

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL
CUSCO

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



“EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS
EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA DEL CONJUNTO VECINAL
ZARUMILLA, CUSCO-2018”

Tesis, presentado por:

- Bach. Ccorahua Pampañaupa Harol Emerson
- Bach. Soncco Cuti Saul Charly

Para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

CUSCO – PERÚ

2020

AGRADECIMIENTOS

Expresar nuestro profundo agradecimiento y reconocimiento a los docentes de la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco por brindarnos sus conocimientos y dedicación en nuestra formación, que harán de nosotros buenos profesionales al servicio de la sociedad. En especial a nuestros jurados Ing. Julio Gabino Rojas Bravo, Mgt. Ing. Carlos Fernández Baca Vidal y al Ing. Danny Teófilo Nieto Palomino por el tiempo y apoyo incondicional brindado durante la realización de esta investigación.

DEDICATORIA

Este trabajo de investigación va dedicado a mi padre por enseñarme la perseverancia, a mi madre por brindarme su apoyo incondicional en el transcurso de mi vida y a mis hermanos por ser muy buenos amigos.

Harol Emerson.

A mis padres por brindarme su amor incondicional y confiar siempre en mí y enseñarme los valores que harán de mí una buena persona, a mis hermanos por estar a mi lado y brindarme su apoyo.

Saul Charly.

INDICE

AGRADECIMIENTOS	i
DEDICATORIA	ii
INDICE.....	iii
LISTA DE CUADROS.....	vi
LISTA DE FIGURAS.....	viii
RESUMEN	x
ABSTRACT	xi
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1. Situación Problemática.....	1
1.2. Formulación Del Problema.....	5
1.3. Justificación De La Investigación.....	5
1.4. Objetivos De La Investigación	6
CAPITULO II: MARCO TEORICO CONCEPTUAL.....	7
2.1. Antecedentes de la investigación.....	7
2.2. Bases teóricas	8
2.2.1. Sismicidad.....	8
2.2.2. Intensidad sísmica	10
2.2.3. Magnitud	11
2.2.4. Actividad sísmica en el mundo.....	11
2.2.5. Vulnerabilidad sísmica	12
2.2.6. Clasificación de la vulnerabilidad sísmica.....	13
2.2.7. Factores que determinan la vulnerabilidad sísmica de edificaciones	14
2.2.8. Peligrosidad Sísmica	15
2.2.9. Riesgo Sísmico.....	16
2.2.10. Principales sistemas estructurales utilizados en nuestro país.....	16
2.2.11. Propiedades mecánicas de los materiales	18
2.2.12. Métodos para determinar la Vulnerabilidad Sísmica	22
2.2.13. Método Hirosawa	24

2.3. Marco Conceptual	38
CAPITULO III: HIPÓTESIS Y VARIABLES	40
a. Hipótesis General	40
b. Hipótesis Específicas.....	40
c. Identificación De Las Variables	40
d. Operacionalización De Variables.	41
e. Indicadores	42
f. Matriz De Consistencia	43
CAPITULO IV: METODOLOGÍA	44
a. Tipo y diseño de investigación	44
b. Unidad de análisis	44
c. Población de estudio	44
d. Selección de muestras:	44
e. Tamaño de muestras:.....	44
f. Técnica de recolección de datos e información.	45
g. Análisis e interpretación de la información	46
CAPITULO V: RESULTADOS Y DISCUSIONES	47
5.1. Los edificios del conjunto vecinal Zarumilla.....	47
5.1.1. Ubicación y accesos	47
5.1.2. Tipología estructural.....	47
5.1.3. Descripción de las características de diseño de los edificios	50
5.1.4. Metodología de evaluación.....	51
5.1.5. Descripción del edificio en estudio.....	53
5.2. Geología de la zona	57
5.2.1. Formación san Sebastián (pleistoceno).....	57
5.3. Tectónica activa	58
5.3.1. Falla de Tambomachay	58
5.3.2. Falla de Qoricocha	58
5.4. Investigación geotécnica	59

5.4.1.	Exploración en campo.....	59
5.4.2.	Ensayos en laboratorio.....	61
5.5.	Calidad y propiedad mecánicas de los materiales.....	69
5.5.1.	Resistencia a la compresión del concreto.....	69
5.5.2.	Módulo de elasticidad del concreto.....	69
5.5.3.	Resistencia de fluencia del acero.....	70
5.5.4.	Módulo de elasticidad del acero.....	70
5.5.5.	Resistencia a la compresión de la unidad de albañilería (f'_{b}).....	71
5.5.6.	Resistencia de pilas de albañilería.....	71
5.5.7.	Resistencia al corte diagonal.....	71
5.5.8.	Módulo de Elasticidad de la albañilería.....	71
5.6.	Análisis de la vulnerabilidad estructural con el método de Hirosawa.....	72
5.6.1.	Análisis en la dirección X-X.....	73
5.6.2.	Análisis en la dirección Y-Y.....	75
5.6.3.	Resumen.....	78
5.7.	Análisis cuantitativo de la vulnerabilidad estructural.....	79
5.7.1.	Peligro sísmico.....	80
5.7.2.	Características del edificio.....	80
5.7.3.	Análisis estructural.....	81
5.7.4.	Validación de la estructura.....	89
5.7.5.	Verificación de refuerzos en vigas, columnas y esfuerzos en muros.....	93
5.7.6.	Evaluación del comportamiento sísmico con el RNE E-030, E-060 y E-070. ...	105
CONCLUSIONES.....		106
RECOMENDACIONES.....		108
REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍAS.....		109

LISTA DE CUADROS

<i>Tabla 2.2-1</i> Intensidad de Mercalli modificada (IMM)	10
<i>Tabla 2.2-2</i> Valores de α	29
<i>Tabla 2.2-3</i> Valores de valores de G_i y R_i	32
<i>Tabla 2.2-4</i> Valores del índice T para diferentes causas y tipos de deterioro.....	35
<i>Tabla 2.2-5</i> Clasificación de daños causados por sismo	36
<i>Tabla f-1</i> Matriz de consistencia. (Elaboración propia)	43
<i>Tabla 5.4-1</i> Resumen de la capacidad portante con relación a la profundidad de la cimentación corrida.	65
<i>Tabla 5.4-2</i> Resumen de la capacidad portante con relación a la profundidad de las zapatas aisladas cuadradas.	66
<i>Tabla 5.4-3</i> Resultados del cálculo de asentamientos para cimiento corrido.	68
<i>Tabla 5.4-4</i> Resultados del cálculo de asentamientos para zapatas aisladas cuadradas.	68
<i>Tabla 5.4-5</i> Elementos químicos nocivos para la cimentación.....	68
<i>Tabla 5.6-1</i> Resumen de las características del edificio en la dirección X-X.....	73
<i>Tabla 5.6-2</i> Elementos para el cálculo de E_o	73
<i>Tabla 5.6-3</i> Elementos para el cálculo de S_d	74
<i>Tabla 5.6-4</i> Elementos para el cálculo de T.....	74
<i>Tabla 5.6-5</i> Resumen de las características del edificio en la dirección Y-Y.....	75
<i>Tabla 5.6-6</i> Elementos para el cálculo de E_0	76
<i>Tabla 5.6-7</i> Elementos para el cálculo de S_d	76
<i>Tabla 5.6-8</i> Elementos para el cálculo de T.....	77
<i>Tabla 5.6-9</i> Cálculo de I_s por piso y en ambas direcciones	78
<i>Tabla 5.6-10</i> Análisis de la vulnerabilidad por piso y en cada dirección	78
<i>Tabla 5.7-1</i> Parámetros de sismicidad del lugar en estudio	80
<i>Tabla 5.7-2</i> Masa de la edificación por nivel	83
<i>Tabla 5.7-3</i> Fuerzas cortantes y momentos en dirección X, Y.	83
<i>Tabla 5.7-4</i> Valores para la construcción del espectro.	86
<i>Tabla 5.7-5</i> Porcentaje de masa participativa.	87
<i>Tabla 5.7-6</i> Masas y rigideces	88
<i>Tabla 5.7-7</i> Fuerza cortante basal	88
<i>Tabla 5.7-8</i> Irregularidad de masa o peso.	89
<i>Tabla 5.7-9</i> Irregularidad de rigidez – piso blando.....	89

<i>Tabla 5.7-10</i> Irregularidad torsional	90
<i>Tabla 5.7-11</i> Distorsiones de entrepiso	91
<i>Tabla 5.7-12</i> Distorsiones de entrepiso	91
<i>Tabla 5.7-13</i> Tipo de falla en las vigas	95
<i>Tabla 5.7-14</i> Cuantía mínima y máxima en las vigas	95
<i>Tabla 5.7-15</i> Fuerza axial mínima resistente versus fuerza axial máxima actuante	103
<i>Tabla 5.7-16</i> Verificación por resistencia a carga axial	104
<i>Tabla 5.7-16</i> Verificación por resistencia a carga axial	105
<i>Tabla 5.7-19</i> Evaluación del comportamiento sísmico estructural	105

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1.1-1</i> Templo de Santo Domingo después del sismo de 1950. (Extraído de http://cuzcoeats.com/es/la-historia-de-una-cafeteria-del-cusco/).....	2
<i>Figura 1.1-2</i> Daños generados tras el sismo de Miska - Paruro 2014. (Extraído de http://cinabrio.over-blog.es)	3
<i>Figura 1.1-3</i> Ubicación del Conjunto Vecinal Zarumilla. (Elaboración propia).....	4
<i>Figura 2.2-1</i> Origen de un terremoto, con su proyección en la superficie terrestre (Nyffenegger, 1997).	9
<i>Figura 2.2-2</i> Origen de un terremoto, con su proyección en la superficie terrestre (Nyffenegger, 1997).....	9
<i>Figura 2.2-3</i> Ubicación de las placas en el mundo y el cinturón de fuego. (Extraído de https://cioinformacion.com/sismo-de-hoy-fue-similar-al-de-septiembre-del-2017).....	12
<i>Figura 2.2-4</i> Riesgo en función del peligro y vulnerabilidad. (Elaboración propia).....	16
<i>Figura 2.2-5</i> Resistencia a la fluencia del acero. (Elaboración propia).	20
<i>Figura 2.2-6</i> Resistencia característica de la albañilería. (RNE).	21
<i>Figura 2.2-7</i> Elementos que intervienen en la regularidad. (Elaboración propia).....	33
<i>Figura 2.2-8</i> Aspectos a considerar en la relación largo ancho. (Elaboración propia).	33
<i>Figura 2.2-9</i> Aspectos a considerar en la contracción de planta. (Elaboración propia).	34
<i>Figura d-1</i> Operacionalización de variables. (Elaboración propia).....	41
<i>Figura 5.1-1</i> Refacción de fachadas en los edificios del conjunto vecinal Zarumilla.	49
<i>Figura 5.1-2</i> Encuentro entre columnas de concreto armado y muros de albañilería de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla.....	49
<i>Figura 5.1-3</i> Plano del conjunto vecinal Zarumilla Elaborado en 1965.	51
<i>Figura 5.1-4</i> Vista del bloque 9 A, edificio en estudio. (Elaboración propia).....	54
<i>Figura 5.1-5</i> Plano en planta del bloque en estudio. (Elaboración propia).	54
<i>Figura 5.1-6</i> Vista en planta del pórtico donde se determinó la distribución de los refuerzos de acero, eje C2-C3. (Elaboración propia).....	56
<i>Figura 5.1-7</i> Vista en elevación del pórtico donde se determinó la distribución de los refuerzos de acero, eje C2-C3. (Elaboración propia)	56
<i>Figura 5.2-1</i> Geología de la zona en estudio. (Laboratorio de suelos y materiales proyectos y construcciones Silver).	57
<i>Figura 5.3-1</i> Ubicación de las fallas geológicas más representativas en la ciudad del Cusco. (Extraído de: https://www.ingemmet.gob.pe/documents/73138/909726/INFORME)	59

<i>Figura 5.4-1</i> Ubicación de calicatas en la zona de estudio. (Elaboración propia).....	60
<i>Figura 5.4-2</i> Perfil estratigráfico de calicata 01. (Elaboración propia).	63
<i>Figura 5.5-1</i> Especificaciones de los planos en los años 50. (Planos de archivo central de la Municipalidad provincial del Cusco).	70
<i>Figura 5.6-1</i> Procedimiento para determinar la vulnerabilidad sísmica con el método Hirosawa. (Elaboración propia).	72
<i>Figura 5.7-1</i> Procedimiento cuantitativo para determinar la vulnerabilidad sísmica estructural. (elaboración propia)	79
<i>Figura 5.7-2</i> Modelo matemático A considerando solo pórticos de concreto armado. (Elaboración propia).....	81
<i>Figura 5.7-3</i> Modelo matemático B considerando interacción tabique pórtico. (Elaboración propia).	82
<i>Figura 5.7-4</i> Idealización de las fuerzas cortantes por nivel en ambas direcciones.	83
<i>Figura 5.7-5</i> Fuerza cortante de entrepiso en dirección. (Elaboración propia)	84
<i>Figura 5.7-6</i> Momento de volteo. (Elaboración propia)	84
<i>Figura 5.7-7</i> Espectro de respuesta en dirección X, Y. (Elaboración propia)	87
<i>Figura 5.7-8</i> Distorsión máxima por piso modelo A. (Elaboración propia).....	92
<i>Figura 5.7-9</i> Distorsión máxima por piso modelo B. (Elaboración propia).	92
<i>Figura 5.7-10</i> Diagrama de interacción (P-Mx). (Elaboración propia).	97
<i>Figura 5.7-11</i> Diagrama de interacción (P-My). (Elaboración propia).	97
<i>Figura 5.7-12</i> Interacción columna fuerte – viga débil dirección Y-Y. (Elaboración propia).	99
<i>Figura 5.7-13</i> Interacción columna fuerte – viga débil dirección X-X. (Elaboración propia).	100
<i>Figura 5.7-14</i> Propuesta de reforzamiento con muro de albañilería confinada. (Elaboración propia)	104

RESUMEN

El Perú pertenece al conjunto de países que conforma el cinturón del fuego del pacífico razón por la cual es altamente sísmico y que ha experimentado a lo largo de la historia sismos que han generado desastres, pérdidas de vida y económicas. En particular la ciudad del Cusco se ve afectado por movimientos sísmicos de magnitud considerable producidos por las fallas activas próximas a ella, además es importante mencionar que en la ciudad del Cusco existen viviendas colectivas muy antiguas que posiblemente no se diseñaron con normas sismorresistentes, esto podría suponer que ante un sismo de gran magnitud podrían colapsar.

Se desarrolló la Evaluación de la Vulnerabilidad Estructural de las Edificaciones de Albañilería Confinada del Conjunto Vecinal Zarumilla, Cusco-2018, siendo este conjunto vecinal una de las más antiguas edificaciones colectivas de concreto armado construido después del sismo de 1950 en Cusco frente a la necesidad de viviendas que generó dicho sismo.

Se hizo la caracterización del estado actual de los materiales y elementos que conforman la estructura tales como: zapatas, vigas, columnas, losas y muros y se determinó el sistema constructivo con el que se diseñaron estas edificaciones. Para realizar la evaluación de la vulnerabilidad estructural existen diversos métodos que dependen del sistema estructural estos son métodos cualitativos y cuantitativos, en la presente tesis se aplicó el método cualitativo Hirosawa que recomienda la OPS para edificaciones que cuentan con alta densidad de muros y el método cuantitativo se basó en el análisis modal espectral del RNE. E030 de diseño sismorresistente, además se afianzo con estudios complementarios como de la mecánica de suelos y de los refuerzos de acero para finalmente determinar la vulnerabilidad de dichas edificaciones.

ABSTRACT

Peru belongs to the group of countries that make up the Pacific fire belt, which is why it is highly seismic and has experienced earthquakes throughout history that have caused disasters, loss of life and economic. In particular, the city of Cusco is affected by seismic movements of considerable magnitude produced by the active faults near it, it is also important to mention that in the city of Cusco there are very old collective dwellings that may not have been designed with seismic-resistant norms, this could suppose that before an earthquake of great magnitude they could collapse.

The Structural Vulnerability Assessment of the Confined Masonry Buildings of the Zarumilla Neighborhood Complex, Cusco-2018 was developed, this neighborhood set being one of the oldest collective buildings of reinforced concrete built after the 1950 earthquake in Cusco against the need for homes that generated this earthquake.

The characterization of the current state of the materials and elements that make up the structure such as: footings, beams, columns, slabs and walls was made and the construction system with which these buildings were designed was determined. To perform the assessment of structural vulnerability there are several methods that depend on the structural system, these are qualitative and quantitative methods, in this thesis the Hirosawa qualitative method that PAHO recommends for buildings that have high wall density and the quantitative method was applied. It was based on the spectral modal analysis of the RNE. E030 with a seismic-resistant design, also strengthened with complementary studies such as soil mechanics and steel reinforcements to finally determine the vulnerability of these buildings.

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Situación Problemática

En el mundo la franja de sismicidad más importante se encuentra en la periferia del océano Pacífico. Comprende Patagonia y Chile en América del Sur, Centroamérica, parte occidental de México, Estados Unidos, Canadá y Alaska, atraviesa las Islas Aleutianas, continua por la península de Kamchatka, Japón, Islas Filipinas y termina en Nueva Zelanda, en el sur. Además, esta zona sísmica se caracteriza por una actividad volcánica intensa. Por esto se le conoce como cinturón de fuego del Pacífico. (CENAPRED, 2011, p.20)

Es evidente que, en el mundo, la sismicidad se concentra en zonas bien definidas. En el contexto de la sismicidad mundial Perú tiene, en buena parte de su territorio, un alto nivel de exposición al peligro sísmico por encontrarse asociado al Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las más importantes zonas donde suceden sismos.

La ciudad del Cusco está considerada como la capital arqueológica de América del sur, los documentos históricos desde la época de la conquista, Huamán (1987) nos indican que esta región fue afectada por numerosos movimientos sísmicos, algunos con carácter de terremotos y muchos medianamente fuertes a débiles en los años siguientes: 1581,1590,1650, 1707, 1744, 1746, 1905, 1928, 1941, 1943, 1950, 1965, 1980 y 1986.

