las vigas. Debe satisfacerse la ecuación anterior para momentos en las vigas actuando en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

Figura 2.11 Resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos.



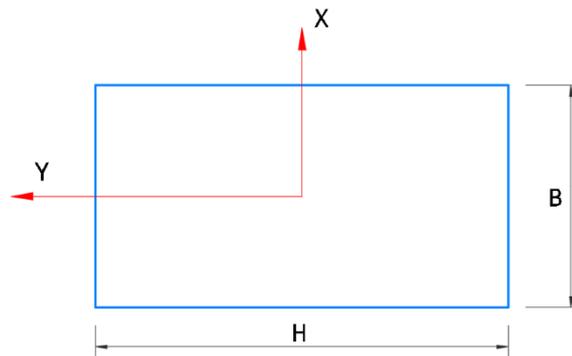
$$M_{nci} + M_{ncs} \geq 1.2(M_{nvi} + M_{nvd})$$

Fuente: RNE E.060 Concreto Armado. 2009.

B. Momento de inercia en columnas:

La dirección en la cual la columna es más resistente a momento flexionante causado por sismo se puede determinar con el momento de inercia, pues a mayor momento de inercia o módulo de sección, menor esfuerzo flexionante actuante y menor deformación. (Mosqueira 2012)

Figura 2.12 Esquema de columna típica.



Fuente: Elaboración propia.

$$\begin{aligned} I_{xx} &= \frac{B \cdot H^3}{12} & Z_x &= \frac{B \cdot H^2}{6} \\ I_{yy} &= \frac{H \cdot B^3}{12} & Z_y &= \frac{H \cdot B^2}{6} \end{aligned} \quad \dots (25)$$

Donde:

- I_{xx} = Momento de inercia en la dirección x.
- I_{yy} = Momento de inercia en la dirección y.
- Z_x = Módulo de sección en la dirección x.
- Z_y = Módulo de sección en la dirección y.
- B = Base de la columna.
- H = Altura de la columna.

2.2.5.6. FALLA POR COLUMNA CORTA.

La presencia de columnas cortas en edificios es un fenómeno que puede causar daños muy graves a la estructura si se tiene en cuenta que las columnas cortas tienen un comportamiento menos dúctil que las columnas más largas; esto se debe a que estos elementos poseen una elevada rigidez y por lo tanto atraen mayores cargas laterales durante un sismo; al tener una baja relación de claro de cortante a peralte, las columnas cortas cambian su comportamiento de flexión a un comportamiento en donde la falla principal es a cortante, por tanto, si no se toman previsiones en su diseño, se pueden

presentar fallas estructurales importantes inclusive el colapso total del edificio. (Durán 2008)

Las columnas cortas pueden generarse de varias formas, la primera de ellas es la colocación de elementos no estructurales, como son los muros de mampostería que llenan la crujía de un marco de concreto, a excepción de una franja ubicada inmediatamente debajo de las vigas y que sirve como ventilación e iluminación; la rigidez adicional que proporcionan estos muros, restringe el desplazamiento lateral de la estructura provocando la generación de un mecanismo de falla por cortante en las columnas. (Durán 2008)

A. Efecto en la rigidez producido por columna corta.

Para evaluar el efecto que produce la ubicación de los vanos, se puede determinar la rigidez de la columna total y la rigidez de la columna corta con las siguientes ecuaciones.

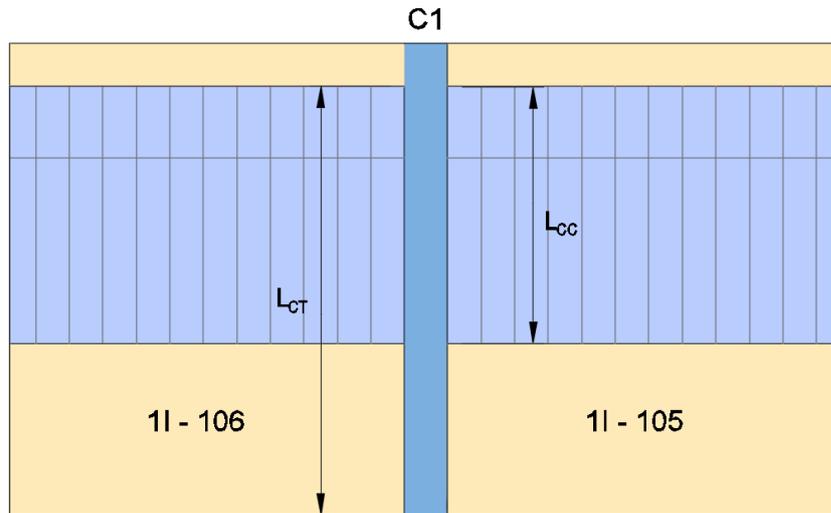
$$\begin{array}{cc}
 K_{x_{CT}} = \frac{12E \cdot I_{XX}}{L_{CT}^3} & K_{y_{CT}} = \frac{12E \cdot I_{YY}}{L_{CT}^3} \\
 K_{x_{CC}} = \frac{12E \cdot I_{XX}}{L_{CC}^3} & K_{y_{CC}} = \frac{12E \cdot I_{YY}}{L_{CC}^3}
 \end{array}
 \quad \dots (26)$$

(San Bartolomé 1998)

Donde:

- $K_{x_{CT}}$ = Rigidez de la columna total en la dirección x.
- $K_{y_{CT}}$ = Rigidez de la columna total en la dirección y.
- $K_{x_{CC}}$ = Rigidez de la columna corta en la dirección x.
- $K_{y_{CC}}$ = Rigidez de la columna corta en la dirección y.
- I_{xx} = Momento de inercia en la dirección x.
- I_{yy} = Momento de inercia en la dirección y.
- L_{CT} = Longitud de la columna total. (Figura 2.13)
- L_{CC} = Longitud de la columna corta. (Figura 2.13)

Figura 2.13 Alturas de la columna total y columna corta.



Fuente: *Elaboración propia.*

2.2.6. INESTABILIDAD DE TABIQUES.

2.2.6.1. Cálculo de momento actuante.

El momento flector distribuido por unidad de longitud (M_a , en kg-m/m), producido por la carga sísmica " ω ", se calculará mediante la siguiente fórmula: (NTE E.070 2006)

$$M_a = m \cdot \omega \cdot a^2 \quad \dots (27)$$

Donde:

- M_a = Momento actuante.
- m = Coeficiente de momento. (Tabla 2.14)
- a = Dimensión crítica del paño de albañilería en metros.
- ω = Carga sísmica por metro cuadrado de muro.

A. Carga sísmica " ω " en el tabique.

El cálculo de la magnitud de carga " ω " se hará con la siguiente expresión:

$$\omega = \frac{F}{Lxh} \quad \dots (28)$$

Donde:

- F = Fuerza de diseño de tabiques.
- L = Longitud del tabique.
- h = altura del tabique.

Los elementos no estructurales, sus anclajes, y sus conexiones deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección (F) asociada a su peso (P_e):

$$F = \frac{F_i}{P_i} \cdot C_1 \cdot P_e \quad \dots (29)$$

- F = Fuerza sísmica horizontal de diseño.
- F_i = Fuerza sísmica en el nivel "i".
- C_1 = Coeficiente sísmico. (Tabla 2.13)
- P_e = Peso del tabique.

Los elementos no estructurales localizados a nivel de la base de la estructura o por debajo de ella (sótanos) y los cercos deberán diseñarse con una fuerza horizontal calculada con: (NTE E.030 2016)

$$F = 0.5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e \quad \dots (30)$$

- Z = Factor de zona. (Tabla 2.6)
- U = Factor de uso. (Tabla 2.7)
- S = Factor de suelo. (Tabla 2.8)

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel "i", correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad \dots (31) \quad (\text{NTE E.030 2016})$$

Donde:

- α_i = factor de distribución de fuerza sísmica horizontal para cada nivel.
- V = Cortante sísmico en la base de la estructura.

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad \dots (32)$$

k = Exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura “T”, en la dirección considerada.

Para el cálculo del exponente “k”, se considera las siguientes ecuaciones: (NTE E.030 2016)

Para $T \leq 0.5$ seg.: $k = 1$... (33)

Para $T > 0.5$ seg: $k = 0.75 + 0.5(T) \leq 2.0$... (34)

El peso volumétrico de la albañilería (γ) puede adoptarse como 1800 kg/m³ para la albañilería confinada de arcilla o sílico-calcárea y 2000 kg/m³ para la albañilería hecha con ladrillos de concreto vibrado. Mientras que para la albañilería armada hecha con bloques de concreto vibrado puede emplearse 2300 kg/m³ cuando el muro está completamente relleno con grout y 2000 kg/m³ cuando el muro está parcialmente relleno. (San Bartolomé 2008).

Tabla 2.11 Valores de C_1 .

Valores de C_1	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3.0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2.0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3.0
- Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1.5

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente. 2016.

El coeficiente de momento y la dimensión crítica del paño de albañilería en metros se determina en función del número de bordes arriostrados como se muestra en la tabla 2.14.

Tabla 2.12 Valores del coeficiente de momentos "m" y dimensión crítica "a".

VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS "m" y DIMENSION CRITICA "a"									
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS									
a	= Menor dimensión								
b/a	= 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞	
m	= 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118		
	0,125								
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS									
a	= Longitud del borde libre								
b/a	= 0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0	∞
m	= 0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES									
a	= Altura del muro								
m	= 0,125								
CASO 4. MURO EN VOLADIZO									
a	= Altura del muro								
m	= 0,5								

Fuente: NTE-E.070 de Albañilería. 2006.

2.2.6.2. Cálculo de momento resistente.

Para determinar el momento resistente a tracción por flexión del muro (M_r) se utilizó la siguiente fórmula, (Mosqueira y Tarque 2005)

$$M_r = 1.703 (t^2) \quad \dots (35)$$

Donde:

M_r = Momento resistente a tracción por flexión
en kg-m/m

t = Espesor bruto del muro en metros.

2.2.6.3. Verificación de la inestabilidad de tabiques.

Luego de obtener los valores de Ma y Mr respectivamente, se concluye en las siguientes relaciones:

- Si $Ma \leq Mr$, el muro es estable.
- Si $Ma < Mr$, el muro es inestable.

2.2.7. ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.

El ensayo de esclerometría permite determinar la dureza superficial del concreto. Para ello, una masa conocida, es impulsada con una determinada energía, golpea al concreto y rebota. La cantidad de energía recuperada en el rebote es un índice de la dureza superficial y se cuantifica con el Índice Esclerométrico.

El método Esclerométrico es el END más difundido en Ingeniería Civil, siendo relativa la calidad de sus resultados, debido a diversos motivos. Las correlaciones empíricas que se pueden establecer entre el Índice Esclerométrico y la resistencia a compresión del concreto, son modificadas por ciertos factores, siendo los principales: tipo y cantidad de cemento, tipo de áridos, condiciones de curado (en agua, o al aire seco), humedad de superficie, carbonatación, tipo de superficie, u otros factores tales como edad del concreto, compactación, aditivos utilizados, estado tensional del elemento ensayado, espesor, curvatura, etc. (Ortega y Ripani 2007).

El ensayo se realiza de acuerdo a las indicaciones de la norma ASTM C 805-97.

Figura 2.14 Esclerómetro ZHEJIANG TUGONG.



Fuente: Captura propia.

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

2.3.1 Vulnerabilidad sísmica.

Es el nivel de daño que pueden sufrir las edificaciones durante un sismo y depende de las características del diseño de la edificación, de la calidad de materiales y de la técnica de construcción (Kuroiwa, Pacheco, & Pando 2010).

2.3.2 Intensidad Sísmica.

La intensidad es la medida o estimación empírica de la vibración o sacudimiento del suelo. La intensidad de un sismo se mide teniendo en cuenta los daños causados en las edificaciones y en la naturaleza a través de cómo el hombre percibe las vibraciones sísmicas. (Kuroiwa 2002)

2.3.3 Sismo Severo.

Es un sismo con la aceleración máxima del terreno de 0,4 g con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años (Mosqueira & Tarque 2005).

2.3.4 Peligro Sísmico.

Es la probabilidad de ocurrencia de un sismo, dentro de un período específico, en una determinada localidad o zona (Kuroiwa, Pacheco, & Pando 2010).

2.3.5 Riesgo Sísmico.

El riesgo sísmico es definido como una función de la vulnerabilidad sísmica y del peligro sísmico, que de forma general se puede expresar como: $\text{Riesgo} = \text{Peligro} \times \text{Vulnerabilidad}$, (Kuroiwa 2002).

2.3.6 Espectro de Pseudo – Aceleración.

Son los valores máximos o picos de la respuesta estructural, fuerza restitutiva, el desplazamiento o la aceleración para todo un grupo de estructuras de igual periodo y amortiguamiento (Muñoz 2004).

2.3.7 Ensayo de Esclerometría.

Ensayo no destructivo que permite estimar la resistencia a compresión de concretos endurecidos. (Calavera 2005).

2.3.8 Colapso.

La estructura ha perdido casi toda o toda su rigidez y resistencia original (Muñoz 2004).

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La presente investigación determinó la Vulnerabilidad Sísmica del Edificio “11” de la Universidad Nacional de Cajamarca, ubicado dentro de la Ciudad Universitaria, del distrito, provincia y departamento de Cajamarca, Perú.

3.2 ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN

Esta investigación se realizó entre los años 2016 y 2017. A medida que pasan los años se amplían los conocimientos acerca de la influencia que tienen los sismos en las edificaciones y cómo se puede evitar que éstas resulten dañadas pues se pueden tomar acciones para disminuir el grado de vulnerabilidad en caso de que éste resulte ser alto luego del análisis.

3.3 PROCEDIMIENTO

3.3.1 Población y Muestra del Estudio

La **población** está constituida por los edificios construidos dentro de la Ciudad Universitaria de Cajamarca.

La **muestra** es el Edificio 11: Facultad de Ciencias de la Salud de la Universidad Nacional de Cajamarca. El **tipo de muestreo** es no probabilístico por conveniencia o intencional.

3.3.2 Tipo de Investigación

Investigación Descriptiva. Tiene como objeto determinar, explicar y comparar el grado de vulnerabilidad sísmica.

Se busca especificar propiedades importantes del fenómeno sometido a análisis. Se miden de manera independiente las variables.

3.3.3 Tipo de Análisis

Análisis Cuantitativo - Cualitativo. Recolectamos y resumimos de manera cuidadosa los datos sobre la base de la hipótesis. Luego analizamos minuciosamente los resultados, con el fin de dar respuesta a la hipótesis formulada.

3.3.4 Recolección de Datos

La información sobre el edificio “11” necesaria para la realización de la investigación, corresponde a la proporcionada en la Oficina General de Servicios y Gestión Ambiental. Esta información facilitó la determinación de las características del Edificio tales como: dimensiones de elementos estructurales, áreas de acero, distribución de ambientes y otras.

También se realizó la toma de fotografías del edificio en zonas estratégicas para determinar el estado actual del edificio “11”.

Además, se verificó la resistencia del concreto endurecido mediante el Ensayo de Esclerometría, en coordinación con el Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca.

3.3.5 Procesamiento de Datos

El procesamiento de datos se realizó en forma computarizada utilizando softwares como ETABS 2016, principalmente, y otros como AutoCAD Architecture 2016, Microsoft Word 2016, Microsoft Excel 2016 y Bloc de notas.

También se realizó la toma de fotografías para determinar el estado actual de la edificación.

3.3.6 Análisis de Datos y Presentación de los Resultados

El **análisis de la Vulnerabilidad Sísmica** del edificio “11” se realizó de acuerdo a la metodología propuesta por el Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno en su tesis doctoral: “Riesgo sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca”.

La **simulación y análisis** de la estructura se realizó de forma computacional utilizando el software ETABS 2016 en su versión 16.0.0.

El **procesamiento y recolección** de los datos se hizo utilizando fotografías tomadas, software como Microsoft Excel, Microsoft Word, Bloc de notas y AutoCAD Architecture.

La **presentación** de los resultados es a través de Gráficos y Tablas.

3.3.6.1. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica.

Para determinar la vulnerabilidad sísmica se analiza la vulnerabilidad estructural y la vulnerabilidad no estructural, según lo sugerido por Kuroiwa J. (2002). La vulnerabilidad estructural se estima en función del comportamiento sísmico y el estado actual de la edificación. La vulnerabilidad no estructural se estima en función de la estabilidad de tabiques, estos parámetros han sido adaptados para edificaciones aporticadas de la propuesta realizada por Mosqueira y Tarque (2005) para edificaciones de albañilería confinada.

El comportamiento sísmico debido a la complejidad de los sistemas estructurales de tipo aporticado, se determina usando programas computacionales para evaluar las distorsiones angulares y verificar si las secciones de las vigas y columnas existentes son las adecuadas. (Mosqueira 2012)

El análisis del comportamiento se basa en lo especificado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, la norma técnica de edificaciones (NTE): NTE-020 de Cargas, la NTE-030 de diseño sismorresistente y NTE-060 de diseño de concreto; para ello se determinan las cargas muertas, vivas y de sismo a las cuales estará sometida la edificación y cuál es la capacidad resistente de sus elementos ante estas cargas. (Mosqueira 2012)

Para obtener el espectro de pseudo – aceleración, se usa los parámetros dados en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 de acuerdo a las características del Edificio 11 de la Universidad Nacional de Cajamarca; luego éste espectro será cargado al modelo estructural para simular los efectos sísmicos.

Los valores de los diferentes parámetros se describen en la siguiente tabla.

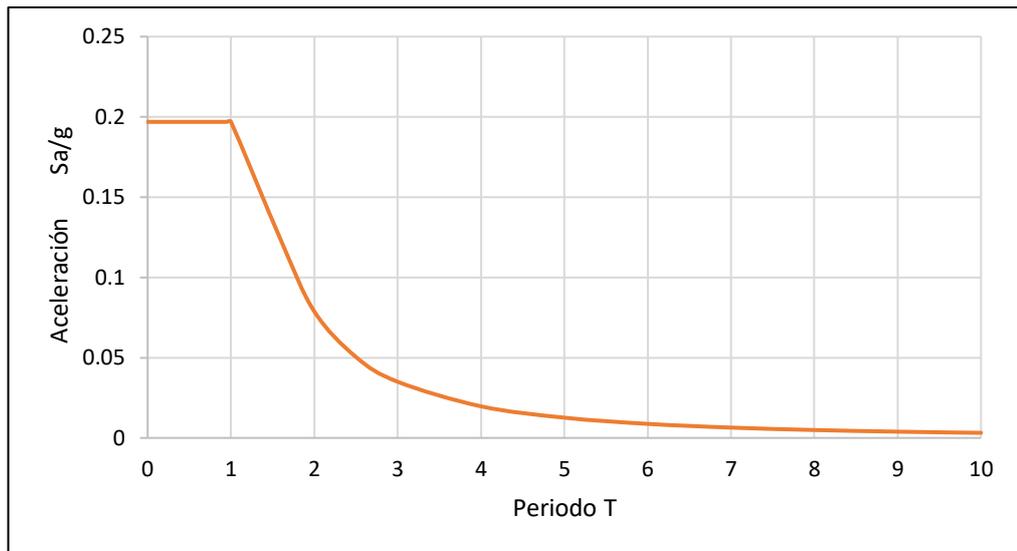
Tabla 3.1 *Parámetros para la obtención del espectro de pseudo-aceleración.*

Ítem	Parámetro	Valor	Descripción
Factor de zona.	Z	0.35	Para la provincia de Cajamarca.
Factor de uso.	U	1.5	Para la categoría A2 (edificaciones esenciales).
Factor de suelo.	S	1.2	Para suelos del tipo flexible (Tipo S ₃)
Factor de amplificación sísmica.	C	$2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right)$	Factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo.
Periodo que define la plataforma del espectro.	T _P	1	Depende del factor S.
Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.	R	8	Para el sistema estructural de Pórticos de Concreto Armado.
Aceleración espectral	S _a	$\frac{ZUCS}{R} g$	Define el espectro de pseudo – aceleración.

Fuente: *Elaboración propia.*

Luego se procede a calcular los valores para el factor de amplificación sísmica C para cada valor del periodo T y a continuación se hallan los valores de la aceleración espectral S_a , con la cual se obtiene la siguiente gráfica:

Figura 3.1 Espectro de Pseudo – Aceleraciones para el edificio 11 de la Universidad Nacional de Cajamarca.



Fuente: Elaboración propia.

Finalmente analizando los parámetros anteriormente mencionados se considera tres tipos de comportamiento:

- La edificación tendrá un comportamiento adecuado si las secciones de las vigas y columnas existentes son suficientes para soportar las cargas a las cuales están sometidos, además los desplazamientos relativos de entrepiso son menores a 0,007 según MTC (2003).
- La edificación tendrá un comportamiento aceptable si las secciones de las columnas existentes son suficientes para soportar las cargas a las cuales están sometidos, las vigas soportan cargas muertas y vivas pero ante cargas sísmicas pueden fallar y los desplazamientos relativos de entrepiso son menores a 0,007 según MTC (2003).

- La edificación tendrá un comportamiento inadecuado si las secciones de las columnas y vigas son insuficientes para soportar las cargas a las cuales están sometidos y los desplazamientos relativos de entrepiso son mayores a 0,007 según MTC (2003).

El estado actual de la edificación (buena, regular, o mala calidad) se evalúa teniendo en cuenta las fisuras y/o grietas, las deflexiones y asentamientos en: tabiques, vigas y columnas.

La evaluación de la estabilidad de muros (tabiques), se basa en la comparación del momento actuante debido a cargas perpendiculares al plano del muro, San Bartolomé (1998) y el momento resistente paralelo al plano del muro. Para dicho cálculo se emplea la metodología propuesta en el Reglamento Nacional de Edificaciones NTE-070. (Mosqueira 2012)

En la evaluación de la vulnerabilidad (alta, media o baja) se considera el comportamiento sísmico, el estado actual de la edificación y la estabilidad de tabiques, en los porcentajes que se observan en la Tabla 2.4. (Mosqueira 2012).

Tabla 3.2 *Parámetros para evaluar la Vulnerabilidad Sísmica.*

Estructural				No estructural.	
Comportamiento sísmico (60%)		Estado actual (30%)		Tabiquería y parapetos (10%)	
Adecuada.	1	Buena calidad	1	Todos estables	1
Aceptable.	2	Regular calidad	2	Algunos estables	2
Inadecuada	3	Mala calidad	3	Todos inestables	3

Fuente: Mosqueira. 2012, Blondet. 2004.

Los valores asignados a cada parámetro se reemplazan en siguiente ecuación para calificar numéricamente la vulnerabilidad sísmica.

$$Vulnerabilidad\ Sísmica = 0.6 * \left(\begin{matrix} Comportamiento \\ sísmico \end{matrix} \right) + 0.3 * \left(\begin{matrix} Estado \\ actual \end{matrix} \right) + 0.1 * \left(\begin{matrix} Estabilidad \\ de muros \end{matrix} \right) \quad \dots (36)$$

En la Tabla 2.5 se pueden apreciar los posibles resultados para la vulnerabilidad sísmica, pudiendo ésta ser baja, media o alta.