Entre los sismos más importantes destaca: El sismo de 1581 que afectó al pueblo de Yanaoca, el de 1650 localizado en Cusco (32 muertos) y fue de orden regional, el de 1943 que produjo fuerte destrucción en Yanaoca y Pampamarca (75 muertos) y el de 1950 que asoló completamente la ciudad del Cusco, con un saldo de 120 muertos y muchos heridos y

finalmente el de 1986 de intensidad IV en la escala de intensidad de Mercalli, afectando un área pequeña en el parque de Ccoripata.

El sismo del 21 de mayo de 1950 alcanzó la intensidad de grado VII, tuvo un área epicentral muy localizado y confinada en el valle del Cusco, los efectos tectónicos que resultaron del sismo se localizaron al SE de San Sebastián y la profundidad focal estimada fue de unos 9.0Km. (Huamán, 1987. p.256)



Figura 1.1-1 Templo de Santo Domingo después del sismo de 1950. (Extraído de <http://cuzcoeats.com/es/la-historia-de-una-cafeteria-del-cusco/>)

Los últimos sismos ocurridos en el Perú demuestran que las edificaciones antiguas no se comportan adecuadamente a este fenómeno, debido a que fueron diseñados sin normas sismorresistentes.



Figura 1.1-2 Daños generados tras el sismo de Miska - Paruro 2014. (Extraído de <http://cinabrio.over-blog.es>)

El sismo ocurrido el 27 de setiembre de 2014, presento una magnitud de 5.1 ML y produjo en la localidad de Miska intensidades del orden de VII (MM) produciendo la muerte de 8 personas debido al colapso de aproximadamente 45 viviendas, todas construidas con material de adobe. El sismo tuvo un radio de percepción de 70 km. (Tavera et al, 2014)

Por todo lo dicho anteriormente, el Perú es un país de alta amenaza sísmica y la ciudad del Cusco no es ajena a ella, por tanto, se hace indispensable el estudio de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones más antiguas en la ciudad del Cusco, como son las edificaciones del Conjunto Vecinal Zarumilla que es el objeto de estudio de esta tesis. Cuyas características son las siguientes:

- Está ubicado en la Avenida La Cultura del distrito del Cusco.
- Consta de 10 bloques similares de 3 pisos cada uno, con dos departamentos por piso.
- Fueron construidos (1953-1955) después del Sismo de 1950 en el gobierno de M. Odría.

- La construcción se realizó sin normas sismo-resistentes y escaso control de calidad de los materiales, según entrevista realizada al Arquitecto José Enríquez.
- Son estructuras híbridas una combinación de concreto armado y albañilería.
- Desde su construcción hasta la fecha solo ocurrió un sismo de intensidad IV a VI en la escala de Mercalli en 1986 y no se realizó ningún estudio para determinar su vulnerabilidad sísmica estructural.

En esta investigación se pretende establecer el grado de vulnerabilidad sísmica estructural de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla. Por la similitud de los bloques de la edificación se tomó un bloque para luego realizar un análisis modal espectral. Con los resultados se plantea alternativas de solución ante un posible daño debido a la ocurrencia de un sismo.



Figura 1.1-3 Ubicación del Conjunto Vecinal Zarumilla. (Elaboración propia)

1.2. Formulación Del Problema

i. Problema General

PG: ¿Serán vulnerables estructuralmente ante un sismo severo las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco - 2018?

ii. Problemas Específicos

PE₁: ¿Cuál es el sistema estructural de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco - 2018?

PE₂: ¿Qué acciones de debe tomar para evitar los posibles daños que ocasionaría un sismo severo en las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco - 2018?

1.3. Justificación De La Investigación

El conjunto vecinal Zarumilla cuenta con 102 departamentos que fueron construidos en la década de los años 50 y alberga a más de 400 habitantes, debido a la antigüedad y gran cantidad de personas que alberga probablemente las edificaciones son vulnerables estructuralmente ante un sismo.

Al conocer las deficiencias que pueda tener las estructuras de los diferentes módulos del conjunto vecinal se contará con información con la cual se planteará alternativas de un reforzamiento estructural, como un estudio complementario a la investigación realizada, mejorando su comportamiento ante las fuerzas laterales que produce un sismo, a su vez reduciendo los daños materiales y evitando gastos por reparación o reconstrucción de elementos dañados.

Respecto a la factibilidad del proyecto de investigación:

- Se tuvo una autorización firmada por la junta directiva del conjunto vecinal Zarumilla, para realizar mediciones y auscultaciones en los edificios.
- Para realizar el análisis de muestras se contó con los siguientes equipos:
 - Para muros, equipo de compresión universal, para determinar la resistencia la compresión las unidades de albañilería.
 - Para columnas y vigas, se usó el esclerómetro para determinar la resistencia a la compresión simple del concreto.
 - Para el refuerzo, se usó detector de metales (pacómetro) para determinar la existencia de refuerzo en vigas y columnas para luego correlacionarlo con planos existentes de edificaciones construidas en el mismo periodo.

1.4. Objetivos De La Investigación

i. Objetivo General

OG: Determinar la vulnerabilidad sísmica estructural de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco - 2018.

ii. Objetivos Específicos

OE₁: Caracterizar el sistema estructural de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018.

OE₂: ¿Establecer las mejores acciones para evitar los posibles daños que ocasionaría un sismo severo en las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018?

CAPITULO II: MARCO TEORICO CONCEPTUAL

2.1. Antecedentes de la investigación

Picón Vargas & Vargas Martínez (2011), en su investigación en Bucaramanga – Colombia: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la sede principal del colegio de Santander en Bucaramanga”, recaudo información mediante inspección visual posteriormente realizo una documentación fotográfica de las patologías encontradas y un escaneo del refuerzo en los elementos de concreto armado, genero un modelo matemático en el programa SAP2000, al realizar el análisis de vulnerabilidad sísmica llega a la conclusión que la edificación no cumple con las exigencias del código NSR-10 vigente para ese país.

Camacho Villegas (2011), en su investigación en Lima– Perú, titulada: “Vulnerabilidad Sísmica Estructural De Los Edificios Principales De La Facultad De Ingeniería Civil De La Universidad Nacional De Ingeniería.”, uso la siguiente metodología; Para la toma de datos del acero de refuerzo se usó detector de acero, Debido a que el detector de acero no es suficientemente preciso para obtener el diámetro de las varillas de acero, se llevó a cabo la auscultación de algunos elementos estructurales (vigas y columnas), Se realizó ensayos e investigaciones para obtener las propiedades de los materiales con que se construyeron los edificios. Se llevaron a cabo investigaciones de las propiedades dinámicas de las estructuras por medio de ensayos de Microtremor. Se programó un estudio de suelos. Con todos estos datos se construyó el modelo matemático de cada una de las estructuras y se procedió con el análisis estructural. Finalmente se analizaron los resultados y se produjeron las conclusiones.

Marín Tomayo (2015), en su investigación en Cusco – Perú, titulada: “Análisis de la vulnerabilidad estructural mediante el método de Hirosawa del pabellón A de la clínica San José – Cusco.”, recaudo información mediante guías de observación, planos de la edificación. Procesó los datos en un sistema computarizado Excel y el software ETABS v9.7.4. Empleó como guías documentarias las normas E0.20, E0.30, E0.50, E0.60 y E0.70 del reglamento nacional de edificaciones, así como la norma ACI-318. Demostró mediante el método de Hirosawa que la edificación presentara un comportamiento adecuado ante un evento sísmico.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Sismicidad

Actualmente el avance científico ha permitido mejorar el conocimiento acerca del origen, evaluación del tamaño y forma de propagación, entre otras características, de los terremotos dentro de la corteza terrestre. Los terremotos ocurren cuando el esfuerzo en la tierra alcanza un nivel mayor a la resistencia de la roca, causando que los lados opuestos de la misma fallen repentinamente o se deslicen violentamente pasando de un lado a otro.

Un terremoto empieza en un punto llamado foco o hipocentro situado en la superficie de ruptura de la falla que se localiza por una latitud, longitud y profundidad, y una proyección en la superficie de la tierra, llamada epicentro con coordenadas de latitud y longitud únicamente. La ruptura progresa desde el hipocentro a lo largo de la superficie de ruptura a una velocidad finita, hasta que se detiene. El esfuerzo acumulado se libera completamente al alcanzar una sección más fuerte que la falla o porque se ha llegado al final de la misma. El tiempo total del movimiento causado por un terremoto está relacionado con la longitud del tiempo necesario para que la ruptura progrese a lo largo de la superficie de ruptura completa (Nyffenegger, 1997).

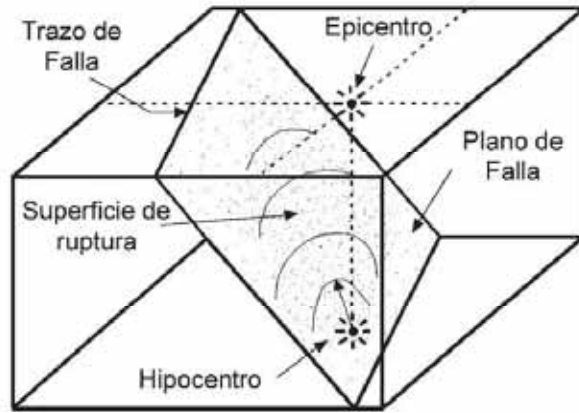


Figura 2.2-1 Origen de un terremoto, con su proyección en la superficie terrestre (Nyffenegger, 1997).

Existen tres tipos principales de fallas que pueden ocurrir ya sea en la superficie de la Tierra o dentro de los Océanos, estas pueden ser: falla por deslizamiento, que corresponde a un desplazamiento horizontal relativo por los dos lados de la falla que normalmente suele tener un plano de falla vertical; una falla reversible o por compresión, en la cual las fuerzas por compresión causan una falla por cortante forzando que la parte superior continúe elevándose y la falla normal o por extensión, esta falla es la inversa de la anterior, las deformaciones por extensión jalan los bloques superiores hacia abajo del plano de falla inclinado (Dowrick, 1997; Nyffenegger, 1997).

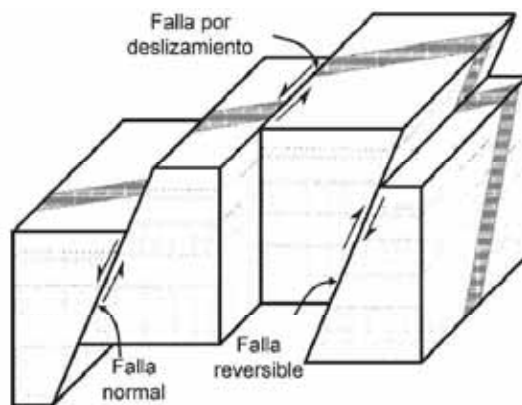


Figura 2.2-2 Origen de un terremoto, con su proyección en la superficie terrestre (Nyffenegger, 1997)

2.2.2. Intensidad sísmica

En el área de la ingeniería sísmica a menudo se describen los efectos del movimiento del terreno sobre las estructuras construidas por el hombre en términos de intensidad, es decir, de una manera subjetiva ya que no depende de medidas instrumentales, sino de la información que un observador obtenga del daño o del movimiento producido por un terremoto.

2.2.2.1. Intensidad de Mercalli modificada (IMM).

Este parámetro mide la severidad de un movimiento de manera subjetiva.

Tabla 2.2-1 Intensidad de Mercalli modificada (IMM)

Valor de la intensidad	Descripción
I	No se percibe, excepto en circunstancias sumamente favorables.
II	Percibido por personas en descanso.
III	Se percibe en interiores: no siempre se reconoce como sismo.
IV	Se agrieta puertas, ventanas y platos; los vehículos detenidos se mecen perceptiblemente.
V	Se percibe en exteriores: las personas dormidas se despiertan; las puertas oscilan.
VI	Todos lo perciben: caminata inestable; los platos y ventanas se rompen.
VII	Dificultad para estar de pie: lo advierte los manejadores; caída de enyesado.
VIII	Se afecta la conducción de vehículos: daños a la mampostería ordinaria.
IX	Pánico general: mampostería débil destruida; mampostería ordinaria considerablemente dañada.
X	La generalidad de la mampostería y estructuras de marcos destruidas con cimientos.
XI	Los rieles se tuercen considerablemente; la tubería subterránea se rompe.
XII	Daño total: los objetos cruzan el aire.

Fuente: (CENAPRED, 2013)

La escala varía del grado I al XII, y cada grado depende de cómo las personas sienten el movimiento, sus efectos y los daños ocasionados por el evento. Esta medida está muy

influida por la calidad de los diseños y de la construcción de las obras civiles. En términos generales, los grados I a IV se evalúan por la percepción individual; los grados VII a X, según la severidad de los daños causados a las obras civiles; y los grados superiores, XI a XII, según los efectos y cambios geológicos producidos por el evento (Rodríguez & Aristizábal, 1999).

2.2.3. Magnitud

El concepto de magnitud lo introdujo por primera vez el Profesor Charles Richter en 1935, en California, definiéndolo como una medida cuantitativa del tamaño de un terremoto. Richter la relacionó indirectamente con la liberación de la energía la cual es independiente del lugar de observación. Actualmente, es la forma más usada para medir el tamaño de los sismos en todo el mundo, aunque no es la única. Se calcula a partir de la medición de la amplitud en un sismógrafo del tipo Wood-Anderson de torsión y se expresa en escala logarítmica en números reales. La escala que más se utiliza es la correspondiente a la magnitud local de Richter, denotada por M o M_L y que se define de la siguiente manera (Dowrick, 1997):

$$M_L = \log_{10} A - \log_{10} A_0$$

En donde:

M_L es la magnitud local, calculada como la diferencia entre el logaritmo decimal de la amplitud y el logaritmo decimal de la amplitud estándar

A es la amplitud máxima registrada de un terremoto a cierta distancia

A_0 es la amplitud de un terremoto particular seleccionado como estándar

2.2.4. Actividad sísmica en el mundo

Al mapa con trazas de epicentros de sismos se le llama el mapa de sismicidad y nos sugiere que, las áreas siguientes están sujetas a los sismos:

- La zona sísmica Circumpacífica: incluyendo el lado del Pacífico del Sur, Centro y Norteamérica, las Islas Aleutianas, la Península de Kamchatka, Japón, Indonesia y Nueva Zelanda.
- La zona sísmica Euroasiana: la que se extiende desde el Sureste de Asia, cruzando el Medio Oriente, hasta el Mar Mediterráneo.
- La cordillera Mes oceánica y el área donde esta se presenta tierra adentro.
- Parte de China, Norteamérica, el Medio Oriente y otros continentes.

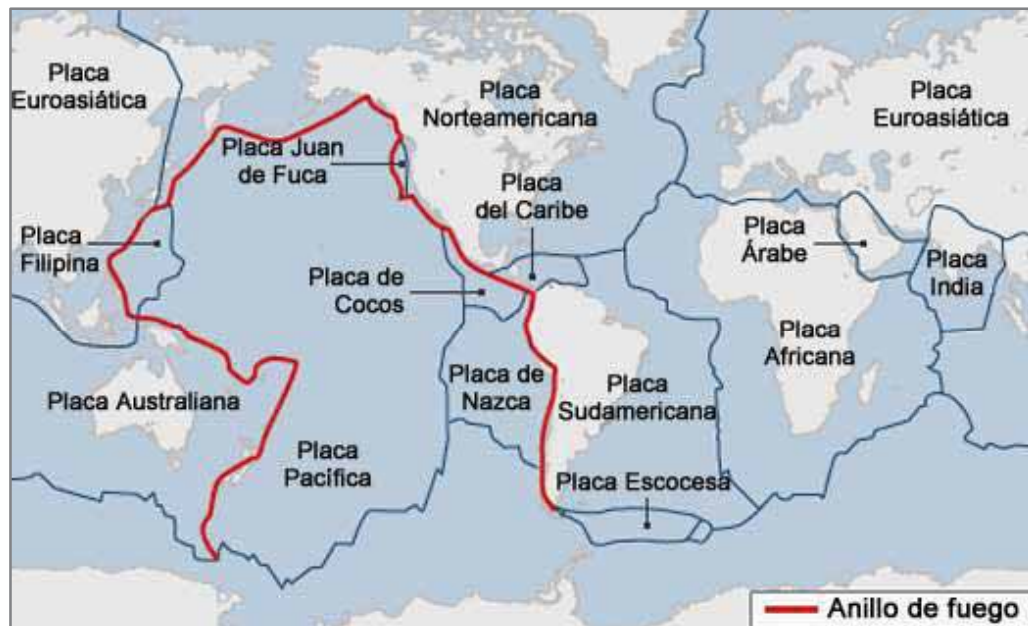


Figura 2.2-3 Ubicación de las placas en el mundo y el cinturón de fuego. (Extraído de <https://cioinformacion.com/sismo-de-hoy-fue-similar-al-de-septiembre-del-2017>)

2.2.5. Vulnerabilidad sísmica

Es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su comportamiento, que puede entenderse como la predisposición intrínseca de un elemento o grupo de elementos expuesto a ser afectado o ser susceptible a sufrir daño, ante la ocurrencia de un evento sísmico

determinado. Una medida de los daños probables inducidos sobre edificaciones por los diferentes niveles de movimiento de suelos debidos a sismos, convencionalmente expresada en una escala que va desde 0 sin daño, hasta 1 pérdida total (Organización panamericana de la salud, 2000)

La experiencia ha enseñado, a través de los sismos pasados, que existen estructuras de una misma tipología que pueden sufrir un mayor grado de daño debido a un sismo a pesar de localizarse en el mismo sitio.

La vulnerabilidad sísmica de un edificio se define como su susceptibilidad a sufrir cierto grado de daño ante la ocurrencia de un terremoto. Se trata de una propiedad de la estructura, independiente de la peligrosidad de la región en que se encuentra, y depende de sus características estructurales y de diseño: altura, edad, tipo y calidad de los materiales, regularidad en planta y en altura, etc. (Chávez Morillo, 1998)

2.2.6. Clasificación de la vulnerabilidad sísmica

i. Vulnerabilidad funcional o administrativa.