Tabla 3.3 Combinaciones de los parámetros para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

VULNERABILIDAD SÍSMICA	Estructural						No Estructural			Valor numérico
	Comportamiento sísmico (60%)			Estado actual (30%)			Tabiquería y parapetos (10%)			
	Adecuada	Aceptable	Inadecuada	Bueno	Regular	Malo	Estables	Algunos estables	Inestables	
BAJA	X			X			X			1.0
	X			X				X		1.1
	X			X					X	1.2
	X				X		X			1.3
	X				X			X		1.4
MEDIA	X				X				X	1.5
	X					X	X			1.6
	X					X		X		1.7
	X					X			X	1.8
		X		X			X			1.6
		X		X				X		1.7
		X		X					X	1.8
		X			X		X			1.9
		X			X			X		2.0
		X			X				X	2.1
ALTA		X				X	X			2.2
		X				X		X		2.3
		X				X			X	2.4
			X	X			X			2.2
			X	X				X		2.3
			X	X					X	2.4
			X		X		X			2.5
			X		X			X		2.6
			X		X				X	2.7
			X			X	X			2.8
			X			X		X		2.9
		X			X			X	3.0	

Fuente: Mosqueira y Tarque. 2005.

CAPÍTULO IV
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN
DE RESULTADOS

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACION:

El edificio a analizar corresponde a la Facultad de Ciencias de la Salud de la Universidad Nacional de Cajamarca.

El sistema estructural al que corresponde la edificación es de tipo aporticado de concreto armado de tres niveles.

La construcción del primer y segundo nivel concluyó en 1985 y el tercer nivel en 1986.

Los muros y tabiques de albañilería son de ladrillo lleno de arcilla cocida en todo el edificio, los entrepisos están constituidos por losas aligeradas armadas en una dirección y ladrillo hueco de arcilla de 0,30m X 0,30m X 0,20m.

El techo de este edificio está formado por una cubierta de asbesto cemento sobre estructura portante metálica. La conexión entre niveles es mediante escaleras de concreto armado en forma de “U” aisladas del módulo.

Figura 4.1 Exterior del Edificio 11 – Facultad de Ciencias de la Salud. UNC.



Fuente: Captura propia.

El primer nivel está conformado por 01 oficina para decanato, 01 oficina para sección de notas de ciencias de la salud, 01 oficina para centro federado de enfermería y copias, 01 aula de clase, 01 oficina para la dirección de

escuela de enfermería, 01 oficina para centro federado de obstetricia y copias, pasadizos, servicios higiénicos para hombres y mujeres.

En el segundo nivel hay 01 anfiteatro, 04 aulas pedagógicas, pasadizos y servicios higiénicos para hombres y mujeres.

El tercer nivel está conformado por 01 centro de cómputo (internet), 01 sala de estudio, 01 biblioteca (sección bibliográfica), 01 auditorio de ciencias de la salud, pasadizos y servicios higiénicos de hombres y mujeres.

4.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Las características consideradas se las obtuvo de las Especificaciones Técnicas de los planos de la edificación y verificación in situ. Además, se realizó Ensayos de Esclerometría para determinar la calidad del concreto endurecido (Anexo N° 01). Los datos obtenidos han sido útiles para realizar el modelamiento de la estructura en el programa ETABS 2016 versión 16.0.0.

4.2.1 Propiedades y Especificaciones Técnicas del Concreto

a. Resistencia a la compresión de columnas y vigas

Para efectos de modelamiento, tomamos el 90% de la resistencia obtenida del ensayo de esclerometría se obtiene la resistencia del concreto para columnas y vigas:

$$\begin{array}{ll} \text{Columnas} & : \quad f'_c = 227.78 \times 0.9 = 205 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Vigas} & : \quad f'_c = 272.22 \times 0.9 = 245 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

b. Módulo de elasticidad

$$E = 15000 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \dots (37)$$

$$\begin{array}{ll} \text{Columnas} & : \quad E = 214767.32 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Vigas} & : \quad E = 234787.14 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

- c. Peso específico

$$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$$

- d. Recubrimiento de columnas y vigas

Columnas : 4 cm

Vigas : 2.5 cm

4.2.2 Propiedades y Especificaciones Técnicas del Acero

- a. Esfuerzo de fluencia

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- b. Peso específico

$$\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$$

- c. Módulo de elasticidad

$$E = 2 \times 10^7 \text{ Tn/m}^2$$

4.3 METRADO DE CARGAS

Las cargas a las que se somete la edificación se obtuvieron de acuerdo a lo estipulado en la NTP E.020 para cargas muertas, vivas y vivas de techo. El metrado de cargas se presenta en el Anexo N° 02.

4.4 MODELO ESTRUCTURAL

El modelo idealizado de la estructura en el programa ETABS 2016 se elabora en base a la información obtenida de los planos de la edificación, metrado de cargas y ensayo de esclerometría realizado.

Para edificaciones comprendidas dentro de la categoría A según la norma E.030, el peso de la edificación se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación, el 50% de la carga viva y el 25% de la carga viva de techo.

Además, se considera que la estructura está fija en la base.

$$P = PP + CM + 0.5 CV + 0.25 CVT \quad \dots (38)$$

- P = Peso de la edificación.
- CM = Carga Muerta.
- CV = Carga Viva.
- CVT = Carga viva de techo.

4.5 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL EDIFICIO

4.5.1 VERIFICACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISOS.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del modelamiento de la estructura, verificando que las derivas de entrepiso sean menores a 0.007, límite establecido por norma para estructuras de concreto armado (Tabla 2.9).

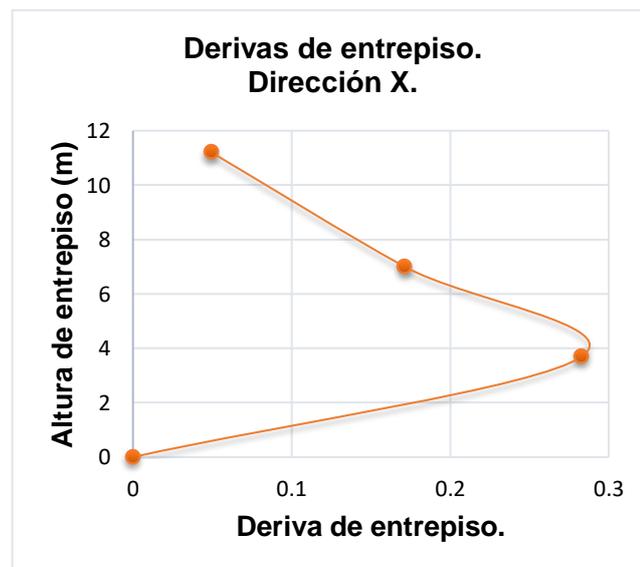
Derivas de entrepiso en la dirección X.

Tabla 4.1 Verificación de derivas de entrepiso en la dirección X.

NIVEL	Altura (m)	Drift (ETABS).	Deriva (Drift*0.75*R)	Verificación (Deriva <0.007)
1	3.70	0.047	0.283	No cumple
2	7.00	0.029	0.171	No cumple
3	11.21	0.008	0.049	No cumple

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2. Derivas de entrepisos en la dirección X



Fuente: Elaboración propia.

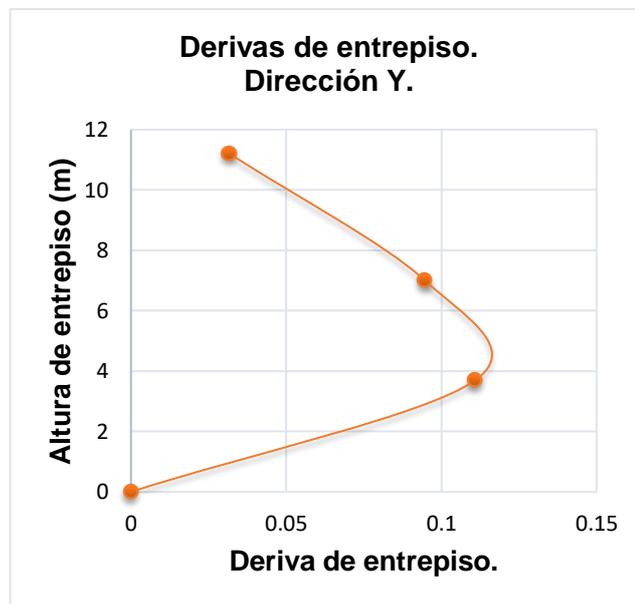
Derivas de entrepiso en la dirección Y.

Tabla 4.2 Verificación de derivas de entrepiso en la dirección Y.

NIVEL	Altura (m)	Drift (ETABS).	Deriva (Drift*0.75*R)	Verificación (Deriva <0.007)
1	3.70	0.018	0.111	No cumple
2	7.00	0.016	0.095	No cumple
3	11.21	0.005	0.032	No cumple

Fuente: *Elaboración propia.*

Figura 4.3. Derivas de entrepisos en la dirección Y.



Fuente: *Elaboración propia.*

4.5.2 EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE VIGAS.

Con la finalidad de determinar si el comportamiento de las vigas es el adecuado, se calcularon los momentos resistentes y actuantes para cada viga.

Los momentos resistentes, se calcularon con la fórmula N° 21 y los momentos actuantes se hallaron del modelo estructural realizado en el programa ETABS 2016.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para las secciones de cada viga:

4.5.2.1. Momento nominal resistente y actuante en vigas:

4.5.2.1.1. Vigas en techo del Primer Nivel:

- Vigas Principales:

Tabla 4.3 Momentos nominal resistente y actuante en viga V.P.-1A.

SECCION	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Mn (resistente)	-37.43	33.68	-48.37	-48.37	48.37	-48.37	-48.37	33.68	-37.43	-37.43
Mn (actuante con sismo)	-100.00	20.71	-85.64	-94.20	-1.54	-97.56	-88.29	24.22	-108.16	-7.67
Mn (actuante sin sismo)	-11.40	13.36	-16.27	-6.38	-1.54	-10.53	-19.54	17.69	-21.41	-7.67

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 4.4 Momentos nominal resistente y actuante en vigas V.P.-1B, V.P.-1C, V.P.-1D, V.P.-1E y V.P.-1F.

SECCION	VIGA	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Mn (resistente)		-32.37	48.37	-58.27	-58.27	58.27	-58.27	-58.27	48.37	-37.43	-37.43
Mn (actuante con sismo)	VP-1B	-100.31	22.30	-86.46	-93.65	-0.67	-95.36	-84.23	21.26	-104.63	-10.10
	VP-1C	-103.07	26.48	-90.07	-94.62	-2.42	-96.19	-87.93	25.37	-107.29	-10.10
	VP-1D	-99.26	22.18	-85.56	-92.77	-0.84	-94.58	-84.83	22.34	-104.56	-10.10
	VP-1E	-104.21	27.38	-91.54	-96.34	-2.26	-97.30	-91.75	28.53	-110.74	-10.10
	VP-1F	-102.27	23.05	-88.04	-94.65	-1.34	-95.58	-86.19	22.25	-105.72	-8.65
Mn (actuante sin sismo)	VP-1B	-14.10	15.88	-19.24	-7.78	-0.45	-9.88	-16.51	14.61	-19.38	-10.10
	VP-1C	-18.17	20.53	-24.02	-9.83	-2.42	-11.76	-21.41	19.26	-23.32	-10.10
	VP-1D	-14.16	15.88	-19.18	-7.99	-0.69	-10.14	-18.10	15.91	-20.46	-10.10
	VP-1E	-19.21	21.56	-25.50	-11.38	-2.26	-12.68	-25.74	22.78	-27.10	-10.10
	VP-1F	-15.67	16.88	-20.50	-8.09	-1.34	-9.30	-18.26	15.90	-19.89	-8.65

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 4.5 Momentos nominal resistente y actuante en viga V.P.-1G.