En situaciones de emergencia o crisis sísmicas, las edificaciones esenciales se caracterizan por presentar un incremento abrupto en la demanda de sus servicios, mientras que la capacidad de prestar dichos servicios puede haber decrecido como consecuencia del impacto del sismo, creando una situación crítica caracterizada por un incremento brusco del riesgo asociado que puede inclusive llevar a un colapso funcional. La vulnerabilidad funcional describe la predisposición de la instalación de ver perturbado su funcionamiento como consecuencia del incremento de la demanda de sus servicios. Son diversos los factores que pueden contribuir a incrementar el nivel de perturbación funcional, aumentando así la

vulnerabilidad funcional de estas instalaciones (Organización panamericana de la salud, 2000).

ii. Vulnerabilidad estructural.

La vulnerabilidad estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes estructurales de sufrir daño debido a un sismo, lo que se ha llamado daño sísmico estructural. El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la edificación y es el que tradicionalmente ha merecido la atención prioritaria de los investigadores (Cardona, 1999).

iii. Vulnerabilidad no estructural.

La vulnerabilidad no estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes no estructurales de sufrir daño debido a un sismo, lo que se ha llamado daño sísmico no estructural (Cardona, 1999).

2.2.7. Factores que determinan la vulnerabilidad sísmica de edificaciones

Se consideró los siguientes factores como los más relevantes en la vulnerabilidad de edificaciones:

i. Factores geológicos

- Sismicidad de la zona
- Mecanismo de falla
- Inestabilidad de taludes
- Licuefacción de suelos

ii. Factores estructurales

- Problemas torsionales
- Piso blando
- Columnas cortas
- Distribución asimétrica de rigideces y masas

iii. Factores arquitectónicos

- Configuración geométrica en planta y elevación
- Uso excesivo de espacio abiertos
- Distribución asimétrica de elementos en fachada

iv. Factores constructivos

- Calidad de materiales
- Vaciado y curado del concreto
- Mano de obra calificada

2.2.8. Peligrosidad Sísmica

Es la probabilidad de que ocurra un fenómeno físico como consecuencia de un terremoto, provocando efectos adversos a la actividad humana. Estos fenómenos además del movimiento de terreno pueden ser, la falla del terreno, la deformación tectónica, la licuefacción, inundaciones, tsunamis, etc.

2.2.9. Riesgo Sísmico

Son las consecuencias sociales y económicas potenciales provocadas por un terremoto, como resultado de la falla de estructuras cuya capacidad resistente fue excedida por un terremoto.

Por lo tanto, se puede observar que el Riesgo Sísmico depende directamente de la Peligrosidad y de la Vulnerabilidad, es decir, los elementos de una zona con cierta peligrosidad sísmica pueden verse afectados en menor o mayor medida dependiendo del grado de vulnerabilidad sísmica que tengan, ocasionando un cierto nivel de Riesgo Sísmico del lugar.



Figura 2.2-4 Riesgo en función del peligro y vulnerabilidad. (Elaboración propia)

2.2.10. Principales sistemas estructurales utilizados en nuestro país

Es el conjunto de elementos y unidades de un edificio que, realizadas con una técnica adecuada, forman una organización funcional con el fin de dar confort, consideramos los más importantes en nuestro medio a los siguientes:

2.2.10.1. Pórticos de concreto armado.

Es el sistema de construcción más difundido en nuestro país y el más antiguo. Basa su éxito en la solidez, la nobleza y la durabilidad. Un sistema aporricado es aquel cuyos

elementos estructurales principales consisten en vigas y columnas conectados a través de nudos formando pórticos resistentes en dos direcciones principales de análisis (x e y).

El concreto armado procede de la combinación del acero y el concreto, los cuales, al formar un cuerpo, compensan sus puntos débiles, y desarrollan resistencia.(Fernando Oshiro Higa, 1979)

En concreto armado, el endurecimiento o fragua se produce luego de verter o vaciar el concreto en un molde (encofrado) dado. Su uso es apropiado en losas, muros, vigas, columnas, cimentación, en forma continua para conformar una estructura monolítica (Fernando Oshiro Higa, 1979).

2.2.10.2. Construcciones de Acero.

Las edificaciones de acero, como la totalidad del armazón están constituida por material de acero, se denomina construcción de acero.

En tiempos pasados la construcción de acero estaba destinada principalmente para erecciones de fábricas, gimnasio, así como edificaciones con grandes luces y sin columnas intermedias. Actualmente, además de los usos expuestos, se construyen edificios para viviendas; altas edificaciones, armazones de construcción prefabricadas, es decir el uso de construcción de acero es de gran alcance y amplia generalización.

2.2.10.3. Albañilería.

Las edificaciones de albañilería son construcciones que se erigen por apilamiento, ya sea de piedra, ladrillo calcáreo, ladrillo de concreto vibrado, etc., con la concurrencia de

columnas y vigas de madera, de acero, de concreto armado. Es decir, teniendo un armazón estructural, adquiere las características de placas; y las cargas propias del edificio, sobrecarga, correspondientes a las cargas en sentido vertical, así como las cargas de sismo, viento que accionan en sentido horizontal, en su totalidad, se apoyan sobre los muros.

2.2.11. Propiedades mecánicas de los materiales

2.2.11.1. Propiedades del concreto

Para esta investigación, nos interesa las propiedades mecánicas del concreto endurecido tales como: elasticidad, resistencia.

2.2.11.1.1. Resistencia a la compresión.

La resistencia del concreto es definida como el máximo esfuerzo que puede ser soportado por dicho material sin romperse.

Dado que el concreto está destinado principalmente a tomar esfuerzos de compresión, es la medida de su resistencia a dichos esfuerzos la que se utiliza como índice de su calidad (Enrique Rivva Lopez, 2015).

2.2.11.1.2. Módulo de elasticidad.

Es la capacidad del concreto de deformarse bajo carga, sin tener deformación permanente. El concreto no es un material elástico estrictamente hablando, ya que no tiene un comportamiento lineal en ningún tramo de su diagrama carga vs deformación en compresión (Enrique Rivva Lopez, 2015).

Se conoce como módulo de elasticidad a la relación del esfuerzo a la deformación medida en el punto donde la línea se aparta de la recta y comienza a ser curva. (Enrique Rivva Lopez, 2015).

Para el diseño estructural se supone un módulo de elasticidad constante en función de la resistencia a la compresión del concreto, en la práctica, el módulo de elasticidad del concreto es una magnitud variable cuyo valor promedio es mayor que aquel obtenido a partir de una fórmula. (Enrique Rivva Lopez, 2015).

2.2.11.2. Propiedades del acero

El acero es un material que tiene mucha mayor resistencia que el concreto. Numéricamente, el acero tiene una resistencia a compresión del orden de diez veces mayor que el concreto; y a tracción, la relación es de cien veces mayor. El costo del acero es mucho mayor que el concreto; por lo tanto, la combinación de ambos proporciona un balance adecuado para fabricar elementos resistentes y económicos. (Juan Emilio Ortega Garcia, 2014)

2.2.11.2.1. Resistencia de fluencia.

Una propiedad muy importante del acero es el esfuerzo en el punto de fluencia, conocido como la resistencia de cadencia. A veces, la fluencia le acompaña una disminución brusca en el esfuerzo, de manera que un diagrama esfuerzo – deformación tiene la forma que aparece en la figura 2.2-3. En tal caso, a los esfuerzos en A y B se les conoce como la resistencia de fluencia superior e inferior respectivamente. Para los aceros que no tienen una plataforma bien definida de fluencia, generalmente se considera la resistencia a la fluencia como el esfuerzo que corresponde a una deformación específica, como se ilustra a continuación. (Ortega, 2014).

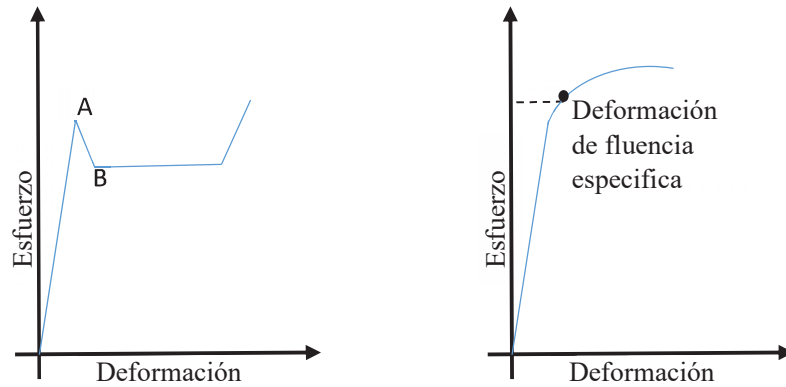


Figura 2.2-5 Resistencia a la fluencia del acero. (Elaboración propia).

Las varillas de acero corrugado producidas respetando las especificaciones del ASTM, tiene una resistencia de fluencia especificada (2760, 3450, 4140, o 5170Kg/cm²); se les conoce como grados 40, 50, 60 y 75, respectivamente.

2.2.11.2.2. Módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad del acero está dado por la pendiente de la porción elástica lineal de la curva esfuerzo – deformación. El módulo de elasticidad del acero de refuerzo generalmente se toma igual a 2×10^6 Kg/cm².

2.2.11.3. Propiedades de la mampostería

2.2.11.3.1. Resistencia a la compresión de la unidad de albañilería (f'_b).

Es la propiedad más importante de la unidad de albañilería y que finalmente determina la resistencia a la compresión (f'_m) del muro en su conjunto. La resistencia a la compresión de la unidad de albañilería varía entre 60 a 200 Kg/cm² (Abanto, 2007).

2.2.11.3.2. Resistencia de prismas de albañilería.

La Norma E.070 (2006) especifica lo siguiente: La resistencia de la albañilería a compresión axial (f'_m) y a corte (v'_m) se determinará de manera empírica (recurriendo a tablas

o registros históricos de resistencia de las unidades) o mediante ensayos de prismas, de acuerdo a la importancia de la edificación y a la zona sísmica donde se encuentre.

En el caso de no realizarse ensayos de prismas, podrá emplearse los valores mostrados en la Tabla 9 del artículo 13.9 del RNE E-070, correspondientes a pilas y muretes construidos con mortero 1:4, cuando la unidad es de arcilla.

TABLA 9 (**)				
RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA Mpa (kg / cm²)				
Materia Prima	Denominación	UNIDAD <i>f_b</i>	PILAS <i>f_m</i>	MURETES <i>v_m</i>
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (55)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Silice-cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano (*)	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)
Concreto	Bloque Tipo P (*)	4,9 (50)	7,3 (74)	0,8 (8,6)
		6,4 (65)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
		7,4 (75)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
		8,3 (85)	11,8 (120)	1,1 (10,9)

Figura 2.2-6 Resistencia característica de la albañilería. (RNE).

2.2.11.3.3. Módulo de Elasticidad de la mampostería:

Se debe tener presente las recomendaciones del RNE – E070 artículo 24.7, el módulo de elasticidad para unidades de arcilla se calcula con la siguiente expresión:

$$E_m = 500f'_m$$

2.2.12. Métodos para determinar la Vulnerabilidad Sísmica

Caicedo et. al (1994) indica lo siguiente: Es necesario primero distinguir entre la Vulnerabilidad Observada, que significa la vulnerabilidad que ha sido derivada de la observación de los daños posteriores a un terremoto y del análisis estadístico de los mismos para algún tipo definido de estructura, y la Vulnerabilidad Calculada, que significa la vulnerabilidad que ha sido derivada de un análisis matemático mediante un modelo estructural o mediante ensayos en el laboratorio de modelos reducidos y cuyos resultados han sido expresados en términos probabilísticos.

A continuación, se definen los métodos analíticos y los cualitativos o subjetivos para la determinación de la vulnerabilidad sísmica:

a. Métodos Analíticos.

La evaluación de estructuras existentes por métodos analíticos se concentra primordialmente en la modelación de edificios de hormigón armado y se diferencian entre sí por los modelos mecánicos utilizados para representar el comportamiento histerético del hormigón y el indicador de daño para los elementos estructurales o de la estructura misma en su conjunto. (Caicedo et al., 1994)

b. Métodos Cualitativos o Subjetivos.

Los métodos subjetivos son los más apropiados para la evaluación de edificaciones a gran escala, debido que arrojan resultados más rápidos para un sin número de tipologías constructivas, que pueden ser determinantes para la toma de decisiones en el ámbito de la mitigación del riesgo, en una región determinada. En éstos se introduce la opinión subjetiva de expertos y la utilización de datos empíricos, acumulados mediante la observación de daños

sufridos por las estructuras en terremotos pasados. (Caicedo et al., 1994). Según Caicedo et al. (1994) los métodos subjetivos se pueden clasificar en dos grupos: (a) los que predicen el daño y (b) los que evalúan la capacidad:

b.1. Métodos que predicen el daño.

Permiten la estimación del daño de una estructura a través de dos tipos de relaciones matemáticas: La primera es una relación discreta, con base en matrices de probabilidad y la segunda es una relación continua, con base en funciones de vulnerabilidad.

b.2. Métodos que evalúan la capacidad sísmica.

Estos métodos evalúan la capacidad sísmica relativa de una estructura. Básicamente existen dos tipos: los que califican de forma empírica las diferentes características de las estructuras, y los que compararan la capacidad actual de la estructura con la exigida por un determinado código de construcción.

b.2.1. Métodos basados en un sistema de calificación.

Se basan en una calificación en base a una escala de valores para calificar los siguientes puntos de la estructura: características estructurales, constructivas, funcionales o arquitectónicas de una edificación, a las que se le asigna un valor numérico, cuya suma total representa la vulnerabilidad sísmica. Entre estos métodos se encuentran:

- Método de evaluación de campo.
- Método factor de decisión.
- Método de índice de daño.
- Método de índice de vulnerabilidad.
- Método Hirosawa.

2.2.13. Método Hirosawa

El método consta de tres niveles de análisis, cada uno de ellos más preciso según el orden, que van de lo simple a lo detallado basados primordialmente en el estudio del comportamiento y resistencia de los sistemas estructurales de cada piso del edificio en las direcciones principales de la planta. La vulnerabilidad estructural se establece considerando que:

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 método presenta los siguientes niveles u órdenes:

1° orden: Permite la evaluación de un diagnóstico del riesgo del sistema estructural, basado en la geometría de los elementos estructurales.

2° orden: Se basa en la estimación de la resistencia última de la estructura asumiendo un comportamiento de falla por cortante para el sistema estructural.

3° orden: Considera exactamente los mismos criterios presentados en el método de segundo orden, con el adicional de la consideración del mecanismo real de falla del sistema estructural evaluado a partir del análisis tiempo-historia y condiciones de no linealidad del material de la estructura.

2.2.13.1. Cálculo del índice de vulnerabilidad estructural I_s .

Debido a la existencia de un diafragma rígido, el mecanismo de colapso será tipo panel, fallando las columnas al alcanzar la capacidad máxima del sistema, calculada a partir de un análisis espectral del mismo. El método considera también la geometría y morfología del sistema, así como el nivel de daño existente, deterioro del sistema estructural en el tiempo e influencia de las condiciones locales de la zona donde se encuentra el edificio (Organización panamericana de la salud, 2000).

$$I_s = E_0 G S_d T$$

E_0 : subíndice sísmico de la estructura

G : subíndice sísmico del terreno

S_d : subíndice sísmico del comportamiento estructural.

T : subíndice sísmico del deterioro de la estructura.

2.2.13.1.1. Cálculo de E_0 .

Al aplicar el primer nivel de evaluación, el término E_0 se determina a partir de un cálculo simple de la resistencia última de corte de cada piso. Esta resistencia se calcula para cada dirección de la planta por la suma de los productos del área de la sección transversal de un muro o columna y de su resistencia de corte, reduciendo este producto por un factor (α_i) que considera la presencia de elementos que alcanzan su resistencia a un nivel de deformación menor que el resto de los elementos sismo-resistentes como, por ejemplo, columnas cortas o muros de albañilería, reforzados o no, si se comparan con muros o columnas de concreto armado (Organización panamericana de la salud, 2000).

El índice E_0 es proporcional al producto del coeficiente de resistencia (C) y del coeficiente de ductilidad (F).

→ **$E_0 \propto C \times F$**

Para el cálculo de E_0 , todo elemento o subestructura vertical que forma parte de la estructura sismo-resistente debe clasificarse en alguna de las categorías siguientes:

Columnas cortas de concreto armado.

Columnas de concreto armado.

Muros de concreto armado (placas).

Muros de relleno de albañilería (tabiques no independizados).

Columnas cortas de concreto armado: Son todas las columnas en las que la relación h_0/D , entre la altura libre (h_0) y el ancho de la sección transversal (D), es igual o menor que 2. El comportamiento sísmico de estas columnas está controlado por una falla de corte frágil que se caracteriza por el reducido nivel de deformación en el que se alcanza la resistencia y por la baja capacidad de deformación inelástica. Para establecer la altura libre se ha considerado la presencia de los elementos arquitectónicos que reducen la altura de la columna en la medida en que no se aíslen de ella (Organización panamericana de la salud, 2000).

Columnas de concreto armado: Son todas las columnas en las que la relación h_0/D es mayor que 2.

Muros de concreto armado: Son los elementos de concreto armado con una sección transversal en que la relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección transversal es mayor que 3.

Muros de relleno de albañilería: Son aquellos muros de albañilería, normalmente con escaso o ningún refuerzo, ubicados en el interior de los vanos de la subestructura resistente (pórticos) sin aislarlos de ella.

Muros de albañilería armada: O muros de albañilería confinada con elementos esbeltos de concreto armado, columnas de arriostre y soleras.

Los muros considerados corresponden a aquellos muros que se han diseñado y construido en forma tal que puedan transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior y a la cimentación. No se consideran aquellos muros que sólo resisten las cargas provenientes de su propio peso, como son parapetos y tabiques de relleno o divisorios aislados de la estructura sismo-resistente (Organización panamericana de la salud, 2000).

Esta clasificación debe hacerse para determinar la resistencia y para atender la menor capacidad de deformación inelástica y capacidad de disipación de energía que presentan algunos elementos como, por ejemplo, las columnas cortas y los muros de albañilería de relleno sin refuerzo, cuando el comportamiento sísmico está controlado por ellos (Organización panamericana de la salud, 2000).

El índice E_0 se calcula con la ecuación siguiente:

$$E_0 = \left(\frac{n_p + 1}{n_p + i} \right) x [\alpha_1 (C_{mar} + C_{SC} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 C_W + \alpha_3 C_C] x F$$

α_i : Factor de reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación en que alcanzan la resistencia los elementos que controlan el comportamiento sísmico. Los valores de estos factores se entregan en la Tabla A-1 cuando la capacidad sísmica

está controlada por los elementos más frágiles (Tipo A), los menos frágiles (Tipo B) y los dúctiles (Tipo C) respectivamente (Organización panamericana de la salud, 2000).

n_p : Número de pisos del edificio.

i : Nivel que se evalúa.

C_{mar} : Índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de albañilería.

C_{sc} : Índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de concreto armado.

C_a : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinada.

C_{ma} : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería confinada.

C_w : Índice de resistencia proporcionada por los muros de concreto armado.

C_c : Índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de concreto armado.

F : Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales. ($F = 1.0$ si C_{mar} , C_a y C_{sc} son iguales a cero; $F = 0.8$ si C_{mar} , C_a y C_{sc} son diferentes de cero).

En caso de que los muros de albañilería confinada controlen la capacidad resistente, el valor de F es igual a 1.0 considerando la capacidad de deformación inelástica que se logra con los elementos de confinamiento.

La capacidad sísmica debe calcularse en primer lugar considerando la falla de elementos más frágiles; sin embargo, si la falla de este grupo no produce inestabilidad del sistema, la capacidad sísmica debe calcularse considerando el próximo grupo y despreciando la resistencia de los elementos que han fallado (Organización panamericana de la salud, 2000).

El término $(n_p + 1)/(n_p + i)$ considera la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso i , cuando estos esfuerzos de corte se establecen en función del peso del edificio por sobre el nivel considerado (Organización panamericana de la salud, 2000).

Tabla 2.2-2 Valores de α

Tipo	α_1	α_2	α_3	Modo De Falla
A	1.0	0.7	0.5	1. Muros de relleno de albañilería
				2. columnas cortas
				3. Muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinada
B	0.0	1.0	0.7	1. Muros de concreto Armado
C	0.0	0.0	1.0	1. columna de concreto armado

Fuente: (Audry Camacho. 2011)

Las ecuaciones usadas son:

$$C_{mar} = \frac{0.6 \times 0.85 \times \tau_0 \times \sum A_{mar}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_f}$$

$$C_{sc} = \frac{f'_c}{200} \times \frac{15 \times \sum A_{sc}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_f}$$

$$C_{ma} = \frac{0.6(0.45 \times \tau_0 + 0.25 \times \sigma_0) \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_f}$$

$$C_a = C_{ma}$$

$$C_w = \frac{f'_c}{200} \times \frac{30 \sum A_{m1} + 20 \sum A_{m2} + 12 \sum A_{m3} + 10 \sum A_{m4}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_f}$$

$$C_{sc} = \frac{f'_c}{200} \times \frac{10 \times \sum A_{c1} + 7 \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_f}$$

Donde:

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²)

$\sum A_{mar}$: Suma de las áreas de los muros de relleno de albañilería del piso en evaluación en la dirección analizada

$\sum A_{sc}$: Suma del área de las columnas cortas de hormigón armado del piso en evaluación.

$\sum A_{ma}$: Suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso en evaluación en la dirección analizada.

$\sum A_{m1}$: Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos, con cuantía de refuerzo horizontal igual o mayor que 1,2 % y una esbeltez (HIL) del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está controlada por la resistencia de aplastamiento de la diagonal comprimida debido a su alta cuantía de refuerzo horizontal.

$\sum A_{m2}$: Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos y cuantía de refuerzo horizontal mínima. En estos muros la resistencia al corte es proporcionada principalmente por la armadura horizontal.

$\sum A_{m3}$: Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos, una esbeltez del muro igual o menor que 2 y una cuantía de armadura mínima. En estos muros la resistencia al corte está definida por la carga de agrietamiento diagonal del hormigón debido a su reducida cuantía de armadura de refuerzo.

$\sum A_{m4}$: Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está dada por las ecuaciones de la norma ACI-318.

$\sum A_{c1}$: Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado, donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6.

$\sum A_{c2}$: Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado, donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es igual o mayor que 6.

w_f : Peso del piso j.

τ_0 : Resistencia básica de corte de la albañilería.

σ_0 : Tensión normal debida al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas de uso.

L : Largo del muro.

H : Altura del piso si L es igual o mayor que 3 m o altura libre del muro si L es menor que 3 m. Las áreas se deben expresar en cm^2 , las resistencias y tensiones en kgf/cm^2 y los pesos en kgf . Los coeficientes que acompañan a las áreas corresponden a la resistencia al corte de los diferentes tipos de elementos que forman el sistema sismorresistente, expresadas en kgf/cm^2 .

2.2.13.1.2. Cálculo de S_d .

Este coeficiente cuantifica la influencia de las irregularidades de la configuración estructural y de la distribución de rigidez y de masa en el comportamiento sísmico de la edificación.

La información para calcular S_d se obtiene principalmente de los planos estructurales y se complementa con visitas al terreno. Las características del edificio que se consideran en la determinación de este coeficiente son regularidad de la planta, relación largo-ancho de la planta, estrangulaciones de la planta, espesor de las juntas de dilatación, dimensiones y ubicación de patios interiores, existencia de sótanos, uniformidad de la altura de los pisos,

excentricidad de rigidez en planta, irregularidades de la distribución de las masas y de la rigidez de entrepiso de los pisos en altura, etc. (Organización panamericana de la salud, 2000).

Hirosawa propone calcular S_d cuando se usa, con la ecuación siguiente:

$$S_d = q_1 \times q_2 \times \dots \times q_8$$

Dónde: $q_i = [1.0 - (1 - G_i) R_i]$ para $i = 1, 2, 3, 4, 5, 7$ y 8

$q_i = [1.2 - (1 - G_i) R_i]$ para $i = 6$

Tabla 2.2-3 Valores de valores de G_i y R_i

	G_i			R_i
	1.0	0.9	0.8	
Regularidad	Regular	Mediano	Irregular	1.0
	(a₁)	(a₂)	(a₃)	
Relación larga/ancho	$m < 5$	$5 < m < 8$	$m > 8$	0.5
Contracción en planta	$c > 0.8$	$0.5 < c < 0.8$	$c < 0.5$	0.5
Atrio o patio interior	$R_{ap} < 0.1$	$0.1 < R_{ap} < 0.3$	$R_{ap} > 0.3$	0.5
Excentricidad de atrio o patio interior	$f_1 = 0.4$ $f_2 = 0.1$	$f_1 < 0.4$ $0.1 < f_2 < 0.3$	$f_1 > 0.4$ $f_2 > 0.3$	0.25
Sótano	$R_{as} > 1.0$	$0.5 < R_{as} < 1.0$	$R_{as} < 0.5$	1
Junta de separación sísmica	$S > 0.10$	$0.005 < S < 0.10$	$S < 0.005$	0.5
Uniformidad de altura de piso	$R_h > 0.8$	$0.7 < R_h < 0.8$	$R_h < 0.7$	0.5

Fuente: (Audry Camacho. 2011)

La descripción de cada una de las características se presenta a continuación:

1. Regularidad (a_i)

a_1 : la planta es casi simétrica en cada dirección, y el área de salientes es menor o igual al 10% del área total de la planta. Estas salientes son consideradas en el caso que $\frac{L}{b} \geq 0.5$

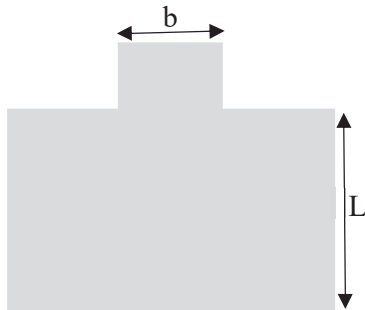


Figura 2.2-7 Elementos que intervienen en la regularidad. (Elaboración propia).

a_2 : La planta no es regular, y el área de salientes es igual o menor que el 30% del área de la planta. Dentro de esta categoría se encuentran las plantas tipo L, T, U y otras.

a_3 : La planta es más irregular que el caso a_2 , y el área de salientes es mayor que el 30% del área de la planta.

2. Relación largo – ancho (B)

Razón entre la dimensión mayor y menor de la planta. En las plantas tipo L, T, U u otras, se considera el lado mayor como $2L$, para lo indicado en la figura.

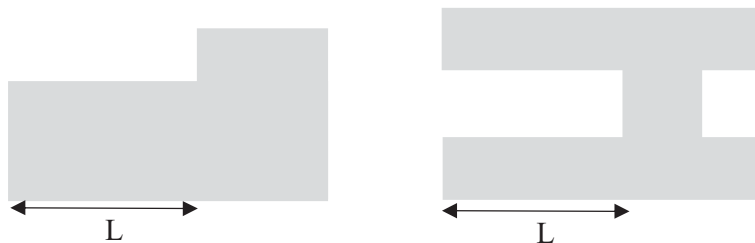


Figura 2.2-8 Aspectos a considerar en la relación largo ancho. (Elaboración propia).

3. **Contracción de planta, $c: c = D1 / D0$**



Figura 2.2-9 Aspectos a considerar en la contracción de planta. (Elaboración propia).

4. **Atrio o patio interior: R_{ap}**

Razón entre el área del atrio y el área total de la planta, incluida el área del atrio. Sin embargo, una caja de escaleras estructurada con muros de concreto armado no se considera en este análisis.

5. **Excentricidad de atrio o patio interior: f**

f_1 : Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio y la longitud menor de la planta. f_2 : Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio y la longitud mayor de la planta.

6. **Sótano: R_{as}**

Razón entre el área promedio de la planta de los subterráneos y el área promedio de la planta del edificio.

7. **Junta de separación sísmica: S**

Este criterio se aplica a edificios que tienen juntas de separación sísmica. Razón entre el espesor de la junta de separación sísmica y la altura del nivel sobre el suelo donde se encuentra.

8. Uniformidad de altura de piso: R_h

Razón entre la altura del piso inmediatamente superior al analizado y la altura de éste.

Para el caso del piso superior, el piso inmediatamente superior de esta ecuación es reemplazado por el piso inmediatamente inferior.

Según Hirosawa, el valor de S_d se calcula usando el valor más desfavorable entre los obtenidos para la característica en los diferentes pisos, valor que se asume como representativo del edificio completo.

2.2.13.1.3. Cálculo de T.

El índice T se determina con la tabla 2.4, considerando que se usa un valor único del índice T para el edificio, este valor debe corresponder al menor valor obtenido de la Tabla 2.4.

Tabla 2.2-4 Valores del índice T para diferentes causas y tipos de deterioro

Deformación permanente T1	
Características	T1
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial	0.7
El edificio está construido sobre relleno artificial	0.9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente	0.9
Visible deformación de vigas o columnas	0.9
No presenta signos de deformación	1.0
Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero T2	
Características	T2
Presenta filtración con corrosión visible de armadura	0.8
Grietas inclinadas visibles en columnas	0.9
Grietas visibles en muros	0.9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras	0.9
Nada del anterior	1.0
Incendios T3	
Características	T3
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado	0.7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado	0.8
No ha experimentado incendio	1.0

Uso del cuerpo o bloque T4	
Características	T4
Almacena sustancias químicas	0.8
No contiene sustancias químicas	1.0
Tipo de daño estructural T5	
Características	T5
Presenta daño estructural grave	0.8
Presenta daño estructural fuerte	0.9
Presenta daño estructural ligero o no estructural	1.0
Años transcurridos T6	
Características	T6
30 años o mas	0.8
20 años o más (menos de 30)	0.9
Menos de 20 años	1.0

Fuente: (Audry Camacho. 2011)

Este índice cuantifica los efectos que produce el deterioro de la estructura, debido al paso del tiempo o bien a la acción de sismos pasados u otras acciones que puedan haberla afectado. El índice se calcula a partir de la información obtenida de las visitas al edificio y de la información que proporcione el propietario.

Tabla 2.2-5 Clasificación de daños causados por sismo

Tipo de daño	Descripción
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales.
Estructural ligero	Grietas de menos de 0.5mm de espesor en elementos de concreto armado. Grietas de menos de 3mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural fuerte	Grietas de 0.5 a 1 mm de espesor en elementos de concreto armado. Grietas de 3 a 10mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de espesor en elementos de concreto armado. Aberturas en muros de albañilería. Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo de refuerzo en vigas, columnas y muros de concreto armado. Agrietamiento de capiteles y braquetes. Desplome de columnas. Desplome del edificio en más de 1% de su altura. Asentamiento de más de 20cm.

Fuente: (Audry Camacho. 2011)

2.2.13.2. Cálculo del índice IS_0

El comportamiento estructural de un edificio frente a sismo puede evaluarse comparando el índice de vulnerabilidad de la estructura I_S con el índice de juicio estructural IS_0 . El cálculo de este índice está basado en la máxima respuesta espectral esperada para las condiciones locales donde se encuentra el edificio. Está dado por (Organización panamericana de la salud, 2000):

$$IS_0 = ES_0 Z G U$$

ES_0 : resistencia sísmica básica requerida

Z : factor de zona sísmica. Su valor depende del peligro sísmico de la zona en que se encuentra el edificio.

G : factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas (para caso general, $G = 1$; para zona en pendiente, $G = 1.1$)

U : coeficiente de importancia de la estructura (edificios comunes $U = 1.0$, centros comerciales $U = 1.3$, hospitales $U = 1.5$)

Basándose en estos dos índices, se puede expresar un juicio de la vulnerabilidad de la estructura, así:

Si $I_S > IS_0 \rightarrow$ el edificio es seguro frente a sismos

Si $I_S < IS_0 \rightarrow$ el edificio es inseguro frente a sismos

2.3. Marco Conceptual

i. Resistencia

Es aquella capacidad que tienen los elementos estructurales o de sus componentes de soportar los esfuerzos a los que están sometidos sin llegar a la falla. Esta depende de muchos factores entre los que destacan las propiedades del material empleado, su forma y geometría.

ii. Rigidez

Definiremos como aquella propiedad de un cuerpo, elemento o estructura de oponerse a las deformaciones. También podríamos definirlo como la capacidad de la estructura soportar cargas o tensiones sin deformarse o desplazarse excesivamente.

iii. Ductilidad

Podemos definir el término de ductilidad como aquella propiedad que define la posibilidad de la estructura o algunos de sus componentes estructurales de poder experimentar deformaciones o desplazamientos más allá del límite elástico sin reducir su resistencia o rigidez de manera significativa.

iv. Aceleración del suelo

La aceleración sísmica es una medida utilizada en terremotos que consiste en una medición directa de las aceleraciones que sufre la superficie del suelo. Es una medida muy importante en ingeniería sísmica. Normalmente la unidad de aceleración utilizada es la intensidad del campo gravitatorio.

v. Intensidades del movimiento del terreno

La intensidad de un terremoto se refiere a los efectos que tuvieron las ondas sísmicas en la superficie terrestre. Se mide utilizando la Escala de Intensidad Mercalli Modificada que consiste de una serie de respuestas claves para cada intensidad.

vi. Epicentro.

El epicentro se ubica sobre el hipocentro: el punto interno de la corteza terrestre donde se origina el sismo o seísmo.

vii. Sismo

sismo es un temblor o una sacudida de la tierra por causas internas. Estos movimientos se producen por el choque de las placas tectónicas. La colisión libera energía mientras los materiales de la corteza terrestre se reorganizan para volver a alcanzar el equilibrio mecánico.

viii. Sismo Severo

Es aquél proporcionado por el RNE E.030 Diseño Sismorresistente, empleando un coeficiente de reducción de la sollicitación sísmica $R =$ varía de acuerdo al sistema estructural.

ix. Sismo Moderado

Es aquél que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el “sismo severo”.

x. Vulnerabilidad

La vulnerabilidad es la incapacidad de resistencia cuando se presenta un fenómeno amenazante, o la incapacidad para reponerse después de que ha ocurrido un desastre.

xi. Unidad vecinal

Una unidad vecinal es una ciudad en miniatura en la cual están resueltos los problemas de habitación, de educación, de sanidad, de vivienda, de recreación y de comercio para un número previamente determinado de habitantes.

CAPITULO III: HIPÓTESIS Y VARIABLES

a. Hipótesis General

HG: Las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla son vulnerables estructuralmente ante un sismo severo, Cusco -2018.

b. Hipótesis Específicas

HE₁: El sistema estructural de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla es un sistema híbrido de concreto armado y albañilería, Cusco -2018.

HE₂: Las acciones para evitar daños estructurales estarán basadas en aumentar la resistencia al corte y dar mayor rigidez a los muros portantes de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018.

c. Identificación De Las Variables

- Variable dependiente (X) : Vulnerabilidad estructural
- Variable independiente (Y) : Edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla
- Unidad de análisis : Conjunto vecinal Zarumilla
- Ámbito geográfico : Cusco
- Periodo : 2018

d. Operacionalización De Variables.