SECCION	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Mn (resistente)	-37.43	33.68	-49.55	-49.55	49.55	-49.55	-49.55	33.68	-37.43
Mn (actuante con sismo)	-101.70	21.29	-86.64	-95.43	-2.38	-96.63	-85.53	21.17	-103.02
Mn (actuante sin sismo)	-12.20	14.04	-16.40	-6.48	-2.38	-7.97	-15.07	13.90	-13.83

Fuente: *Elaboración propia.*

- Vigas secundarias:

Tabla 4.6 Momentos nominal resistente y actuante en vigas VA-1.1, VA-1.2, VA-1.3, VA-1.4.

SECCION	A	B	C	D
Mn (resistente)	-23.32	14.64	-19.34	-9.90
Mn (actuante con sismo)	-134.87	24.21	-98.52	-133.03
Mn (actuante sin sismo)	-3.26	5.17	-7.13	-1.12

Fuente: *Elaboración propia.*

4.5.2.1.2. Vigas en techo del Segundo Nivel:

- Vigas Principales:

Tabla 4.7 Momentos nominal resistente y actuante en viga V.P.-2A.

SECCION	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Mn (resistente)	-30.17	38.71	-43.61	-43.61	43.61	-43.61	-43.61	38.71	-30.17	-30.17
Mn (actuante con sismo)	-58.61	15.61	-53.34	-51.86	-0.77	-55.85	-57.31	20.96	-67.90	-7.67
Mn (actuante sin sismo)	-11.57	12.67	-15.72	-6.42	-0.77	-11.24	-20.46	18.48	-22.87	-7.67

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 4.8 Momentos nominal resistente y actuante en viga V.P.-2B.

SECCION	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Mn (resistente)	-38.71	38.71	-54.00	-54.00	54.00	-54.00	-54.00	43.61	-38.71	-38.71
Mn (actuante con sismo)	-61.20	19.27	-56.29	-52.89	-0.05	-54.65	-54.15	18.08	-65.54	-10.10
Mn (actuante sin sismo)	-15.81	16.90	-20.33	-8.50	-0.05	-10.66	-17.70	15.56	-21.11	-10.10

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 4.9 Momentos nominal resistente y actuante en vigas V.P.-2C, V.P.-2D, V.P.-2E y V.P.-2F.

SECCION	VIGA	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Mn (resistente)		-38.71	38.71	-43.61	-43.61	43.61	-43.61	-43.61	33.68	-38.71	-38.71
Mn (actuante con sismo)	VP-2C	-61.27	19.16	-55.92	-52.11	-0.59	-53.73	-53.88	17.96	-65.51	-10.10
	VP-2D	-61.18	19.34	-55.82	-52.54	-1.31	-54.70	-55.63	19.93	-66.79	-10.10
	VP-2E	-61.95	19.20	-56.16	-52.94	-1.91	-57.82	-62.51	26.24	-72.78	-10.10
	VP-2F	-66.93	24.99	-61.97	-56.02	-4.38	-56.48	-59.30	5.65	-69.65	-8.65
Mn (actuante sin sismo)	VP-2C	-16.17	16.80	-20.16	-7.96	-0.59	-9.96	-17.67	15.45	-21.36	-10.10
	VP-2D	-15.98	16.99	-19.98	-8.40	-1.31	-10.97	-19.54	17.51	-22.66	-10.10
	VP-2E	-16.39	16.79	-19.96	-8.36	-1.91	-14.01	-27.00	24.20	-29.04	-10.10
	VP-2F	-21.07	22.81	-25.70	-10.95	-4.38	-11.51	-22.32	20.60	-24.32	-8.65

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 4.10 Momentos nominal resistente y actuante en viga V.P.-2G.

SECCION	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Mn (resistente)	-38.71	38.71	-49.55	-49.55	49.55	-49.55	-49.55	43.61	-38.71
Mn (actuante con sismo)	-59.88	15.23	-53.57	-52.59	-1.13	-53.76	-52.42	15.05	-61.37
Mn (actuante sin sismo)	-11.28	12.09	-14.52	-5.66	-1.13	-7.12	-13.11	11.87	-13.13

Fuente: *Elaboración propia.*

- Vigas secundarias:

Tabla 4.11 Momentos nominal resistente y actuante en vigas VA-2.1, VA-2.2, VA-2.3, VA-2.4.

SECCION	A	B	C	D
Mn (resistente)	-23.32	14.64	-19.34	-9.90
Mn (actuante con sismo)	-59.77	12.26	-46.82	-57.90
Mn (actuante sin sismo)	-3.44	2.58	-6.79	-1.27

Fuente: *Elaboración propia.*

4.5.3 EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS.

Para determinar el comportamiento de las columnas en la edificación, se realizó la comparación de la cantidad de acero existente en la sección, con la cantidad de acero que ésta requiere.

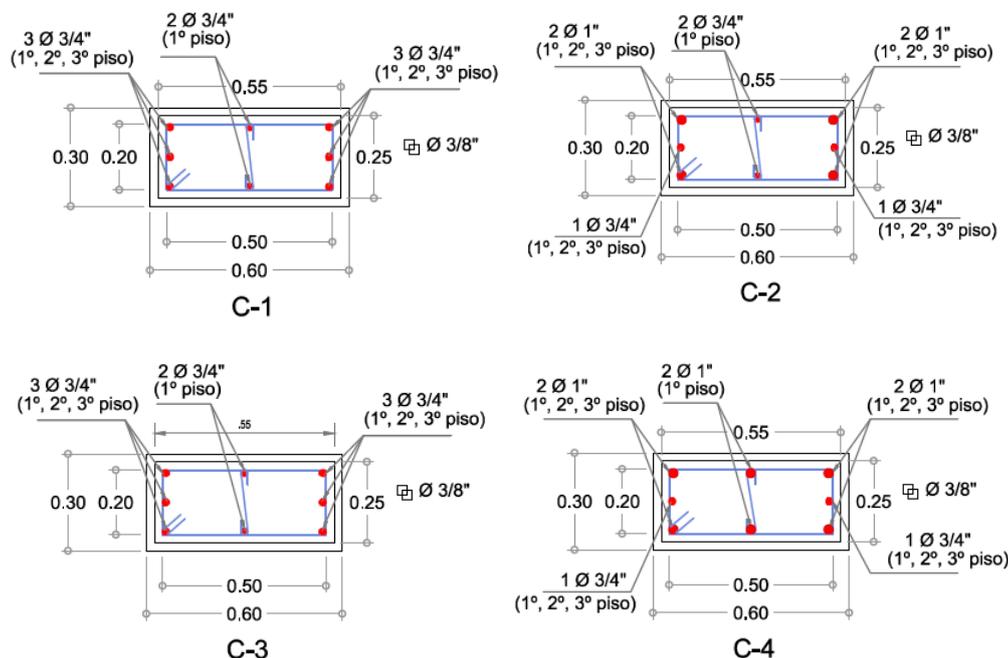
El acero existente en cada sección se determinó de acuerdo a los planos estructurales del edificio y la Tabla 2.10; el acero necesario se halló con el programa ETABS 2016, el cual hace uso de la fórmula N° 23 para calcular el área de acero sin considerar los efectos sísmicos; el software permitió también calcular el área de acero considerando el sismo.

Los resultados del análisis se detallan a continuación:

4.5.3.1. Acero existente y necesario en columnas:

Secciones analizadas:

Figura 4.4. Secciones de columnas analizadas.



Fuente: Plano de estructuras E-04.

4.5.3.1.1. Análisis de columnas del Primer Nivel:

Tabla 4.12 Acero existente y necesario en columnas del primer nivel.

TIPO	C - 1				C - 2					
EJE	1 - A	1 - G	4 - A	4 - G	2 - A	2 - G	3 - A	3 - G		
Acero existente (cm ²)	22.72	22.72	22.72	22.72	31.76	31.76	31.76	31.76		
Acero necesario (sin sismo) (cm ²)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75		
Acero necesario (con sismo) (cm ²)	278.77	278.81	277.6	277.7	278.75	278.82	278.55	278.63		
TIPO	C-3									
EJE	1 - B	1 - C	1 - D	1 - E	1 - F	4 - B	4 - C	4 - D	4 - E	4 - F
Acero existente (cm ²)	22.72	22.72	22.72	22.72	22.72	22.72	22.72	22.72	22.72	22.72
Acero necesario (sin sismo) (cm ²)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
Acero necesario (con sismo) (cm ²)	280.05	279.86	279.87	279.91	280.08	279.06	278.78	278.83	278.79	279.08
TIPO	C-4									
EJE	2 - B	2 - C	2 - D	2 - E	2 - F	3 - B	3 - C	3 - D	3 - E	3 - F
Acero existente (cm ²)	36.28	36.28	36.28	36.28	36.28	36.28	36.28	36.28	36.28	36.28
Acero necesario (sin sismo) (cm ²)	13.75	13.75	13.75	16.78	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
Acero necesario (con sismo) (cm ²)	280.05	279.81	279.85	279.88	280.06	279.98	279.75	279.75	279.78	279.97

Fuente: Elaboración propia.

4.5.3.1.2. Análisis de columnas del Segundo Nivel:

Tabla 4.13 Acero existente y necesario en columnas del segundo nivel.

TIPO	C - 1				C - 2					
EJE	1 - A	1 - G	4 - A	4 - G	2 - A	2 - G	3 - A	3 - G		
Acero existente (cm ²)	17.04	17.04	17.04	17.04	26.08	26.08	26.08	26.08		
Acero necesario (sin sismo) (cm ²)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75		
Acero necesario (con sismo) (cm ²)	249.72	251.57	243.68	245.48	253.1	254.86	253.68	255.18		
TIPO	C - 3									
EJE	1 - B	1 - C	1 - D	1 - E	1 - F	4 - B	4 - C	4 - D	4 - E	4 - F
Acero existente (cm ²)	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04

Acero necesario (sin sismo) (cm ²)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
Acero necesario (con sismo) (cm ²)	262.76	260.99	261.3	261.36	262.98	259.31	256.84	257.55	256.89	259.26
TIPO	C - 4									
EJE	2 - B	2 - C	2 - D	2 - E	2 - F	3 - B	3 - C	3 - D	3 - E	3 - F
Acero existente (cm ²)	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08
Acero necesario (sin sismo) (cm ²)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
Acero necesario (con sismo) (cm ²)	265.21	263.26	263.69	263.32	245.13	265.54	263.92	264.12	264.05	265.74

Fuente: *Elaboración propia.*

4.5.3.1.3. Análisis de columnas del Tercer Nivel:

Tabla 4.14 Acero existente y necesario en columnas del tercer nivel.

TIPO	C - 1				C - 2					
EJE	1 - A	1 - G	4 - A	4 - G	2 - A	2 - G	3 - A	3 - G		
Acero existente (cm ²)	17.04	17.04	17.04	17.04	26.08	26.08	26.08	26.08		
Acero necesario (sin sismo) (cm ²)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75		
Acero necesario (con sismo) (cm ²)	37.17	39.34	33.55	34.14	62.55	64.1	63.57	65.05		
TIPO	C - 3									
EJE	1 - B	1 - C	1 - D	1 - E	1 - F	4 - B	4 - C	4 - D	4 - E	4 - F
Acero existente (cm ²)	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04
Acero necesario (sin sismo) (cm ²)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
Acero necesario (con sismo) (cm ²)	74.92	65.29	69	74.08	80.52	69.08	60.04	60.75	61.18	75.46
TIPO	C - 4									
EJE	2 - B	2 - C	2 - D	2 - E	2 - F	3 - B	3 - C	3 - D	3 - E	3 - F
Acero existente (cm ²)	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08
Acero necesario (sin sismo) (cm ²)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
Acero necesario (con sismo) (cm ²)	104.19	96.08	95.06	92.35	105.64	113.28	105.11	105.84	104.05	121.78

Fuente: *Elaboración propia.*

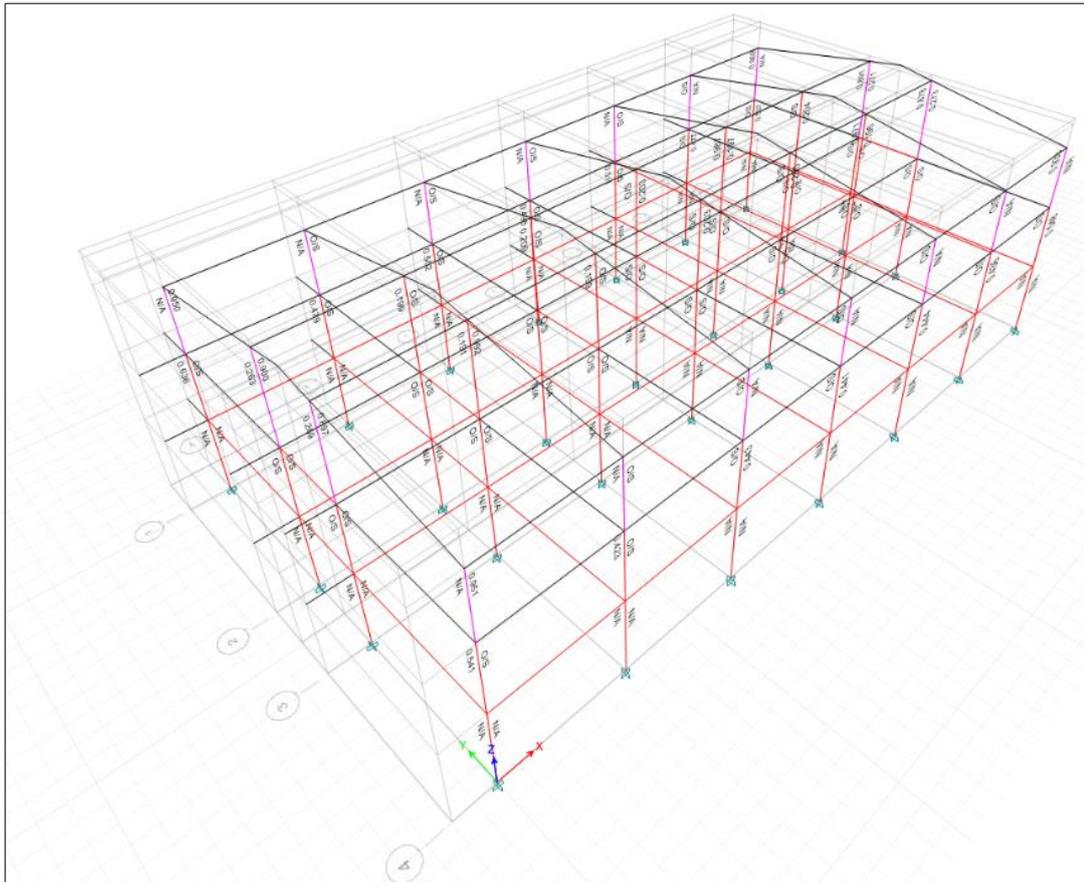
4.5.4 EVALUACIÓN DEL TIPO DE FALLA.

Para determinar si el tipo de falla de la edificación es frágil o dúctil, se debe evaluar qué tipo de elementos estructurales son los que fallan primero, pues si las columnas fallan antes que las vigas, la edificación tendrá una falla frágil y de darse el caso en que las vigas fallen primero, se dará una falla dúctil en la edificación.

El análisis del tipo de falla se ha realizado con el uso del programa ETABS 2016, el cual hace la verificación de la fórmula N° 24.

La siguiente figura indica los elementos que fallan primero con color rojo:

Figura 4.5. Mecanismo de falla de la edificación.



Fuente: Plano de estructuras E-04.

Para determinar la dirección en la que se produce el mayor daño en columnas, se ha determinado el módulo de inercia y módulo de sección mediante el uso de la fórmula N° 25.

Tabla 4.15 Módulo de inercia y módulo de sección en columnas.

B (cm)	H (cm)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)
25	55	346614.58	71614.6	12604.17	5729.17

Fuente: *Elaboración propia.*

4.5.5 EVALUACIÓN DE LA FALLA POR COLUMNA CORTA.

Con la finalidad de evaluar el efecto que producen los vanos adyacentes a las columnas y los muros de tabiquería no aislados de los elementos estructurales, se ha determinado la rigidez de las columnas con su longitud total y la rigidez de las columnas con la longitud acortada por los vanos.

Para el cálculo de las rigideces se utilizó la fórmula N° 26, los resultados se detallan a continuación:

Tabla 4.16 Rigidez de columna total y columna corta – Columnas del Primer nivel.

EJE	L _{CT} (m)	L _{CC} (m)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	Long. Total		Long. Corta		Relación de K	
					(K _{xLT})	(K _{yLT})	(K _{xLc})	(K _{yLc})	K _{xLc} / K _{xLT}	K _{yLc} / K _{yLT}
					$\frac{12EI_x}{L_{CT}^3}$	$\frac{12EI_y}{L_{CT}^3}$	$\frac{12EI_x}{L_{CC}^3}$	$\frac{12EI_y}{L_{CC}^3}$		
(TNf/m)	(TNf/m)	(TNf/m)	(TNf/m)							
1-1 desde A a D	3.05	1.48	346614.6	71614.6	3169.44	654.84	27739.4	5731.3	8.75	8.75
1-1 en E y G	3.05	0.91	346614.6	71614.6	3169.44	654.84	119332.2	24655.4	37.65	37.65
4-4 desde A a G	3.05	1.49	346614.6	71614.6	3169.44	654.84	27460.1	5673.6	8.66	8.66
G-2,3	3.05	0.59	346614.6	71614.6	3169.44	654.84	449173.7	92804.5	141.72	141.72

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 4.17 Rigidez de columna total y columna corta – Columnas del Segundo nivel.

EJE	L _{CT} (m)	L _{CC} (m)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	Long. Total		Long. Corta		Relación de K	
					(K _{xLT})	(K _{yLT})	(K _{xLc})	(K _{yLc})	K _{xLc} / K _{xLT}	K _{yLc} / K _{yLT}
					$\frac{12EI_x}{L_{CT}^3}$	$\frac{12EI_y}{L_{CT}^3}$	$\frac{12EI_x}{L_{CC}^3}$	$\frac{12EI_y}{L_{CC}^3}$		
(TNf/m)	(TNf/m)	(TNf/m)	(TNf/m)							
1-1 desde A a D	2.65	1.48	346614.6	71614.6	4832.19	998.39	27739.38	5731.28	5.74	5.74
1-1 en E y G	2.65	0.90	346614.6	71614.6	4832.19	998.39	123354.34	25486.43	25.53	25.53
4-4 desde A a G	2.65	1.50	346614.6	71614.6	4832.19	998.39	26644.54	5505.07	5.51	5.51
G-2,3	2.65	1.50	346614.6	71614.6	4832.19	998.39	26644.54	5505.07	5.51	5.51

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 4.18 Rigidez de columna total y columna corta – Columnas del Tercer nivel.

EJE	L _{CT} (m)	L _{CC} (m)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	Long. Total		Long. Corta		Relación de K	
					(K _{xLT})	(K _{yLT})	(K _{xLc})	(K _{yLc})	K _{xLc} / K _{xLT}	K _{yLc} / K _{yLT}
					$\frac{12EI_x}{L_{CT}^3}$	$\frac{12EI_y}{L_{CT}^3}$	$\frac{12EI_x}{L_{CC}^3}$	$\frac{12EI_y}{L_{CC}^3}$		
(TNf/m)	(TNf/m)	(TNf/m)	(TNf/m)							
1-1 desde A a E	2.65	1.40	346614.6	71614.6	4832.19	998.39	32771.62	6770.99	6.78	6.78
1-1 desde E a F	2.65	1.12	346614.6	71614.6	4832.19	998.39	64007.06	13224.60	13.25	13.25
4-4 desde A a G	2.65	1.40	346614.6	71614.6	4832.19	998.39	32771.62	6770.99	6.78	6.78
A-2,3	3.75	1.11	346614.6	71614.6	1705.25	352.32	65752.61	13585.25	38.56	38.56
A-4	2.65	0.47	346614.6	71614.6	4832.19	998.39	866140.57	178954.66	179.24	179.24
G-1,4	2.65	0.47	346614.6	71614.6	4832.19	998.39	866140.57	178954.66	179.24	179.24
G-2,3	3.75	1.50	346614.6	71614.6	1705.25	352.32	26644.54	5505.07	15.63	15.63

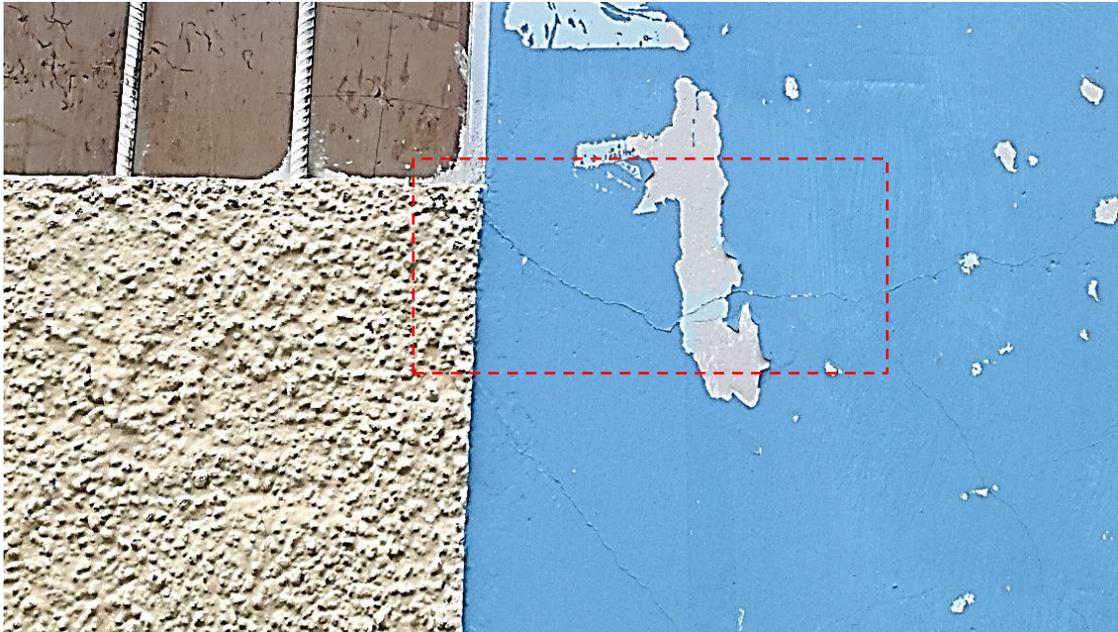
Fuente: *Elaboración propia.*

4.6 ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO

Luego de haber realizado una visita a la edificación y verificar su estado actual, se ha podido observar que la estructura presenta pequeñas fisuras en los acabados, éstas fisuras no afectan a los elementos que componen el sistema estructural de la edificación.