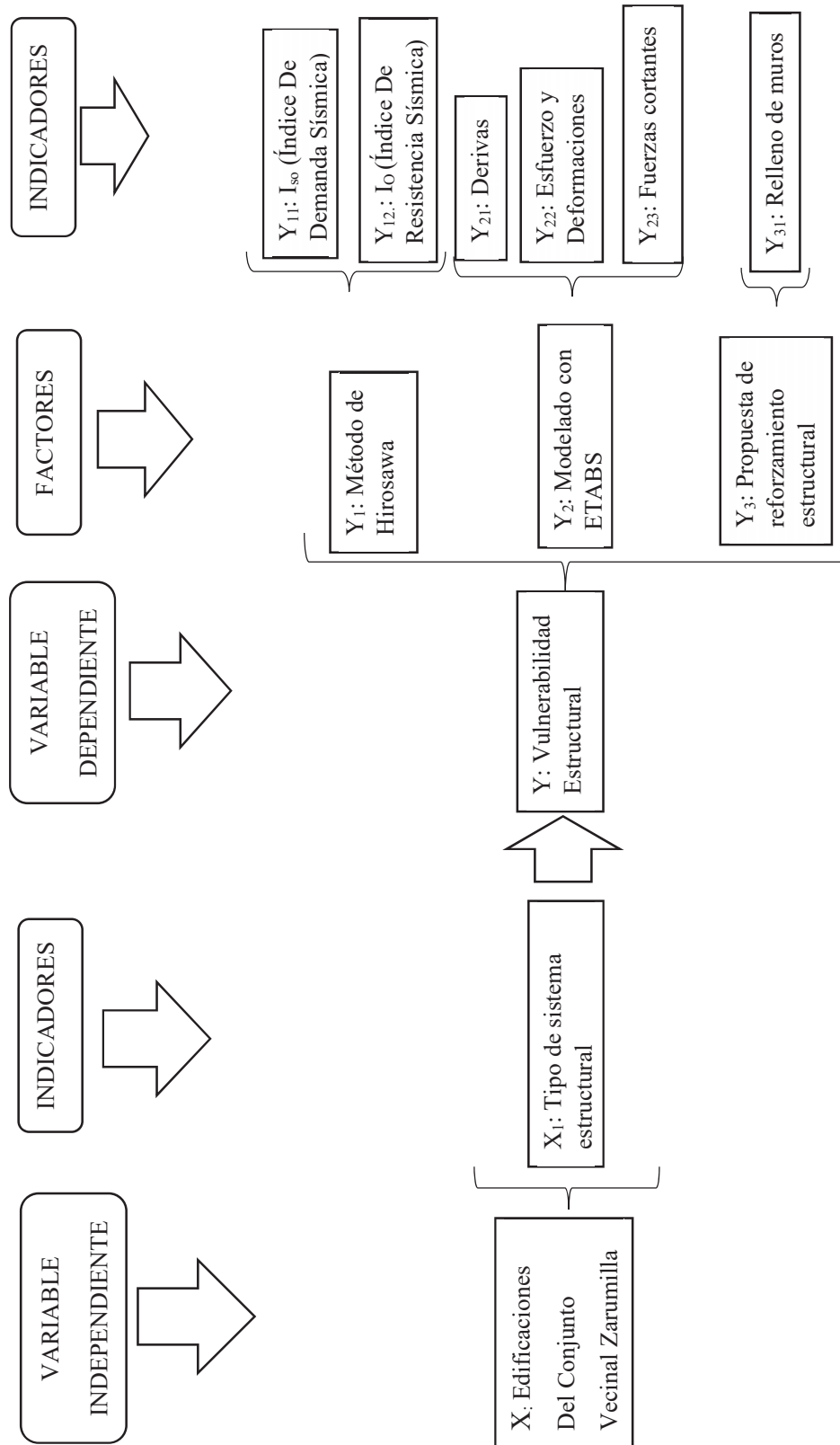


Figura d-1 Operacionalización de variables. (Elaboración propia)

e. Indicadores

i. Tipo de sistema estructural - X_1

Este parámetro indica la el tipo de sistema estructural, ya sea concreto armado, albañilería o mixta.

ii. Iso (Índice De Demanda Sísmica) – Y_{1-1}

Este parámetro indica la máxima respuesta espectral esperada para las condiciones locales donde se encuentra el edificio.

iii. I_S (Índice De Resistencia Sísmica) – Y_{1-2}

Este parámetro que evalúa el comportamiento estructural y que tiene en cuenta no solo la resistencia última sino la capacidad de deformación de los miembros estructurales.

iv. Derivas – Y_{2-1}

Este parámetro indica el desplazamiento lateral relativo entre pisos o de un nivel con respecto al inmediato anterior.

v. Esfuerzos y Deformaciones – Y_{2-2}

Este parámetro indica la medida de los esfuerzos (corte y flexión) a los que están sometidos los elementos estructurales y las deformaciones que producen sobre estos.

vi. Fuerzas cortantes – Y_{2-3}

Este parámetro indica el esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal en los elementos estructurales.

vii. Relleno de muros – Y_{3-1}

Este parámetro indica método de reforzamiento estructural basado en el incremento de la resistencia y/o aumento de la rigidez de los muros.

f. Matriz De Consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA				
Problemas	Objetivos	Hipótesis	Variable	Indicadores
<p>¿Serán vulnerables estructuralmente ante un sismo severo las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018?</p> <p>¿Cuál es el sistema estructural de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018?</p> <p>¿Qué acciones de debe tomar para evitar los posibles daños que ocasionaría un sismo severo en las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018?</p>	<p>Determinar la vulnerabilidad sismica estructural de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018.</p> <p>Caracterizar el sistema estructural de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018.</p> <p>Establecer las mejores acciones para evitar los posibles daños que ocasionaría un sismo severo en las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018?</p>	<p>Las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla son vulnerables estructuralmente ante un sismo severo, Cusco -2018.</p> <p>El sistema estructural de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla es un sistema híbrido de concreto armado y albañilería, Cusco -2018.</p> <p>Las acciones para evitar daños estructurales estarán basadas en aumentar la resistencia al corte y dar mayor rigidez a los muros portantes de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018.</p>	<p>X: Edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla</p>	<p>X₁: Tipo de sistema estructural</p>
			<p>Y: Vulnerabilidad estructural</p>	<p>Y₁: Análisis cualitativo</p> <p>Y₂: Modelado con ETABS</p> <p>Y₃: Reforzamiento</p>
<p>¿Qué acciones de debe tomar para evitar los posibles daños que ocasionaría un sismo severo en las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018?</p>	<p>Establecer las mejores acciones para evitar los posibles daños que ocasionaría un sismo severo en las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018?</p>	<p>Las acciones para evitar daños estructurales estarán basadas en aumentar la resistencia al corte y dar mayor rigidez a los muros portantes de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla, Cusco -2018.</p>	<p>Y₁: Análisis cualitativo</p>	<p>Y₁: I₀ (Índice De Resistencia Sísmica)</p> <p>Y₂: Derivas</p> <p>Y₃: Propuesta de reforzamiento estructural</p>
			<p>Y₁: I₀ (Índice De Resistencia Sísmica)</p> <p>Y₂: Derivas</p> <p>Y₃: Propuesta de reforzamiento estructural</p>	

Tabla f-1 Matriz de consistencia. (Elaboración propia)

CAPITULO IV: METODOLOGÍA

a. Tipo y diseño de investigación

El tipo de investigación por el que se está guiando esta tesis es la cualitativa – correlacional, porque explica la relación entre variables.

El diseño de esta investigación transversal descriptivo porque tiene como objetivo indagar la incidencia y los valores en que se manifiesta una o más variables.

b. Unidad de análisis

La unidad de análisis es el conjunto vecinal Zarumilla.

c. Población de estudio

La población de este estudio son los 10 bloques de edificación en el conjunto vecinal Zarumilla.

d. Selección de muestras:

La selección de muestra es no probabilística, por conveniencia, se realizará una evaluación visual y se determinara el bloque con mayor deterioro o defectos y se elegirá la que por las facilidades y accesibilidad nos sea posible analizar.

e. Tamaño de muestras:

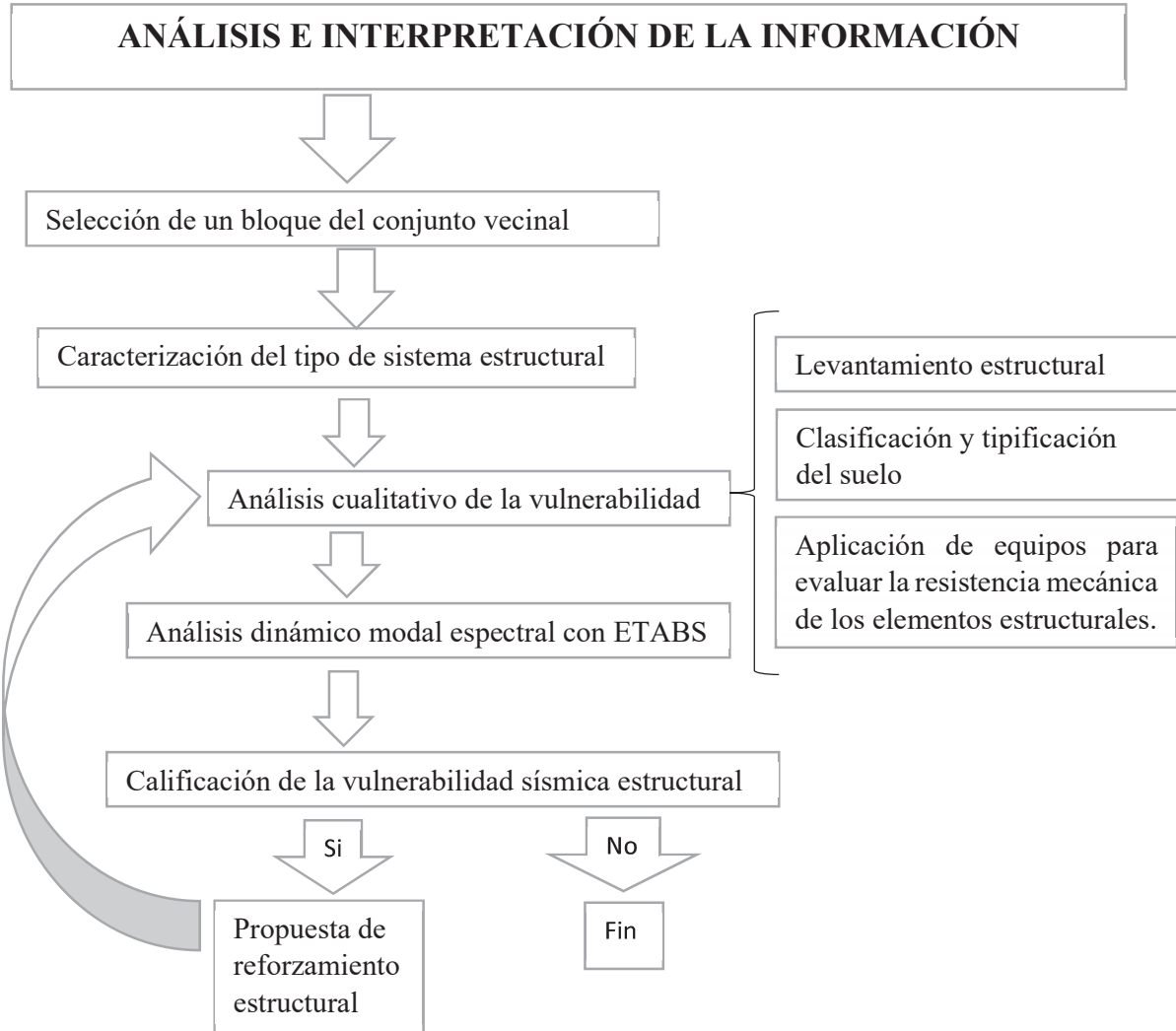
El tamaño de muestra para la investigación está constituido por el bloque 9A de 03 pisos del conjunto vecinal Zarumilla.

f. Técnica de recolección de datos e información.

La técnica de recolección de datos será:

- La observación para evaluar los parámetros de influencia en la vulnerabilidad sísmica de edificaciones.
- Extracción de muestras mediante calicatas para los estudios geotécnicos y determinar el tipo de suelo.
- Para la determinación la resistencia a la compresión del concreto se realizará pruebas no destructivas de esclerometría en los elementos estructurales propuestos como: vigas, columnas y muros.
- Para determinar la resistencia a la compresión de las unidades de albañilería, se extraerá 3 unidades de la edificación y se someterá a la compresión simple.
- Para determinar la resistencia al corte de los muros de albañilería, se extraerá un fragmento de muro de la edificación y se someterá a la compresión diagonal.

g. Análisis e interpretación de la información



CAPITULO V: RESULTADOS Y DISCUSIONES

5.1. Los edificios del conjunto vecinal Zarumilla

5.1.1. Ubicación y accesos

El conjunto vecinal de Zarumilla se encuentra ubicado en la Av. La Cultura del distrito del Cusco, provincia de Cusco, región Cusco, entre los colegios Inca Garcilaso De La Vega Y Clorinda Matto de Turner. La zona en estudio, se ubica dentro del casco urbano del distrito de Cusco al cual se puede acceder principalmente por la Av. La Cultura a través de los servicios de transporte urbano.

Sus coordenadas geográficas aproximadas son 13°31' latitud sur y 71° 58' longitud oeste. (Ver anexo 02).

5.1.2. Tipología estructural

Para comprender la tipología estructural de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla tenemos que remontarnos a la tipología estructural que predominó en aquella época en el Perú.

La filosofía del cálculo estructural para el diseño de edificaciones concreto armado en los inicios de las construcciones en el Perú fueron por resistencia a cargas verticales de servicio, por lo que no existía aun una norma propia para este tipo de construcciones. Para el diseño de estas estructuras se apoyaron en la "Pacific Coast Building Officials Conference 1952" entidad que estableció estándares de calidad para los materiales de construcción (acero, cemento agua y agregados) y metodologías para el cálculo de cargas de servicio, reacciones y momento en los elementos estructurales.

En el Perú, los primeros ensayos sobre elementos de albañilería se realizaron en la década de los 70 y los escasos resultados alcanzados hasta el año de 1982, fueron utilizados para la elaboración de nuestro primer reglamento relativo específicamente a la albañilería (Norma E-070, ININVI-82) (Bartolome, 1994). Por lo tanto, la albañilería que en un inicio se construyo ha ido evolucionando, habiendo diferencias entre la albañilería confinada de los años 50 y la albañilería con las normas actuales.

En 1940 ocurre un terremoto en Lima que afecta a la mayoría de las edificaciones de adobe, razón por la cual ocurre la necesidad de viviendas colectivas es así que se construye las primeras unidades vecinales, construidos por el Fondo Nacional de Salud y Bienestar Social (Conjunto Vecinal Angamos 1950 y el Conjunto Vecinal Alexander 1951), basadas en pórticos de concreto armado con albañilería no reforzada, con alta densidad de muros en ambas direcciones. (Antonio Blanco Blasco, 1994)

El conjunto vecinal Zarumilla se construyó después del terremoto de 1950 en Cusco frente a la escasez de vivienda por el Fondo Nacional de Salud y Bienestar Social y tiene una tipología estructural similar a los conjuntos vecinales mencionados anteriormente como pórticos de concreto armado con refuerzo de muros de albañilería

En el análisis visual para la determinación de la tipología estructural se apreció que los edificios están conformados por pórticos de concreto armado (vigas y columnas) en ambas direcciones y estos confinan a los muros de albañilería, este muro de albañilería tiene un espesor de 25cm y no se encuentran aisladas del sistema aporticado haciendo que en la practica el sistema funcione como una albañilería confinada es decir un sistema mixto. Dado que la albañilería proporciona rigidez al sistema (CISMID).



Figura 5.1-1 Refacción de fachadas en los edificios del conjunto vecinal Zarumilla.



Figura 5.1-2 Encuentro entre columnas de concreto armado y muros de albañilería de las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla.

5.1.3. Descripción de las características de diseño de los edificios

Las edificaciones que conforman el conjunto vecinal de Zarumilla fueron inauguradas el 27 de octubre de 1955, durante el gobierno del presidente constitucional de la república el General de División Don Manuel A. Odría dicha obra fue construida a cargo del Fondo Nacional de Salud Bienestar Social tras el sismo de 1950. Con el fin de dotar de viviendas a los ciudadanos cusqueños que quedaron desamparados sin hogar, también el mismo día se inauguraron otros conjuntos vecinales como: Conjunto Vecinal de Zaguán del Cielo y Conjunto Vecinal de Santiago este último tiene las mismas características arquitectónicas que el Conjunto Vecinal Zarumilla.

El Conjunto Vecinal Zarumilla, Cuenta con diez edificios, con un total de área construida es de 13,086 m², divididos de la siguiente forma, 521 m² de tiendas en el primer piso; 12,140 m² de casas en la segunda y tercera planta. La distribución de las casas-habitación por el número de dormitorios es como sigue: 12 casas de un dormitorio, con 89 m² cada una; 24 casas de dos dormitorios con 110 m² cada una; 54 casas de tres dormitorios con 125 m² cada una; 12 casas de cuatro dormitorios con 110 m².

Las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla lo podemos clasificar como los bloques: 1A, 2A, 2B, 3A, 3B, 4A, 4B, 5A, 5B, 6A, 6B, 7A, 7B, 8(centro comunal), 9A, 9B, 10A y 10B.

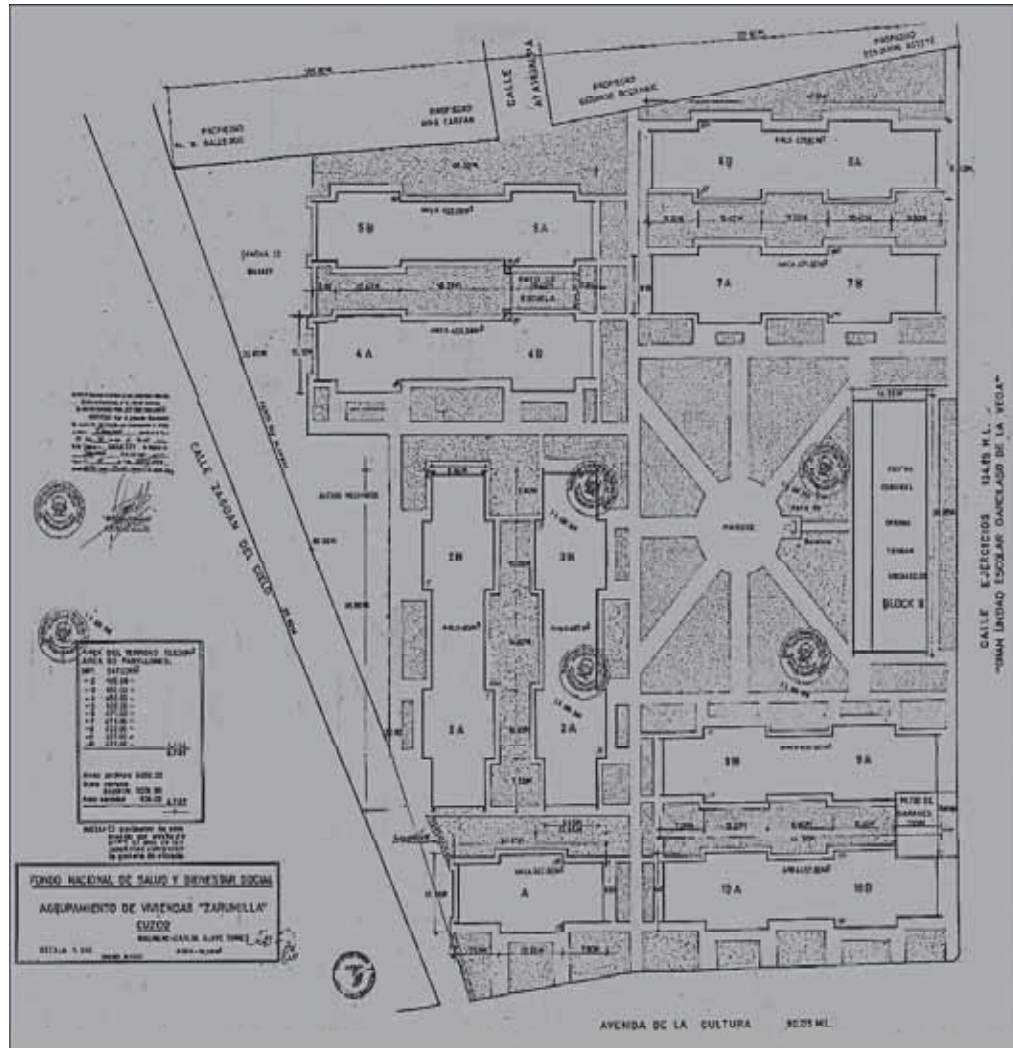


Figura 5.1-3 Plano del conjunto vecinal Zarumilla Elaborado en 1965.

5.1.4. Metodología de evaluación

Para el estudio de la determinación de la vulnerabilidad estructural de los edificios seleccionados del Conjunto Vecinal Zarumilla se elaboró una metodología para proceder con la investigación. Esta consta de ocho pasos:

Primer paso: Se inició con la búsqueda y revisión de documentos relacionados a su construcción y diseño, además se entrevistó a los habitantes (personas ancianas) y profesionales involucrados en esa época.

Segundo paso: Se llevó a cabo una visita de campo para una evaluación visual e identificar el edificio con mayor deterioro superficial para luego analizar el sistema constructivo, el reconocimiento, ubicación de columnas, vigas y losas. Para el levantamiento arquitectónico y estructural.

Tercer paso: Se realizó el levantamiento estructural de los refuerzos de acero estructural en columnas, viga, losas, para ello se realizó el ensayo de pacómetro el equipo utilizado es el Profoscope siendo un equipo de alta precisión que permite la determinación con gran aproximación de las cuantías de acero, los resultados fueron corroborados con planos estructurales de edificaciones construidos en la misma época, estableciendo diámetros muy comunes de acero de refuerzo para el concreto.

Cuarto paso: Se procedió con el estudio de suelos con fines de cimentación para obtener las propiedades del suelo de fundación para una edificación de albañilería y aporticada. Además, se realizó la revisión de documentos que datan de la misma época en que se construyó esta edificación de las cuales se concluyó que no se realizaban estudios de mecánica de suelos, por lo que la filosofía era encontrar un suelo firme para cimentar al momento de realizar las excavaciones.

Quinto paso: Se programó la extracción de muestras de los materiales de construcción, tales como unidades de albañilería, pilas de albañilería y murete de albañilería

para luego realizar los ensayos e investigaciones para obtener las propiedades de los materiales con que se construyeron los edificios. Para determinar la resistencia a compresión del concreto en columnas, vigas y sobrecimiento se realizó el ensayo de esclerómetro. Para obtener las propiedades del acero, se investigó en planos estructurales y en tesis de la misma época.

Sexto paso: Con todos los datos obtenidos de los ensayos anteriores se procedió a realizar el análisis cualitativo con el método Hirosawa para determinar la vulnerabilidad estructural de las edificaciones seleccionadas.

Séptimo paso: Con las propiedades obtenidas de los materiales se procedió a construir el modelo matemático de la muestra en estudio y se procedió con el análisis cuantitativo para determinar la vulnerabilidad estructural de las edificaciones seleccionada.

Octavo paso: con las conclusiones que se llegan en los análisis tanto cualitativo como cuantitativo se procede a plantear si la estructura requiere o no reforzamiento, finalmente se sugiere técnicas de reforzamiento.

5.1.5. Descripción del edificio en estudio

i. Número De Pisos.

Consta de 03 niveles de 2.70m de altura y altura del techo de 1.70m, con una altura total de 9.80m.



Figura 5.1-4 Vista del bloque 9 A, edificio en estudio. (Elaboración propia)

ii. Uso

Los tres niveles son de uso exclusivo de viviendas familiares y la losa del techo funciona como almacén.

iii. Dimensión En Planta

La forma general es un rectángulo de 24.50m x 10.90m con esquinas salientes de 1.35m en la parte central del edificio.

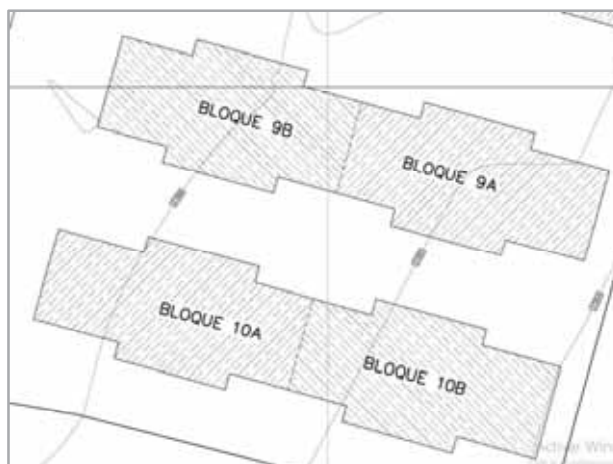


Figura 5.1-5 Plano en planta del bloque en estudio. (Elaboración propia).

iv. Configuración Estructural

En ambas direcciones existe alta densidad de muros albañilería de 0.25m de espesor y pórticos de concreto armado (columnas y vigas), en el eje longitudinal existe 8 vanos de diferentes dimensiones siendo el más largo 1.80m en ambos lados y en eje transversal no se encuentra presencia de vanos. En la parte central de la edificación se encuentran las gradas de concreto armado de dos tramos apoyados en vigas peraltadas, estas gradas presentan parapetos de albañilería de 0.80m de altura y 0.15m de espesor. (Ver anexo 02).

v. Conservación.

La edificación se encuentra en buen estado y no se aprecia grietas visibles ni deformaciones apreciables.

vi. Muros

Los muros contienen unidades de albañilería de arcilla maciza artesanal con recubrimiento de mortero, las dimensiones de las unidades son: 23cmx10.5cmx7cm. el espesor de los muros es de 25cm y no existe junta de separación con los pórticos de concreto armado.

vii. Losa

Cuenta losa aligerada de concreto armado de 0.20m de espesor con bloques de concreto y no presenta ningún tipo de ducto.

viii. Edificaciones adyacentes

el edificio se encuentra colindante con edificio 9B y con una junta de separación de 10cm.

ix. columnas y vigas

La distribución y cuantía de acero de las columnas y vigas, se determinó con ayuda del pacómetro que es un equipo que detecta la existencia de refuerzo de acero en el concreto,

recubrimiento y distribución de estribos. El refuerzo de acero en el concreto es como se muestra en la siguiente figura:

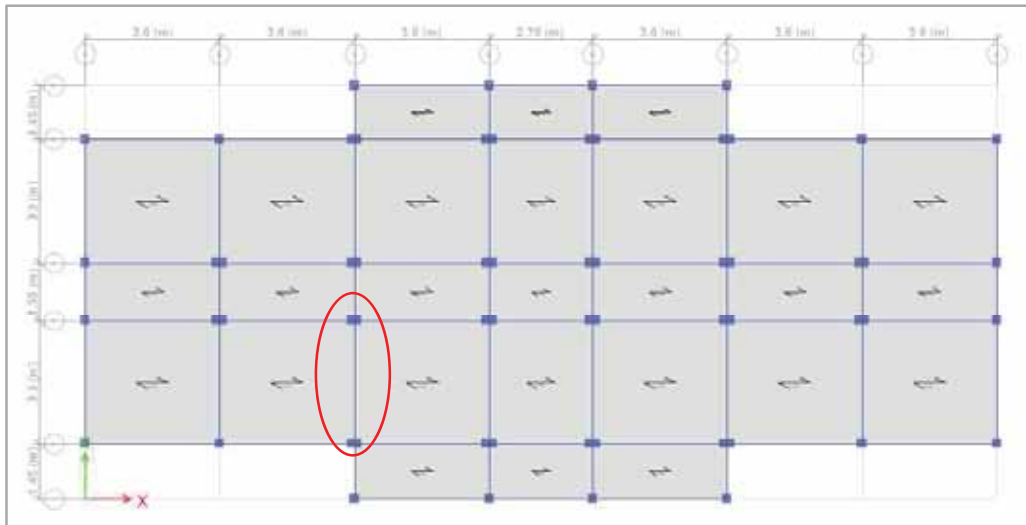


Figura 5.1-6 Vista en planta del pórtico donde se determinó la distribución de los refuerzos de acero, eje C2-C3. (Elaboración propia)

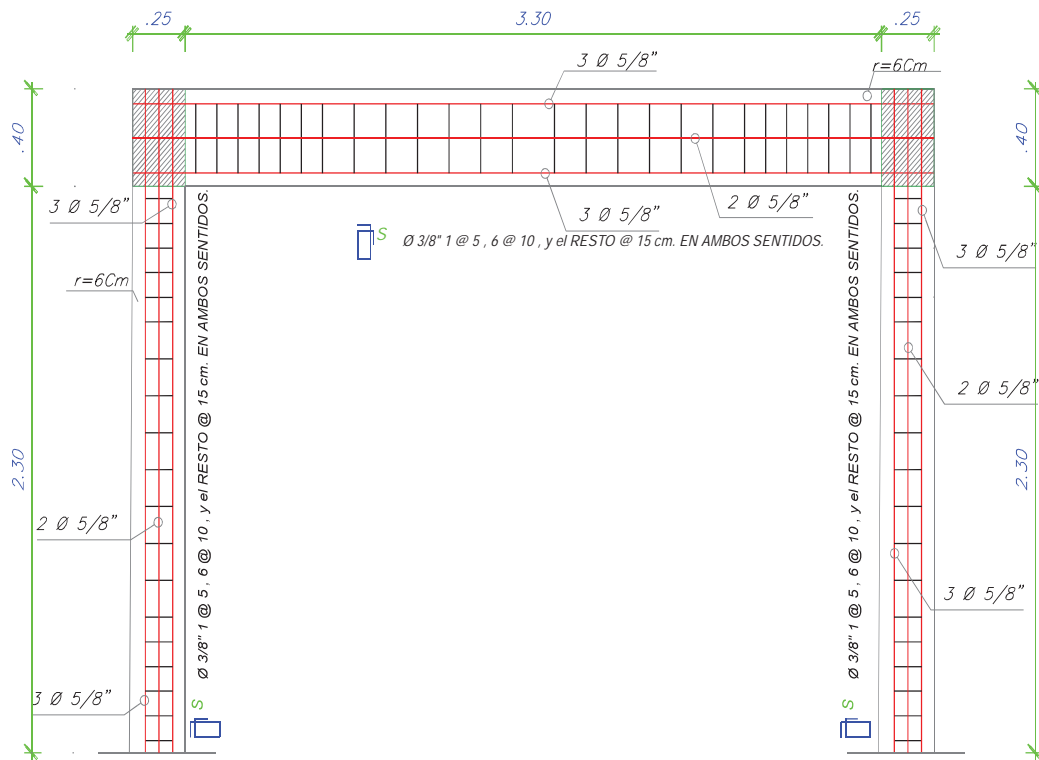


Figura 5.1-7 Vista en elevación del pórtico donde se determinó la distribución de los refuerzos de acero, eje C2-C3. (Elaboración propia)

5.2. Geología de la zona

La descripción geológica desarrollada en esta tesis fue desarrollada fundamentalmente con la información proporcionada por el INGEMMET, mediante el cuadrángulo 28S (cuadrángulo del cusco) de la carta geológica nacional.

En la zona del proyecto de investigación, se describen una formación geológica, cercanas al punto DPL, por lo cual se describe a continuación su litoestratigrafía.

5.2.1. Formación san Sebastián (pleistoceno).

En su litología presenta dos secuencias; el primero grano decreciente constituido por secuencias de areniscas fluviales de canales entrelazados deltaicos y lutitas lacustres o palustres con niveles diatómicos y calcáreos. La segunda, grano creciente, está compuesta por conglomerados y areniscas de conos-terrazas fluvio-torrenciales, que indican el cierre de la cuenca. Este cierre está expuesto por la presencia de estructuras compresivas sedimentarias (Cabrera, 1988).

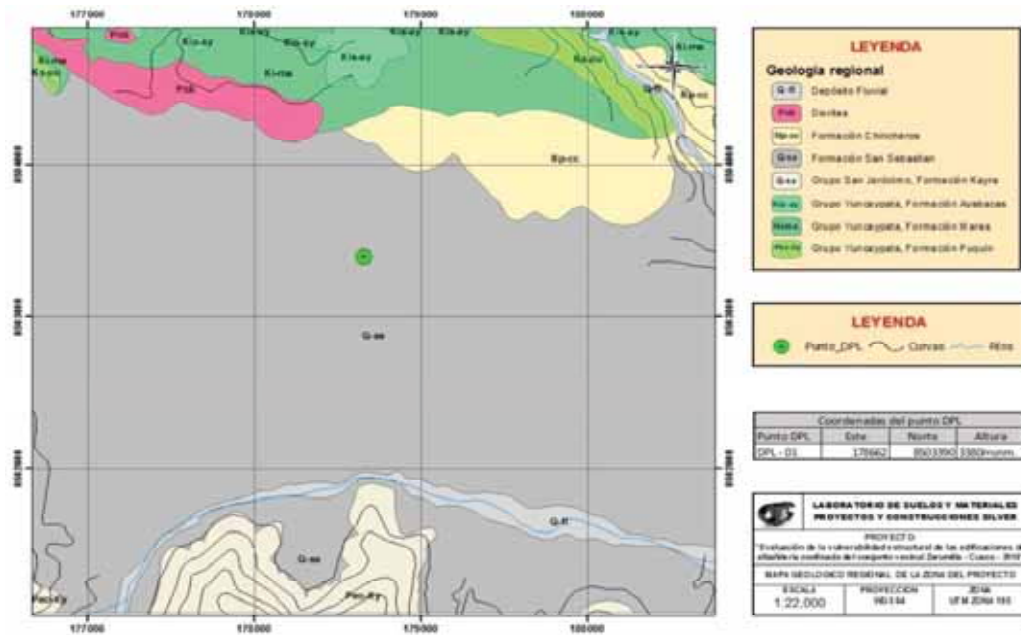


Figura 5.2-1 Geología de la zona en estudio. (Laboratorio de suelos y materiales proyectos y construcciones Silver).

Esta es la formación principal en la que se encuentra el punto de estudio, en la cual el suelo presenciado es arcilloso.

5.3. Tectónica activa

Estudios realizados desde la década de los 80 ponen en evidencia la existencia de fallas cuaternarias y activas que se alinean de Norte a Sur, tales como: Zurite, Chincheros, Tambomachay, Tamboray, Qoricocha, Patachusan, Ocongate, Langui Layo.

5.3.1. Falla de Tambomachay

Esta falla se encuentra ubicada a 4 km al norte de la ciudad de Cusco. Se extiende en dirección N120°E, con buzamiento entre 70°- 80° hacia el Sur, en una extensión de 20 km, limitando una cuenca rellena de depósitos fluviales y lacustres del Cuaternario. Su ubicación adyacente a la ciudad de Cusco representa un peligro latente (Benavente et al., 2013).

5.3.2. Falla de Qoricocha

Este sistema de fallas se localizadas a 15 Km al noreste de la ciudad de Cusco y bordea la parte oriental y septentrional de la laguna de Qoricocha. La primera denominada Falla Huanacaure, tiene orientación N120°E, aflora en una extensión de 8 Km y es una falla normal con buzamiento entre 70° y 80° hacia el Sur. En 1986 esta falla generó un sismo de magnitud 5.4ML con ruptura en superficie de 0.15 m (Cabrera y Sébrier, 1998).