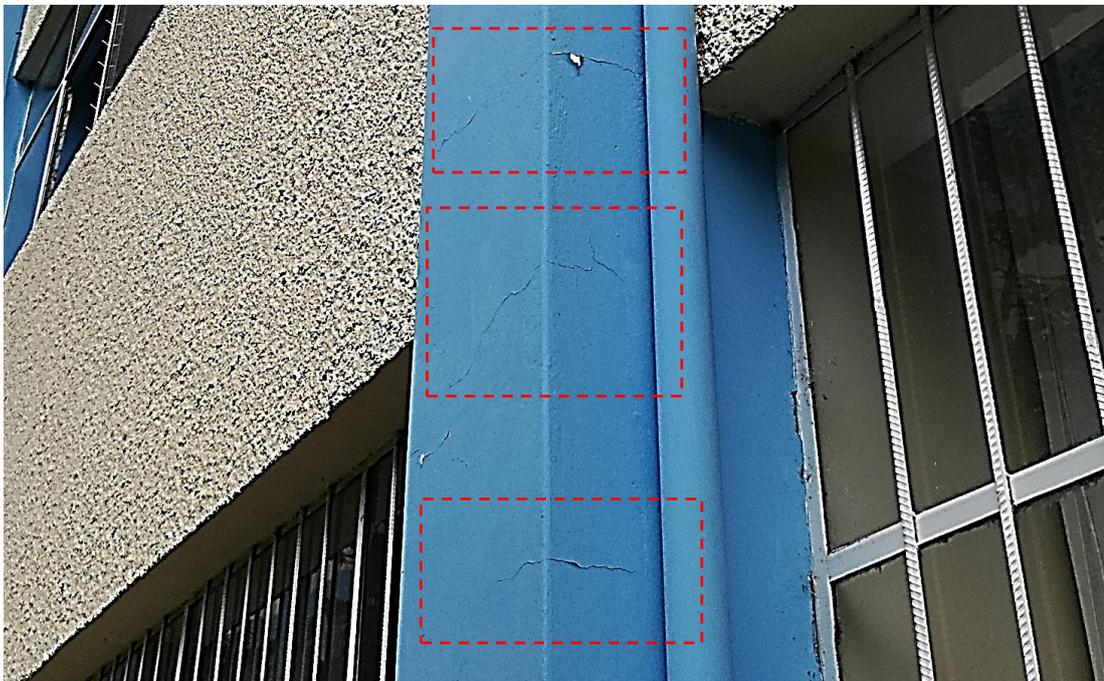
A continuación, se muestran algunas fotografías tomadas el día 27 de marzo de 2017, día en que se evaluó el estado actual de la edificación.

Figura 4.6. *Pequeña fisura en la columna 2-G, cercana a la ventana - Primer nivel.*



Fuente: *Captura propia.*

Figura 4.7. *Fisuras pequeñas presentes en columna del eje 4-F – Primer nivel.*



Fuente: *Captura propia.*

Figura 4.8. Fisura en la columna del eje 1-F – Tercer nivel.



Fuente: Captura propia.

Figura 4.9. Falta de tarrajeo en losa aligerada de primer nivel.



Fuente: Captura propia.

4.7 INESTABILIDAD DE TABIQUES

Para el análisis de la inestabilidad de los tabiques presentes en la estructura, se ha determinado el momento actuante haciendo uso de la fórmula N° 27 y los resultados obtenidos del modelamiento en programa ETABS 2016, para el cálculo del momento resistente, se ha utilizado la fórmula N° 35. Los resultados obtenidos se detallan a continuación:

4.7.1. Periodos de vibración de la estructura:

Del modelo estructural en ETABS 2016, se hallan los tres primeros modos de vibración de la estructura, de los cuales dos son traslacionales y uno rotacional.

Modo 1:

$$T = 0.959 \text{ seg. (Traslacional en la dirección X-X)}$$

Modo 2:

$$T = 0.556 \text{ seg. (Rotacional en la dirección Z-Z)}$$

Modo 3:

$$T = 0.536 \text{ seg. (Traslacional en la dirección Y-Y)}$$

4.7.2. Cálculo de la fuerza cortante por nivel:

A. Factor “k”:

Este factor se calculó haciendo uso de las fórmulas N° 33 y 34, para cada modo de vibración traslacional:

Modo 1:

$$K = 0.75 + 0.5(0.959) = 1.2295$$

Modo 3:

$$K = 0.75 + 0.5(0.536) = 1.018$$

B. Fuerzas sísmicas horizontales en cada nivel:

Tabla 4.19 Fuerzas cortantes en cada nivel, para la dirección X-X.

Piso	Caso de carga	Vx
		Tn
Tercer nivel	Sismo X	238.097
Segundo Nivel	Sismo X	323.555

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.20 Fuerzas cortantes en cada nivel, para la dirección Y-Y.

Piso	Caso de carga	Vx
		Tn
Tercer nivel	Sismo Y	228.150
Segundo Nivel	Sismo Y	323.555

Fuente: Elaboración propia.

4.7.3. Fuerza sísmica Horizontal de Diseño:

De acuerdo a las fórmulas N° 30 y 31, se calculó la fuerza sísmica horizontal de diseño para cada nivel y en la dirección en que afecta a la edificación:

- Dirección X-X:

$$\text{Primer Nivel: } F = 0.315*(Pe)$$

$$\text{Segundo Nivel: } F = 0.4264*(C1)*(Pe)$$

$$\text{Tercer Nivel: } F = 0.3138*(C1)*(Pe)$$

- Dirección Y-Y:

$$\text{Primer Nivel: } F = 0.315*(Pe)$$

$$\text{Segundo Nivel: } F = 0.4264*(C1)*(Pe)$$

$$\text{Tercer Nivel: } F = 0.3007*(C1)*(Pe)$$

4.7.4. Verificación de inestabilidad de tabiques:

Tabla 4.21 Verificación de inestabilidad de tabiques.

Tabique	Factores		Dimensiones			Fuerza		Ma	Mr	Conclusión.
	C1	m	h (m)	L (m)	t (m)	F (Tn)	w (Tnf/m2)			
PRIMER NIVEL										
F en dirección X-X										
M2	-	0.060	3.05	6.9	0.185	2.208	0.105	0.300	0.058	INESTABLE
M3	-	0.060	2.65	6.4	0.28	2.693	0.159	0.390	0.134	INESTABLE
M4	-	0.078	2	2.9	0.295	0.970	0.167	0.052	0.148	ESTABLE
F en dirección Y-Y										
M1	-	0.125	1.12	5.2	0.26	0.859	0.147	0.023	0.115	ESTABLE
M5	-	0.060	2.65	5.2	0.18	1.406	0.102	0.166	0.055	INESTABLE
SEGUNDO NIVEL										
F en dirección X-X										
M2	2	0.060	3.05	7	0.18	5.899	0.276	0.812	0.055	INESTABLE
M3	2	0.060	2.65	6.4	0.29	7.550	0.445	1.094	0.143	INESTABLE
M4	2	0.110	1.15	2.9	0.295	1.510	0.453	0.066	0.148	ESTABLE
F en dirección Y-Y										
M1	2	0.125	1.09	5.2	0.18	1.559	0.276	0.041	0.055	ESTABLE
M5	2	0.060	2.65	5.2	0.18	3.807	0.276	0.448	0.055	INESTABLE
TERCER NIVEL										
F en dirección X-X										
M2	2	0.070	4	7	0.18	5.693	0.203	0.697	0.055	INESTABLE
M4	2	0.110	1.15	2.9	0.295	1.111	0.333	0.049	0.148	ESTABLE
M5	2	0.111	2.5	6.4	0.295	5.331	0.333	0.231	0.148	INESTABLE
M6	2	0.080	3.45	6.4	0.29	7.233	0.328	1.069	0.143	INESTABLE
F en dirección Y-Y										
M1	2	0.125	1.14	5.2	0.18	1.200	0.203	0.033	0.055	ESTABLE
M3	2	0.087	3.65	5.2	0.18	3.859	0.203	0.478	0.055	INESTABLE
M7	2	0.060	2.5	5.2	0.18	2.643	0.203	0.3299	0.06	INESTABLE

Fuente: *Elaboración propia.*

4.8 VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO

De acuerdo a los resultados obtenidos anteriormente y a la metodología propuesta por el Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, se ha obtenido los siguientes resultados de acuerdo a la Tabla 3.2:

Tabla 4.22. *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.*

Estructural				No estructural	
Comportamiento		Estado Actual		Tabiquería	
Adecuado:		Bueno:	X	Todos estables:	
Aceptable:		Regular:		Algunos estables:	X
Inadecuado:	X	Malo:		Todos inestables:	

Fuente: *Elaboración propia.*

Para asignar un valor numérico a la vulnerabilidad sísmica del edificio 11, se utilizó la Tabla 3.3. Dada la combinación de resultados, se tiene que la vulnerabilidad sísmica tiene un valor numérico de **2.3**.

4.9 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.9.1 Comportamiento sísmico del edificio.

4.9.1.1. Evaluación de derivas de entrepiso.

En las tablas 4.1 y 4.2, se muestran los resultados del análisis de las derivas de entrepiso, observándose que éstas exceden los límites permisibles para estructuras de concreto armado de acuerdo a la norma peruana E.030 de Diseño Sismorresistente.

Se observa que las derivas de entrepiso en la dirección “X” son mayores que en la dirección “Y”, dando a entender que la dirección en la que el edificio es más vulnerable a un sismo es la dirección X.

De acuerdo con lo mencionado por Andrade (2004), el límite de 0.007 para derivas, dado por la norma E.030 considera deformaciones del orden de

3.5 veces mayores a las que ocasionarían daños en la estructura; se puede observar que las derivas calculadas indican que en un evento sísmico severo se pueden ocasionar daños en elementos no estructurales.

4.9.1.2. Evaluación del comportamiento de vigas.

En el análisis realizado en las tablas 4.3 a la tabla 4.11, se puede observar que las secciones de vigas principales y secundarias son las adecuadas para resistir los momentos actuantes por cargas vivas y muertas, pero ante la acción de la carga sísmica, las secciones resultan ser insuficientes ya que el momento actuante es mayor que el momento resistente.

Dado que las vigas no resisten la acción de un sismo, están propensas a fallar generándose una rótula plástica en ellas y provocando el colapso parcial o total de la estructura.

4.9.1.3. Evaluación del comportamiento de columnas.

De los resultados mostrados en las tablas 4.12, 4.13 y 4.14, se puede observar que el acero colocado en las columnas es suficiente para soportar cargas vivas y muertas; sin embargo, antes cargas sísmicas el área de acero es insuficiente generando que las columnas fallen ante un evento sísmico severo.

4.9.1.4. Evaluación del tipo de falla.

En la figura 4.5 se puede observar que los primeros elementos en fallar son las columnas, vigas principales y secundarias del primer nivel y algunas vigas del segundo nivel, por lo que en la estructura se produce el tipo de falla frágil pues no se cumple con la condición de que las columnas sean más fuertes que las vigas.

4.9.1.5. Evaluación de la falla por columna corta.

La evaluación de la falla por columna corta realizada en las tablas 4.16, 4.17 y 4.18, indica que la rigidez de la columna corta es mayor que la columna

con longitud total, ocasionando que éstas fallen por fuerza cortante, ya que los tabiques no se encuentran aislados de los elementos estructurales y aportan rigidez a las columnas.

De los resultados obtenidos se tiene que las columnas cortas deberán soportar hasta 179 veces la fuerza cortante que soportaría la columna con la longitud total.

Dada la condición de columna corta, en un evento sísmico se producirán fallas importantes en la estructura inclusive puede darse el colapso total de la edificación.

4.9.2 Evaluación del estado actual de la edificación.

Luego de la evaluación visual al edificio 11 de la Universidad Nacional de Cajamarca, se tiene que el estado actual de la edificación es bueno, ya que no presenta fallas en los elementos estructurales ni deflexiones visibles.

4.9.3 Evaluación de la inestabilidad de tabiques.

En la tabla 4.21 se muestra los resultados de la evaluación de la inestabilidad de tabiques, los cuales indican que en todos los pisos la mayoría de tabiques evaluados son inestables ante cargas perpendiculares a su plano, ya que el momento actuante es mayor al momento resistente.