La siguiente figura muestra: (a) Mapa topográfico, muestra la localización del sistema de falla Zurite-Cusco-Urcos Sicuani(SF Z-C-U-S, en línea roja) ubicado entre la cordillera oriental y el altiplano, (b) Falla Tambomachay (línea negra) dentro del sistema de fallas Z-C-

U-S (líneas rojas), las estrellas amarillas indican los epicentros de los eventos sísmicos recientes más importantes (1650,1950 y 1986) ocurridos en Cusco (Silgado, 1978)

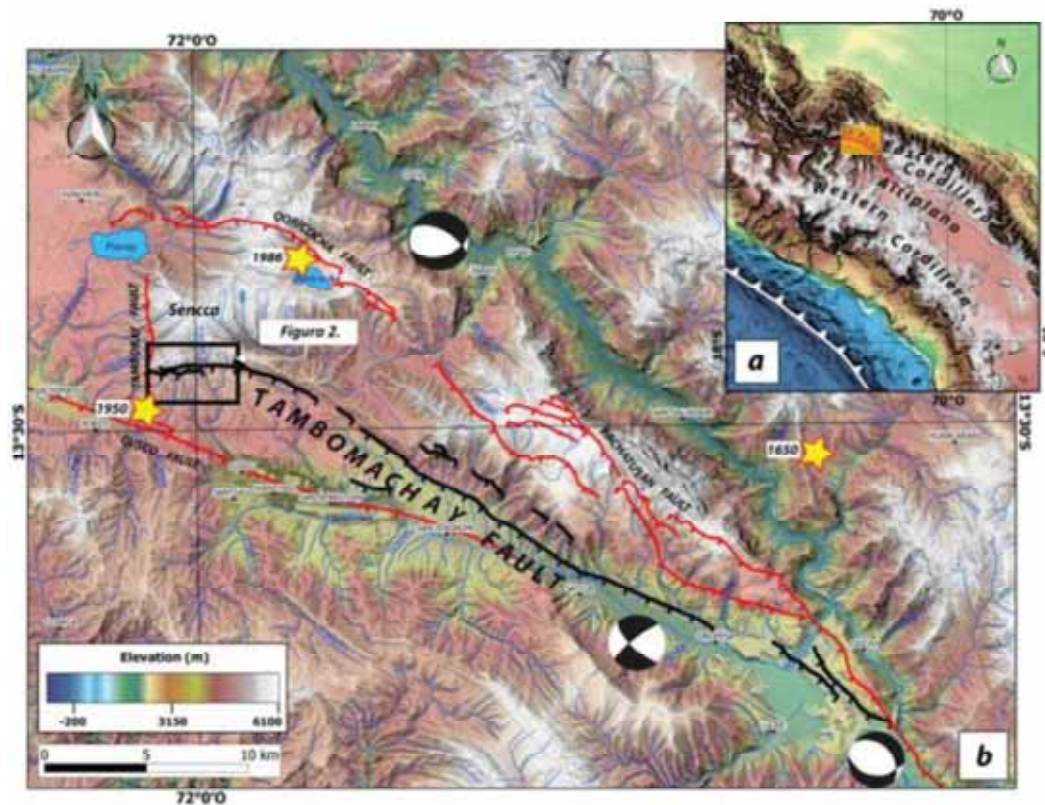


Figura 5.3-1 Ubicación de las fallas geológicas más representativas en la ciudad del Cusco. (Extraído de: <https://www.ingemmet.gob.pe/documents/73138/909726/INFORME>)

5.4. Investigación geotécnica

La investigación geotécnica se ha realizado de acuerdo a la norma E-050 de suelos y cimentaciones del reglamento nacional de edificaciones. Los trabajos realizados son:

5.4.1. Exploración en campo.

Los trabajos realizados en campo fueron los siguientes:

a. Calicatas.

La exploración del terreno se realizó mediante 03 calicatas, Pozo a cielo abierto, realizado manualmente hasta 2.00 m de profundidad; de sección regular (1.50m X 2.00m). habiéndose llegado a una profundidad de exploración de hasta 5.40m con DPL.



Figura 5.4-1 Ubicación de calicatas en la zona de estudio. (Elaboración propia).

b. Descripción e identificación de suelos (procedimiento visual-manual).

De acuerdo a la norma NTP 339.150 (ASTM D 2488), en los puntos de exploración se realizó una caracterización visual minuciosa de los estratos, el cual incluyo el registro cuidadoso de las características de los suelos que conforma cada estrato del perfil del suelo.

c. Extracción de muestras representativas.

De acuerdo a la norma NTP 339.159 (DIN 4094). Se ha realizado la extracción de las muestras de suelo, muestra inalterada en bloque (MIB) y muestra alterada en bolsa de plástico (MAB).

5.4.2. Ensayos en laboratorio.

El estudio de mecánica de suelos se ha desarrollado siguiendo los lineamientos y recomendaciones de las Normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM).

Para la interpretación de los resultados obtenidos en laboratorio en laboratorio e in-situ y verificar si los materiales cumplen con los requerimientos mínimos por la norma se utilizó la norma E-050 suelos y cimentaciones, del RNE. Los ensayos realizados fueron:

- Contenido de agua (NTP 339. 127, ASTM D-2216)
- Análisis granulométrico (ASTM D-422).
- Limite líquido (ASTM D-4318).
- Limite plástico (ASTM D-4318).
- Corte directo (ASTM D-3880).
- Densidad de campo con cono de arena de 12" (ASTM D-1556).

En el anexo 05 se presenta los resultados de dichos ensayos.

5.4.2.1. Clasificación de suelos.

Los suelos representativos se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y a la profundidad de 2.00m encontrándose tipo de suelo CL (arcilla ligera de baja plasticidad).

5.4.2.2. Perfil estratigráfico.

La estratigrafía se ha realizado por la interpretación del registro estratigráfico de las exploraciones en el área estudiado definiéndose de la siguiente manera.

En la parte superficial se encuentra un estrato de suelo arcilloso con raíces, grava, con coloración marrón oscuro, y tiene una potencia de en promedio de 30 a 40 cm.

El siguiente estrato inferior está conformado por suelo arcilloso con arena gruesa y grava, con una clasificación de arcilla en 50%, arena 40% y un 10% de grava, y tiene una potencia en promedio de 50 a 70 cm.

El siguiente estrato inferior está conformado por suelo arcilloso de baja plasticidad, con arena media a fina, con una clasificación de finos de 80.09%, arenas 14.56% y gravas de 5.35%, estrato de color marrón oscuro y con una potencia en promedio de 1.10 a 1.30m.

Correlacionando con el ensayo de DPL el siguiente estrato inferior mantiene las propiedades del estrato anterior con una potencia en promedio de 1.30 a 1.40m.

Correlacionando con el ensayo de DPL el siguiente estrato está conformado por suelo arcilloso de alta plasticidad con arena gruesa y con una potencia en promedio de 1.10 a 1.20m.

Correlacionando con el ensayo de DPL el siguiente estrato está conformado por suelo arcilloso de alta plasticidad con grava y con una potencia en promedio de 0.50 a 0.60m, llegando así a una profundidad de 5.40m.

PROYECTO : Evaluación de la vulnerabilidad estructural de las edificaciones de albañilería confinada del conjunto vecinal Zarumilla - Cusco - 2018					
UBICACIÓN : Zarumilla, Distrito de Cusco, Provincia y Departamento del Cusco					CALICATA 01
ESCALA	SIMBOLOGÍA	SUCS	DESCRIPCIÓN	ESPESOR	COORDENADAS
1.00		CL	Estrato de suelo arcilloso, presencia de raíces, grava, coloracion marron oscuro, tamaño de clasto mayor de 2.5 cm	0.30 m.	PROF. DE INVESTIGACIÓN : 5.00 m COORDENADAS UTM: E: 178662.00 N:8503390.00 ZONA : 19L ELEVACIÓN: 3380 m. REFERENCIA: Los datos geodésicos fueron usados del servidor de Google EARTH.
		SC	Estrato de suelo arcilloso con arena gruesa y grava, Arcilla en 50%, arena 40% y un 10% de grava; clastos sub angulosos mayor de 3.5 cm	0.50 m.	
2.00		CL	Estrato de arcilla ligera de baja plasticidad , presencia de arena media a fina, finos 80.09%, arenas 14.56% y gravas 5.35%, estrato de color marrón oscuro, con forma de clasto sub redondeado a sub anguloso mayor de 1.5 cm	1.20 m.	
		CL	Estrato de arcilla ligera de baja plasticidad , presencia de arena media a fina, finos 80.09%, arenas 14.56% y gravas 5.35%, estrato de color marrón oscuro, con forma de clasto sub redondeado a sub anguloso mayor de 1.5 cm	1.20 m.	
3.00		CL	Estrato de arcilla ligera de baja plasticidad , presencia de arena media a fina, finos 80.09%, arenas 14.56% y gravas 5.35%, estrato de color marrón oscuro, con forma de clasto sub redondeado a sub anguloso mayor de 1.5 cm	1.20 m.	
		CH	Estrato está conformado por suelo arcilloso de alta plasticidad con arena gruesa y con una potencia en promedio de 1.10 a 1.20m.	1.10m	
4.00		CH	Estrato está conformado por suelo arcilloso de alta plasticidad con arena gruesa y con una potencia en promedio de 1.10 a 1.20m.	1.10m	
		CH	Estrato está conformado por suelo arcilloso de alta plasticidad con grava y con una potencia en promedio de 0.50 a 0.60m	0.50m	
5.00		CH	Estrato está conformado por suelo arcilloso de alta plasticidad con grava y con una potencia en promedio de 0.50 a 0.60m	0.50m	

Figura 5.4-2 Perfil estratigráfico de calicata 01. (Elaboración propia).

5.4.2.3. Capacidad portante.

La capacidad portante comprendida como el máximo esfuerzo que es capaz de soportar el suelo antes de fallar por corte ha sido calculada en base a las teorías de, Meyerhof para zapatas aisladas y Terzaghi para cimentación corrida con las siguientes consideraciones:

1. Factor de seguridad FS=2.5
2. Criterio de falla progresiva.
3. Profundidad mínima de fundación del proyecto.
4. Posibilidad de saturación accidental del suelo de fundación.

Para determinar la carga ultima se usará la siguiente expresión dada por Terzaghi:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_F N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

Donde:

c: cohesión.

q : esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.

D_F : Profundidad de cimentación.

γ_1 : peso específico del suelo encima del nivel de cimentación.

γ_2 : peso específico del suelo por debajo del nivel de cimentación.

B: ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular).

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga.

También:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Se asume para el ancho B de la zapata corrida un valor de 0.60m por comparación con proyectos similares de la época, donde era usual esta dimensión para el ancho de la zapata.

En el presente caso calculamos la capacidad portante a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio de donde tenemos los siguientes datos:

$$\begin{array}{llll} \Phi=15^\circ & D_f=1.50\text{m} & B=0.60\text{m} & L=1.00\text{m} & \gamma=1.46\text{Kg/m}^3 \\ C=0.12\text{Kg/cm}^2 & N_C=10.98 & N_q=3.94 & N_\gamma=2.65 & \end{array}$$

Reemplazando valores tenemos.

$$q_u = 1.2(10.98) + 1.46(1.50)(3.94) + \frac{1}{2}(1.46)(0.60)(2.65)$$

$$q_u = 22.97\text{Tn/m}^2 = 2.3\text{Kg/cm}^2$$

Aplicando el factor de seguridad FS=2.5, para solicitaciones máximas de sismo de acuerdo a RNE E-050, tenemos:

$$q_a = \frac{2.3\text{Kg/cm}^2}{2.5}$$

$$q_a = 0.92\text{Kg/cm}^2$$

Tabla 5.4-1 Resumen de la capacidad portante con relación a la profundidad de la cimentación corrida.

Ancho de cimentación B(m)	Capacidad portante q_a (Kg/cm ²)
0.40	0.90
0.60	0.92
0.80	0.93
1.00	0.95

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 5.4-2 Resumen de la capacidad portante con relación a la profundidad de las zapatas aisladas cuadradas.

Ancho de cimentación B(m)	Capacidad portante q_a (Kg/cm ²)
1.40	1.06
1.50	1.07
1.80	1.09
2.00	1.10

Fuente: (Elaboración propia)

La capacidad portante a la profundidad de cimentación asumida (1.50m) tiene un valor promedio de 0.92 Kg/cm² para cimentaciones corridas y para zapatas aisladas es de 1.07Kg/cm². Este valor se encuentra dentro del rango propuesto para nuestra zona de investigación en el mapa de peligros de la ciudad del cusco- capacidad portante, elaborado por el Ing. Carlos Fernández Baca Vidal.

5.4.2.4. Esfuerzo actuante VS esfuerzo resistente

La condición que debe cumplir para que el suelo resista o no falle es:

$$q_{admisible} \geq q_{aplicado}$$

$$q_{admisible} = 1.07\text{kg/cm}^2 \text{ (Zapata aislada)}$$

Cálculo de $q_{aplicado}$:

$$q_{aplicado} = \frac{\text{Carga vertical}}{\text{Área de zapata}} = \frac{Q_v}{A_z}$$

$$Q_v = \frac{(\text{Peso propio de la edificación} + \text{sobrecargas}) (\text{área tributaria})}{\text{Área total de la edificación}}$$

$$Q_v = (809.20\text{Tn}/235.4\text{m}^2) (6.426\text{m}^2) = 22.07\text{Tn}$$

$$q_{aplicado} = \frac{22.07\text{Tn}}{1.5\text{m} \times 1.5\text{m}} = 9.81\text{Tn/m}^2 = 0.981\text{Kg/cm}^2$$

$$q_{admisible} \left(\frac{1.07\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \geq q_{aplicado} \left(\frac{0.981\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \dots \dots \dots \text{OK}$$

5.4.2.5. Cálculo de asentamientos.

En caso de arenas, gravas, arcillas duras y suelos no saturados en general se considera asentamiento inmediato o instantáneo y se calcula por la teoría elástica con la siguiente expresión:

$$S = \frac{2q_s B(1 - u^2)I_f}{E_s}$$

Donde:

c : cohesión.

q_s : Carga distribuida por unidad de área.

B : Ancho de cimentación.

u : Relación de Poisson del suelo.

I_w : Factor de forma.

E_s : Módulo de elasticidad del suelo. Para calcular este valor se usará la correlación propuesta por Stroud (1974) que relaciona el índice de plasticidad (IP) de suelos cohesivos con el valor de E_s (KPa) y el N_{SPT} con las siguientes expresiones:

Límite superior: E (KPa) = $N_{SPT} (-0.008IP^3 + 1.732IP^2 - 127.2IP + 3703)$

Límite inferior: E (KPa) = $N_{SPT} (-0.003IP^3 + 0.859IP^2 - 72.04IP + 2410)$

Se usará el caso más crítico (límite inferior): para $N_{SPT}=11.72$, a una profundidad de 1.50 m y $IP=14\%$ el valor de $E_s=175.16$ kg/cm².

Reemplazando para calcular el asentamiento:

$$S = 2 \times 0.92 \times 0.6 \frac{1 - 0.33^2}{175.16} 0.56 \times 100 = 0.315 \text{ cm}$$

En el cuadro siguiente se muestra los cálculos para los diferentes tipos de ancho.

Tabla 5.4-3 Resultados del cálculo de asentamientos para cimiento corrido.

Δq_s	B	E_s	μ	I_w	S
0.92	0.6	175.16	0.33	1.10	0.72
0.92	0.8	175.16	0.33	1.10	0.96
0.92	1.0	175.16	0.33	1.10	1.20

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 5.4-4 Resultados del cálculo de asentamientos para zapatas aisladas cuadradas.

Δq_s	B	E_s	μ	I_w	S
1.07	1.5	175.16	0.33	0.56	0.92
1.07	1.8	175.16	0.33	0.56	1.09
1.07	2.0	175.16	0.33	0.56	1.22

Fuente: (Elaboración propia)

En esta investigación se supone un ancho (B) de cimiento corrido de 0.60m, relación de Poisson (u) de 0.33, factor de forma (I_w) de 0.56 y 1.10 (cimiento corrido), módulo de elasticidad (E_s) calculado a 1.50m de profundidad es 175.16Kg/cm² y la carga distribuida por unidad de área (q_s) de 0.92Kg/cm² para cimentación corrida y 1.07Kg/cm² para zapata aislada cuadrada de 1.50m de ancho. Reemplazando los datos se obtiene un asentamiento inmediato para cimiento corrido 0.72cm y para zapata aislada cuadrada 0.92cm.

5.4.2.6. Agresividad del suelo a la cimentación.

Después de haber realizado el análisis químico al suelo, el suelo de cimentación no es agresivo al concreto ni a los refuerzos de acero de las zapatas.

Tabla 5.4-5 Elementos químicos nocivos para la cimentación

Tipo de sal	Resultados obtenidos	Ppm	Grado de alteración	Observación
Sulfatos	177.90	0-1,000	Leve	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación y sobre cimentación.
		1,000-2,000	Moderado	
		2,000-20,000	Severo	
		>20,000	Muy severo	
Cloruros	419.30	>6,000	Perjudicial	Corrosión de armaduras

Fuente: (Comité 318-83 ACI)

5.5. Calidad y propiedad mecánicas de los materiales

5.5.1. Resistencia a la compresión del concreto.

Para determinar la resistencia a la compresión del concreto en nuestro estudio se realizó el ensayo de esclerometría en vigas, columnas y cimiento corrido.

Las resistencias de compresión de los diferentes elementos estructurales evaluados son los suficientemente mayores para ser considerados como elementos estructurales, entendiéndose que se considera elemento estructural cuando su resistencia a la compresión supera los 175 kg/cm². (Ver anexo 04)

Para la presente investigación usaremos un único valor de resistencia a la compresión para los diferentes elementos estructurales este valor será el mínimo para el cual estos elementos son considerados estructurales por lo tanto $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$.

5.5.2. Módulo de elasticidad del concreto.

Se tomo en cuenta las indicaciones que establece el RNE E- 060 y ACI, que para concretos de peso normal el módulo de elasticidad podrá tomarse como.

$$E_c = 15000\sqrt{f'c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \dots\text{RNE}$$

$$E_c = 0.054W^{1.5}\sqrt{f'c} \left(\frac{Kg}{cm^2}\right) \dots\text{ACI, con W peso unitario del concreto.}$$

$$E_c = 6350\sqrt{f'c} \left(\frac{Kg}{cm^2}\right) \dots\text{ACI}$$

Se toma la formula del ACI por ser más conservador en comparación a lo que recomienda RNE.

$$E_c = 6350\sqrt{175} = 84000 \left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$$

5.5.3. Resistencia de fluencia del acero.

La resistencia a la fluencia de los aceros usados en la década de los 50 fue de 1400 Kg/cm^2 , esto se verifico en planos estructurales de edificaciones de aquella época que se encuentran en la oficina de archivo central de la municipalidad Provincial de Cusco.