4.9.4 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

Luego de la evaluación de cada uno de los parámetros del comportamiento sísmico de la edificación, se tiene que éste es inadecuado pues las columnas y vigas no soportan adecuadamente las cargas a las que se encuentran expuestas, además las derivas de entrepiso no cumplen con el límite permitido por la norma de diseño sismorresistente E.030.

El estado actual de la edificación es bueno, ya que no presenta fisuras considerables, deflexiones ni asentamientos.

La verificación de la inestabilidad de tabiques indica que algunos tabiques son estables ante cargas perpendiculares al plano del muro.

El valor asignado a la vulnerabilidad sísmica del edificio 11 de la Universidad Nacional de Cajamarca es de 2.3 indicando que dicha vulnerabilidad es “**alta**” de acuerdo a la tabla 3.2.

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- a. El edificio 1I de la Universidad Nacional de Cajamarca tiene vulnerabilidad sísmica **alta**, debido a su comportamiento sísmico inadecuado, su estado actual bueno y algunos tabiques estables.
- b. Ante la acción de cargas sísmicas en el edificio 1I de la Universidad Nacional de Cajamarca, de producirán derivas de entrepiso muy superiores al límite establecido por la norma de diseño sismorresistente E.030 (MTC 2016) el cual es de 0.007 para edificaciones de concreto armado.
- c. Las vigas de la edificación soportan adecuadamente las cargas vivas y muertas, pero para cargas sísmicas, las secciones resultan ser insuficientes, por lo tanto, podrían fallar en un caso de sismo severo.
- d. Las columnas cumplen con soportar cargas vivas y muertas, pero no cargas sísmicas, por lo que también están propensas a fallar en el caso de un sismo severo.
- e. El tipo de falla a darse en la edificación es la falla frágil, ya que no se cumple con la condición de columna fuerte – viga débil establecida por la norma E.060 (MTC 2009).
- f. En el caso de un sismo se dará la falla por columna corta, ya que no existe una junta de separación entre tabique y pórtico que garantice que estos elementos actúen independientemente; al estar en contacto el tabique y la columna, ésta deberá soportar una fuerza cortante hasta 179 veces mayor.
- g. El estado actual de la edificación es bueno ya que no presenta fallas en elementos estructurales ni deflexiones visibles.

- h.** Los tabiques de la edificación, en su mayoría resultan ser inestables ante cargas perpendiculares a su plano, por lo que en un sismo colapsarían.

- i.** El edificio 11, está considerado como una edificación de uso esencial dentro de la categoría A2 según la norma E.030, por lo que su funcionamiento no debe afectarse en el caso de un sismo; de acuerdo a la evaluación de la vulnerabilidad, ésta condición no se cumple, esperándose incluso que la edificación sufra daños considerables.

5.2 RECOMENDACIONES

- a. Evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones más antiguas de la Universidad Nacional de Cajamarca, pues éstas se han diseñado sin tomar en cuenta los efectos sísmicos; con ésta evaluación se pueden proponer métodos de reforzamiento ante cargas sísmicas.
- b. Realizar un reforzamiento del edificio 11 con la inclusión de muros estructurales de concreto armado en ambas direcciones, debidamente dimensionados, para que éstos absorban la fuerza cortante producida por el sismo y se corrijan las derivas de entrepiso.
- c. Realizar el reforzamiento de las columnas y vigas con el aumento de su sección y refuerzo requerido, haciendo uso de un aditivo epóxico para la unión de concretos de diferentes edades.
- d. Aislar los tabiques de albañilería de los pórticos principales para evitar que éstos aporten rigidez a la columna.
- e. Fomentar la investigación en cuanto a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, ya que Cajamarca se encuentra en una zona catalogada como “zona de silencio sísmico”, y al no contar con edificaciones preparadas para soportar éstas exigencias, puede ocasionarse pérdidas importantes.
- f. Realizar un plan de emergencia ante un sismo, tomando en cuenta que algunas de las edificaciones de la Universidad Nacional de Cajamarca no están preparadas para soportarlo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

1. Andrade Insúa, Luis Eduardo (2004). Tesis: “Control de Derivas en las Normas de Diseño Sismorresistente”. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
2. Bolaños Tauma, Miriam Ivonne (2015). Tesis: “Desempeño Sismorresistente del Edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca”. Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca, Perú.
3. Broto, Carles. (2009). Enciclopedia Broto de patologías de la construcción. (16°.ed). España, Barcelona. Editorial Links Internacional.
4. Cárdenas Paredes, Lourdes Ana (2008). Tesis: “Análisis de Vulnerabilidad Estructural del Hotel Comercio”. Universidad Ricardo Palma. Lima, Perú.
5. Calavera, José (2005). “Patología de estructuras de Hormigón Armado y Pretensado” (1°.ed). España, Madrid. Instituto técnico de materiales y construcciones. Editorial INTEMAC.
6. Durán Quintal, Carlos Iván (2008). Tesis Magistral: “Refuerzo con Bandas de Fibra de Carbono (CFRP) en Columnas Cortas de Concreto Reforzado – Estudio Exploratorio”. Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F., México.
7. Fernández Villegas, Jhonny Ángel (2006). Tesis: “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones”. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
8. INDECI (2005). Ciudades sostenibles. Programa de prevención y medidas de mitigación ante desastres de la ciudad de Cajamarca. (1°.

- ed.) Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD).
Perú: Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI).
9. Kuroiwa Horiuchi, Julio. (2002). "Reducción de desastres - Viviendo en armonía con la naturaleza". Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD). Lima, Perú. CAPECO.
 10. Kuroiwa, Julio; Pacheco, Edgardo y Pando, Edgardo. (2010) "Alto a los Desastres". Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD). Lima, Perú. Umbral Ediciones.
 11. Laucata Luna, Johan Edgar (2013). Tesis: "Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica de las Viviendas Informales en la Ciudad de Trujillo". Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
 12. Mc Cormac, Jack y Brown, Russell (2011). "Diseño de Concreto Reforzado". (8° ed.) México. Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
 13. Merino Zelada, Luis Emilio (2013). Tesis: "Desempeño Sismorresistente del Edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca". Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca, Perú.
 14. Morales Morales, Roberto (2006). "Diseño en Concreto Armado". (3° ed.) Lima Perú. Instituto de la Construcción y Gerencia – ICG.
 15. Mosqueira Moreno, Miguel Ángel (2012). Tesis Doctoral: "Riesgo Sísmico en las Edificaciones de la Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca". Escuela de Postgrado Universidad Nacional de Trujillo. Trujillo, Perú.
 16. Mosqueira Moreno, Miguel Ángel y Tarque Ruíz, Sabino Nicola (2005). Tesis Magistral: "Recomendaciones Técnicas para Mejorar la Seguridad Sísmica de Viviendas de Albañilería Confinada de la Costa Peruana". Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

- 17.MTC. (2006). Reglamento Nacional de Construcciones NTE-070 de Albañilería. Lima, Perú: Ministerio de Transportes, Comunicación, Vivienda y Construcción (MTC).
- 18.MTC. (2009). Reglamento Nacional de Construcciones NTE-060 de Concreto Armado. Lima, Perú: Ministerio de Transportes, Comunicación, Vivienda y Construcción (MTC).
- 19.MTC. (2016). Reglamento Nacional de Construcciones NTE-030 de Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Ministerio de Transportes, Comunicación, Vivienda y Construcción (MTC).
- 20.Muñoz, Juan (2004). "Ingeniería Sismorresistente". Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería. Lima, Perú. Fondo Editorial PUCP.
- 21.OPS - Organización Panamericana de la Salud (2000). "Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud". Programa de Preparativos para Situaciones de Emergencia y Coordinación del Socorro en Casos de Desastre. Washington, D.C. Estados Unidos.
- 22.Orrillo Rojas, Jonathan David (2014). "Desempeño Sismorresistente del edificio 2H de la Universidad Nacional de Cajamarca". Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca, Perú.
- 23.Ortega, Nestor F. y Ripani, Marianela (2007). Experiencias en el empleo de ensayos no destructivos, en el análisis de estructuras de hormigón afectadas por diferentes situaciones patológicas. IV Conferencia Panamericana de END. Buenos Aires, Argentina.

24. Ottazzi Pasino, Gianfranco (2006). "Diseño en concreto armado". (1° ed.) Lima Perú: Asociación capitulo peruano del Instituto Americano del Concreto – ACI.
25. Paulay, T; Priestley, M. (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". Estados Unidos.
26. SAN BARTOLOMÉ, Ángel (1998). "Análisis de Edificios". (2° ed.). Lima, Perú. Fondo Editorial PUCP.
27. SAN BARTOLOMÉ, Ángel (1998). "Construcciones de Albañilería – Comportamiento sísmico y diseño estructural". (2° ed.). Lima, Perú. Fondo Editorial PUCP.
28. SEAOC (1995). Vision 2000 - A Framework for Performance Based Earthquake Engineering. Structural Engineers Association of California. California, United States.
29. Tafur Sarmiento, Enrique y Narro de los Ríos, Víctor (2005). Tesis: "Estudio de la vulnerabilidad de viviendas en la ciudad de Cajamarca". Cajamarca Perú. Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca, Perú.
30. Vizconde Campos, Adalberto (2004). Tesis: "Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de un Edificio Existente: Clínica San Miguel, Piura". Universidad de Piura. Piura, Perú.

ANEXOS

ANEXO Nº 01
ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

METODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO
ENDURECIDO - ASTM C 805 - 97

Consideraciones previas:

1. Espesor mínimo de piezas a ensayar: 10cm.
2. Esclerómetro en posición perpendicular a la superficie de ensayo.
3. Distancia mínima entre puntos de ensayo: 2.5cm.
4. Número mínimo de lecturas: 10.
5. Se descartan las lecturas que difieran en más de 6 unidades de la media. Más de dos lecturas que cumplan con esto, se descarta el conjunto.

Elementos a ensayar:

1. Columnas: en tres puntos (inferior, medio y alto).
2. Vigas: horizontal y verticalmente en sus caras encofradas (una o dos.)

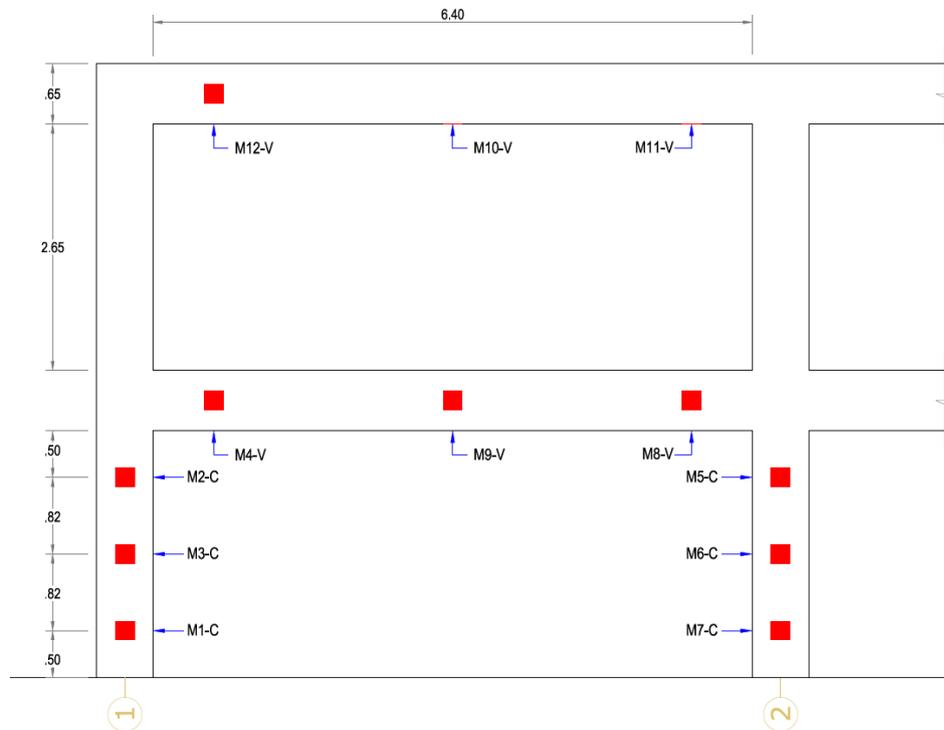
Equipo utilizado:

- ESCLERÓMETRO ZHEJIANG TUGONG, propiedad del Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería.



Zonas donde se tomaron los datos:

- Los puntos tomados corresponden al pórtico "F", el cual es uno de los más cargados.



Ubicación de puntos tomados en el pórtico "F" para ensayo de esclerometría.

- Se realizó el trazo de una cuadrícula de 4x4, de recuadros de 4cm de lado, en cada recuadro se realizó una lectura.



- Se tomaron los datos, colocando el esclerómetro en posición perpendicular al plano del elemento estructural.



METODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO
ASTM C 805 - 97

EQUIPO: ESCLERÓMETRO ZHEJIANG TUGONG
MATERIAL: CONCRETO ARMADO
LUGAR: EDIFICIO "11" FAC. CIENCIAS DE LA SALUD
UBICACIÓN: UNC - CAJAMARCA.
OPERADOR: FRANK JUNIOR GONZÁLES VÁSQUEZ
FECHA: 12/03/2016

COLUMNAS:

MUESTRA M1-C

LECTURA	Nº REBOTE	OBSERVACIÓN
1	30.0	VÁLIDO
2	31.5	VÁLIDO
3	33.0	VÁLIDO
4	29.5	VÁLIDO
5	27.0	VÁLIDO
6	29.5	VÁLIDO
7	32.5	VÁLIDO
8	25.0	VÁLIDO
9	31.0	VÁLIDO
10	32.5	VÁLIDO
11	28.0	VÁLIDO
12	25.0	VÁLIDO
13	28.5	VÁLIDO
14	27.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del concreto	31 años
Elemento en Ensayo	Columna
Dimensiones Elemento	25cm x 55cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación del Equipo	0 Grados
Nº de rebote promedio	29.3
Lecturas descartadas	2
Resistencia Compresión	196.0 kg/cm ²

MUESTRA M2-C

LECTURA	Nº REBOTE	OBSERVACIÓN
1	31.0	VÁLIDO
2	29.0	VÁLIDO
3	32.0	VÁLIDO
4	32.5	VÁLIDO
5	30.0	VÁLIDO
6	33.0	VÁLIDO
7	28.0	VÁLIDO
8	30.5	VÁLIDO
9	32.0	VÁLIDO
10	32.5	VÁLIDO
11	32.0	VÁLIDO
12	30.0	VÁLIDO
13	29.5	VÁLIDO
14	29.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del concreto	31 años
Elemento en Ensayo	Columna
Dimensiones Elemento	25cm x 55cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación del Equipo	0 Grados
Nº de rebote promedio	30.8
Lecturas descartadas	2
Resistencia Compresión	218.0 kg/cm ²

MUESTRA M3-C

LECTURA	Nº REBOTE	OBSERVACIÓN
1	32.0	VÁLIDO
2	28.0	VÁLIDO
3	28.0	VÁLIDO
4	30.0	VÁLIDO
5	31.0	VÁLIDO
6	29.0	VÁLIDO
7	29.0	VÁLIDO
8	28.0	VÁLIDO
9	30.0	VÁLIDO
10	26.0	VÁLIDO
11	29.0	VÁLIDO
12	26.0	VÁLIDO
13	28.0	VÁLIDO
14	27.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del concreto	31 años
Elemento en Ensayo	Columna
Dimensiones Elemento	25cm x 55cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación del Equipo	0 Grados
Nº de rebote promedio	28.6
Lecturas descartadas	2
Resistencia Compresión	186.0 kg/cm ²

MUESTRA M5-C

LECTURA	Nº REBOTE	OBSERVACIÓN
1	35.0	VÁLIDO
2	32.0	VÁLIDO
3	33.5	VÁLIDO
4	34.0	VÁLIDO
5	31.5	VÁLIDO
6	31.0	VÁLIDO
7	34.0	VÁLIDO
8	33.5	VÁLIDO
9	35.0	VÁLIDO
10	32.0	VÁLIDO
11	32.0	VÁLIDO
12	29.5	VÁLIDO
13	34.0	VÁLIDO
14	31.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del concreto	31 años
Elemento en Ensayo	Columna
Dimensiones Elemento	25cm x 55cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación del Equipo	0 Grados
Nº de rebote promedio	32.7
Lecturas descartadas	2
Resistencia Compresión	246.4 kg/cm ²

MUESTRA M6-C

LECTURA	Nº REBOTE	OBSERVACIÓN
1	33.5	VÁLIDO
2	35.0	VÁLIDO
3	30.0	VÁLIDO
4	29.0	VÁLIDO
5	28.5	VÁLIDO
6	30.0	VÁLIDO
7	30.5	VÁLIDO
8	35.0	VÁLIDO
9	29.5	VÁLIDO
10	31.0	VÁLIDO
11	35.0	VÁLIDO
12	34.5	VÁLIDO
13	31.0	VÁLIDO
14	34.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del concreto	31 años
Elemento en Ensayo	Columna
Dimensiones Elemento	25cm x 55cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación del Equipo	0 Grados
Nº de rebote promedio	31.9
Lecturas descartadas	2
Resistencia Compresión	236.2 kg/cm ²

MUESTRA M7-C

LECTURA	Nº REBOTE	OBSERVACIÓN
1	31.5	VÁLIDO
2	37.0	VÁLIDO
3	38.5	VÁLIDO
4	39.5	VÁLIDO
5	36.0	VÁLIDO
6	34.0	VÁLIDO
7	30.5	VÁLIDO
8	37.0	VÁLIDO
9	33.5	VÁLIDO
10	37.0	VÁLIDO
11	31.0	VÁLIDO
12	37.5	VÁLIDO
13	38.5	VÁLIDO
14	36.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del concreto	31 años
Elemento en Ensayo	Columna
Dimensiones Elemento	25cm x 55cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación del Equipo	0 Grados
Nº de rebote promedio	35.5
Lecturas descartadas	2
Resistencia Compresión	285.0 kg/cm ²

VIGAS:**MUESTRA M4-V**

LECTURA	Nº REBOTE	OBSERVACIÓN
1	33.0	VÁLIDO
2	30.5	VÁLIDO
3	32.0	VÁLIDO
4	34.0	VÁLIDO
5	36.0	VÁLIDO
6	34.5	VÁLIDO
7	36.0	VÁLIDO
8	35.0	VÁLIDO
9	33.0	VÁLIDO
10	34.5	VÁLIDO
11	29.0	VÁLIDO
12	29.0	VÁLIDO
13	32.5	VÁLIDO
14	36.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del concreto	31 años
Elemento en Ensayo	Columna
Dimensiones Elemento	25cm x 65cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación del Equipo	0 Grados
Nº de rebote promedio	33.2
Lecturas descartadas	2
Resistencia Compresión	252.0 kg/cm ²

MUESTRA M8-V

LECTURA	Nº REBOTE	OBSERVACIÓN
1	33.0	VÁLIDO
2	33.5	VÁLIDO
3	32.0	VÁLIDO
4	35.0	VÁLIDO
5	36.0	VÁLIDO
6	31.5	VÁLIDO
7	31.0	VÁLIDO
8	34.0	VÁLIDO
9	34.5	VÁLIDO
10	31.0	VÁLIDO
11	31.0	VÁLIDO
12	34.0	VÁLIDO
13	35.5	VÁLIDO
14	37.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del concreto	31 años
Elemento en Ensayo	Columna
Dimensiones Elemento	25cm x 65cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación del Equipo	0 Grados
Nº de rebote promedio	33.5
Lecturas descartadas	2
Resistencia Compresión	255.0 kg/cm ²

MUESTRA M9-V

LECTURA	Nº REBOTE	OBSERVACIÓN
1	35.0	VÁLIDO
2	39.0	VÁLIDO
3	38.5	VÁLIDO
4	37.0	VÁLIDO
5	36.0	VÁLIDO
6	37.0	VÁLIDO
7	38.0	VÁLIDO
8	38.5	VÁLIDO
9	39.5	VÁLIDO
10	38.0	VÁLIDO
11	40.0	VÁLIDO
12	39.0	VÁLIDO
13	32.5	VÁLIDO
14	37.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del concreto	31 años
Elemento en Ensayo	Columna
Dimensiones Elemento	25cm x 65cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación del Equipo	0 Grados
Nº de rebote promedio	37.5
Lecturas descartadas	2
Resistencia Compresión	315.0 kg/cm ²

MUESTRA M10-V

LECTURA	Nº REBOTE	OBSERVACIÓN
1	40.0	VÁLIDO
2	38.5	VÁLIDO
3	41.0	VÁLIDO
4	42.0	VÁLIDO
5	39.0	VÁLIDO
6	40.0	VÁLIDO
7	41.0	VÁLIDO
8	42.0	VÁLIDO
9	41.5	VÁLIDO
10	40.0	VÁLIDO
11	42.0	VÁLIDO
12	43.0	VÁLIDO
13	41.0	VÁLIDO
14	43.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del concreto	31 años
Elemento en Ensayo	Columna
Dimensiones Elemento	25cm x 65cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación del Equipo	90 Grados
Nº de rebote promedio	41.0
Lecturas descartadas	2
Resistencia Compresión	310.0 kg/cm ²

MUESTRA M11-V

LECTURA	Nº REBOTE	OBSERVACIÓN
1	41.5	VÁLIDO
2	41.5	VÁLIDO
3	39.0	VÁLIDO
4	41.0	VÁLIDO
5	39.0	VÁLIDO
6	40.5	VÁLIDO
7	38.0	VÁLIDO
8	37.0	VÁLIDO
9	42.0	VÁLIDO
10	42.0	VÁLIDO
11	39.5	VÁLIDO
12	42.0	VÁLIDO
13	38.5	VÁLIDO
14	37.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del concreto	31 años
Elemento en Ensayo	Columna
Dimensiones Elemento	25cm x 65cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación del Equipo	90 Grados
Nº de rebote promedio	39.9
Lecturas descartadas	2
Resistencia Compresión	257.5 kg/cm ²

MUESTRA M12-V

LECTURA	Nº REBOTE	OBSERVACIÓN
1	32.0	VÁLIDO
2	32.0	VÁLIDO
3	30.5	VÁLIDO
4	32.5	VÁLIDO
5	32.5	VÁLIDO
6	33.0	VÁLIDO
7	35.0	VÁLIDO
8	37.0	VÁLIDO
9	37.0	VÁLIDO
10	36.5	VÁLIDO
11	38.0	VÁLIDO
12	33.5	VÁLIDO
13	38.5	VÁLIDO
14	35.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del concreto	31 años
Elemento en Ensayo	Columna
Dimensiones Elemento	25cm x 65cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación del Equipo	0 Grados
Nº de rebote promedio	34.5
Lecturas descartadas	2
Resistencia Compresión	270.0 kg/cm ²

Resultados obtenidos:

- Del ensayo realizado se tienen las siguientes resistencias a compresión del concreto:

$$\text{Columnas} \quad : \quad f'c = 227.78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Vigas} \quad : \quad f'c = 272.22 \text{ Kg/cm}^2$$

- Para efectos de modelamiento y análisis de la edificación, se toma el 90% del valor promedio de la resistencia a la compresión para columnas y vigas, esto debido a la incertidumbre del tipo de ensayo realizado.