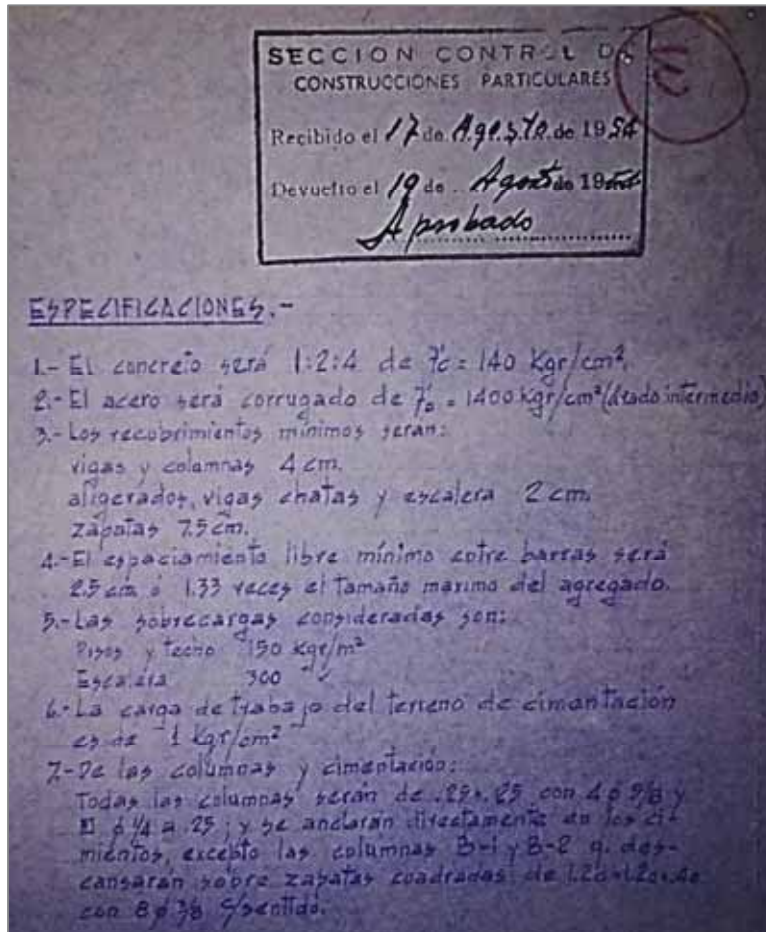


Figura 5.5-1 Especificaciones de los planos en los años 50. (Planos de archivo central de la Municipalidad provincial del Cusco).

5.5.4. Módulo de elasticidad del acero.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo siempre fue un valor constante de:

$$2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2.$$

5.5.5. Resistencia a la compresión de la unidad de albañilería ($f'b$).

Para la clasificación de las unidades de albañilería de acuerdo a su resistencia se ensayó 03 unidades representativas que se extrajeron de una tabiquería interior del conjunto vecinal, cuyo promedio es de 133.45kg/cm^2 , la clasificaremos como unidades de albañilería artesanal de clase IV.

5.5.6. Resistencia de pilas de albañilería.

Para este ensayo se extrajeron, moldearon y ensayaron 3 pilas de albañilería del conjunto vecinal, por cuestiones de seguridad tomaremos el valor mínimo que nos arroja el ensayo, entonces $f'm=39.96\text{ cm}^2$. Luego se realizó una corrección por esbeltez, teniendo como resultado final $f'm=32.00\text{Kg/cm}^2$. (Ver anexo 04).

5.5.7. Resistencia al corte diagonal.

Para este ensayo solo se extrajo un muro como muestra representativa para caracterizar la resistencia al corte diagonal de la albañilería que dio como resultado:

$$V_m = 5.50(\text{Kg/cm}^2)$$

Para esta investigación usaremos $V_m= 5.10\text{Kg/cm}^2$, valor mínimo de la resistencia al corte para muretes elaborados con unidades de King Kong artesanal del RNE E – 070.

5.5.8. Módulo de Elasticidad de la albañilería.

Se usará el valor que establece el RNE E-070, para unidades de arcilla siendo este el valor mínimo que establece la norma:

$$E_m = 500f_m(\text{Kg/cm}^2)$$

$$\text{Entonces: } E_m = 500 * 32 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) = 16000 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

5.6. Análisis de la vulnerabilidad estructural con el método de Hirosawa.

A continuación, se muestra un esquema del procedimiento a seguir para determinar dicha vulnerabilidad.

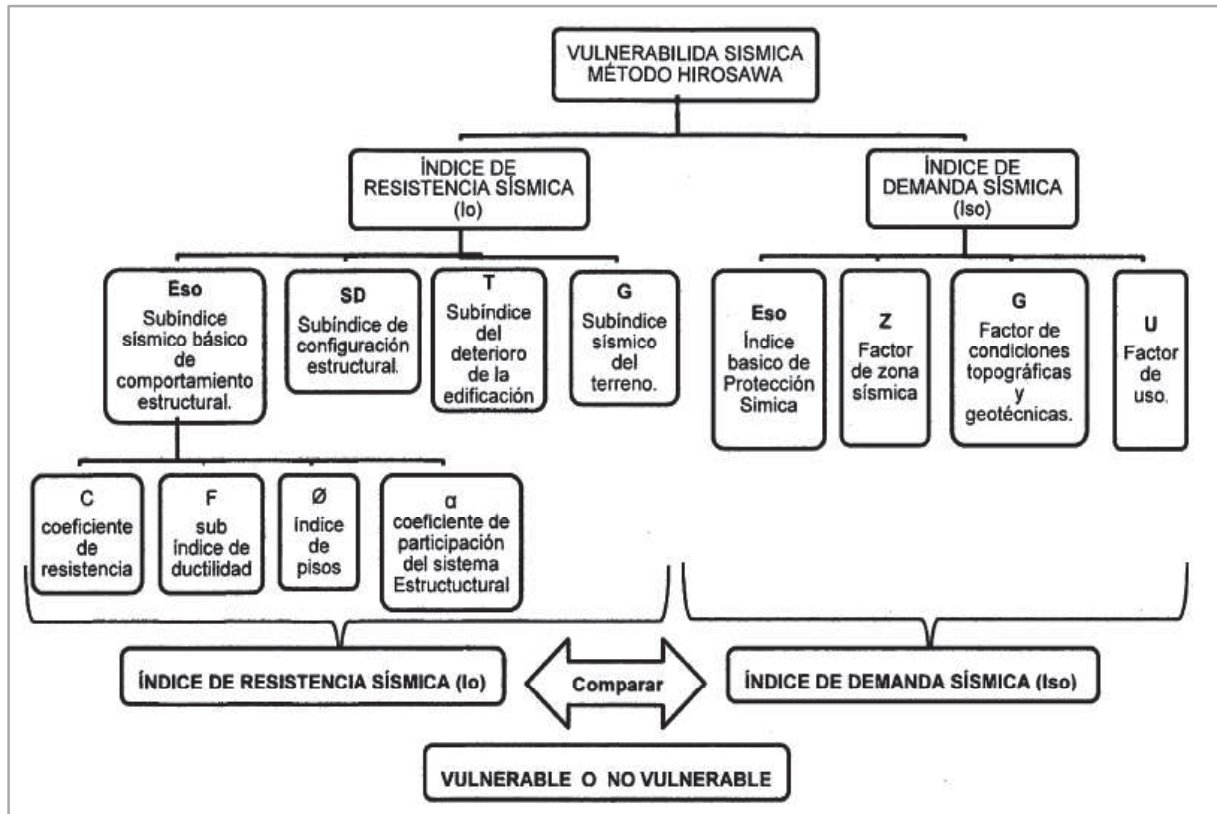


Figura 5.6-1 Procedimiento para determinar la vulnerabilidad sísmica con el método Hirosawa. (Elaboración propia).

5.6.1. Análisis en la dirección X-X

5.6.1.1. Cálculo del índice de resistencia estructural I_s

Nº de Pisos, $n_p = 3$, Piso Analizado = 1

Tabla 5.6-1 Resumen de las características del edificio en la dirección X-X

Piso	Área (m ²)	Peso/m ² (kgf/m ²)	Peso (W _i) (kgf)	Altura (H) (m)
1	235.00	1,000	235,000	2.70
2	235.00	1,000	235,000	2.70
3	235.00	1,000	235,000	2.70
Total			705,000	8.10

Fuente: (Elaboración propia)

5.6.1.1.1. Cálculo del Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural. (E_0)

$$f'_c = 175 \text{ Kgf/cm}^2, \tau_0 = 5.1 \text{ Kgf/cm}^2, \sigma_0 = 2.0 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\alpha_1 = 1.0, \alpha_2 = 0.7, \alpha_3 = 0.5, F = 0.8$$

$$(n_p + 1) / (n_p + i) = 1.0$$

Tabla 5.6-2 Elementos para el cálculo de E_0

Tipo Elemento	Piso	Cantidad	Referencia	Dimensión		Área (cm ²)	Categoría	A_{ma}	A_{mar}	A_{c2}
				L(m)	B(m)					
Muros De Albañilería	1	1	Eje 01	1.92	0.25	4800	v	4800		
	1	1	Eje 02	6.30	0.25	15750	v	15750		
	1	1	Eje 03	6.96	0.25	17400	v	17400		
	1	1	Eje 04	5.60	0.25	14000	v	14000		
	1	1	Eje 05	4.20	0.25	10500	v	10500		
	1	1	Eje 06	1.92	0.25	4800	v	4800		
Relleno de albañilería	1	1	Eje X	13.80	0.25	34500	iv		34500	
Columnas	1	20	Eje X	0.25	0.25	25000	ii			12500
Columnas	1	20	Eje X	0.25	0.40	25000	ii			20000
Sumatoria								67250	34500	32500

Fuente: (Elaboración propia)

$$C_{mar} = 0.050, C_{sc} = 0.000, C_a = C_{ma} = 0.160, C_c = 0.217$$

$$E_0 = 0.383$$

5.6.1.1.2. Cálculo del Índice de Configuración Estructural (S_d)

Tabla 5.6-3 Elementos para el cálculo de S_d

1. Regularidad	$G_1=0.9$	$R_1=1.00$	$q_1=0.900$
2. Relación largo ancho	$G_2=1.0$	$R_2=0.50$	$q_2=1.000$
3. Contracción de planta	$G_3=1.0$	$R_3=0.50$	$q_3=1.000$
4. Atrio o patio interior	$G_4=1.0$	$R_4=0.50$	$q_4=1.000$
5. Excentricidad de atrio o patio interior	$G_5=0.9$	$R_5=0.25$	$q_5=0.975$
6. Subterráneo	$G_1=0.8$	$R_1=1.00$	$q_6=1.000$
7. Junta de dilatación	$G_1=1.0$	$R_1=0.50$	$q_7=1.000$
8. Uniformidad de altura de piso	$G_1=1.0$	$R_1=0.50$	$q_8=1.000$

Fuente: (Elaboración propia)

$$S_d = 0.878$$

5.6.1.1.3. Cálculo del Índice de Deterioro de la Edificación (T)

Tabla 5.6-4 Elementos para el cálculo de T

1. Deformación permanente	$T_1=1.0$
2. Grietas en muros o columnas	$T_2=1.0$
3. incendios	$T_3=1.0$
4. Uso del cuerpo o bloque	$T_4=1.0$
5. Tipo de daño estructural	$T_5=1.0$
6. Años transcurridos	$T_6=0.8$

Fuente: (Elaboración propia)

$$T = 0.8$$

Índice de Resistencia Estructural (I_s)

$$I_s = E_0 \cdot S_d \cdot T = 0.383(0.878)(0.8) = 0.269$$

5.6.1.2. Índice de Juicio Sísmico (IS₀)

5.6.1.2.1. Cálculo del Índice ES₀

$$Z=0.25,$$

$$R=2.8,$$

$$C=2.50$$

$$ES_0 = C/R = 2.50/3.0 = 0.83$$

$$ES_0 = 0.83$$

$$IS_0 = E_0 * Z * G * U = 0.83 * 0.25 * 1.0 * 1.0$$

$$IS_0 = 0.208$$

$$0.269 \geq 0.208$$

BIEN, $I_s \geq I_{so}$ (Edificio no vulnerable respecto al eje X)

5.6.2. Análisis en la dirección Y-Y

N° de Pisos, $n_p = 3$, Piso Analizado = 1

Tabla 5.6-5 Resumen de las características del edificio en la dirección Y-Y

Piso	Área (m ²)	Peso/m ² (kgf/m ²)	Peso, W _i (kgf)	Altura (H) (m)
1	235.00	1,000	235,000	2.70
2	235.00	1,000	235,000	2.70
3	235.00	1,000	235,000	2.70
Total			705,000	8.10

Fuente: (Elaboración propia)

5.6.2.1.1. Cálculo del Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural. (E₀)

$$f'c = 175 \text{ Kgf/cm}^2, \tau_0 = 5.1 \text{ Kgf/cm}^2, \sigma_0 = 2.0 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\alpha_1 = 1.0, \alpha_2 = 0.7, \alpha_3 = 0.5, F = 0.8$$

$$(n_p + 1) / (n_p + i) = 1.0$$

Tabla 5.6-6 Elementos para el cálculo de E0.

Tipo Elemento	Piso	Cantidad	Referencia	Dimensión		Área (cm ²)	Categoría	A _{ma}	A _{mar}	A _{c2}
				L(m)	B(m)					
Muros De Albañilería	1	1	Eje A	7.40	0.25	18500	v	18500		
	1	1	Eje B	6.10	0.25	15250	v	15250		
	1	1	Eje C	7.75	0.25	19375	v	19375		
	1	1	Eje D	7.10	0.25	17750	v	17750		
	1	1	Eje E	7.10	0.25	17750	v	17750		
	1	1	Eje F	7.75	0.25	19375	v	19375		
	1	1	Eje G	6.10	0.25	15250	v	15250		
	1	1	Eje H	7.40	0.25	18500	v	18500		
Relleno de albañilería	1	1	Eje Y	10.35	0.25	25875	iv		25875	
Columnas	1	20	Eje X	0.25	0.25	25000	ii			12500
Columnas	1	20	Eje X	0.25	0.40	25000	ii			20000
Sumatoria								141750	25875	32500

Fuente: (Elaboración propia)

$$C_{mar} = 0.038, C_{sc} = 0.000, C_a = C_{ma} = 0.337, C_c = 0.217$$

$$E_0 = 0.656$$

5.6.2.1.2. Cálculo del Índice de Configuración Estructural (S_d)

Tabla 5.6-7 Elementos para el cálculo de S_d

9. Regularidad	G ₁ =0.9	R ₁ =1.00	q ₁ =0.900
10. Relación largo ancho	G ₂ =1.0	R ₂ =0.50	q ₂ =1.000
11. Contracción de planta	G ₃ =1.0	R ₃ =0.50	q ₃ =1.000
12. Atrio o patio interior	G ₄ =1.0	R ₄ =0.50	q ₄ =1.000
13. Excentricidad de atrio o patio interior	G ₅ =0.9	R ₅ =0.25	q ₅ =0.975
14. Subterráneo	G ₁ =0.8	R ₁ =1.00	q ₆ =1.000
15. Junta de dilatación	G ₁ =1.0	R ₁ =0.50	q ₇ =1.000
16. Uniformidad de altura de piso	G ₁ =1.0	R ₁ =0.50	q ₈ =1.000

Fuente: (Elaboración propia)

$$S_d = 0.878$$

5.6.2.1.3. Cálculo del Índice de Deterioro de la Edificación (T)

Tabla 5.6-8 Elementos para el cálculo de T

1. Deformación permanente	$T_1=1.0$
2. Grietas en muros o columnas	$T_2=1.0$
3. Incendios	$T_3=1.0$
4. Uso del cuerpo o bloque	$T_4=1.0$
5. Tipo de daño estructural	$T_5=1.0$
6. Años transcurridos	$T_6=0.8$

Fuente: (Elaboración propia)

$$T = 0.8$$

Índice de Resistencia Estructural (I_s)

$$I_s = E_0 * S_d * T = 0.656 * 0.878 * 0.8 = 0.461$$

5.6.2.2. Índice de Juicio Sísmico (I_{S_0})

5.6.2.2.1. Cálculo del Índice ES_0

$$Z=0.25,$$

$$T=0.18,$$

$$R=3.0,$$

$$C=2.50$$

$$E_0 = 2.50/3.0 = 0.83$$

$$G=1.0, U=1.0$$

$$I_{S_0} = E_0 * Z * G * U = 0.83 * 0.25 * 1.0 * 1.0 = 0.208$$

$$0.461 \geq 0.208$$

BIEN, $I_s \geq I_{s_0}$ (Edificio no vulnerable respecto al eje Y)

5.6.3. Resumen

Tabla 5.6-9 Cálculo de I_s por piso y en ambas direcciones

Dirección	Piso	E_0	S_d	T	I_s
X	1	0.383	0.878	0.8	0.269
	2	0.574	0.878	0.8	0.403
	3	1.148	0.878	0.8	0.806
Y	1	0.656	0.878	0.8	0.461
	2	0.984	0.878	0.8	0.691
	3	1.969	0.878	0.8	1.383

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 5.6-10 Análisis de la vulnerabilidad por piso y en cada dirección

Piso	Dirección	I_s		I_{s0}	Estado
1	X	0.269	>	0.223	No Vulnerable
1	Y	0.461	>	0.223	No Vulnerable
2	X	0.403	>	0.223	No Vulnerable
2	Y	0.691	>	0.223	No Vulnerable
3	X	0.806	>	0.223	No Vulnerable
3	Y	1.383	>	0.223	No Vulnerable

Fuente: (Elaboración propia)

5.7. Análisis cuantitativo de la vulnerabilidad estructural.

Para el análisis cuantitativo de la vulnerabilidad estructural se aplicará la E-030, E-060 E-070 conjuntamente con el software Etabs v16.2, a continuación, se muestra el organigrama de los procedimientos a seguir.

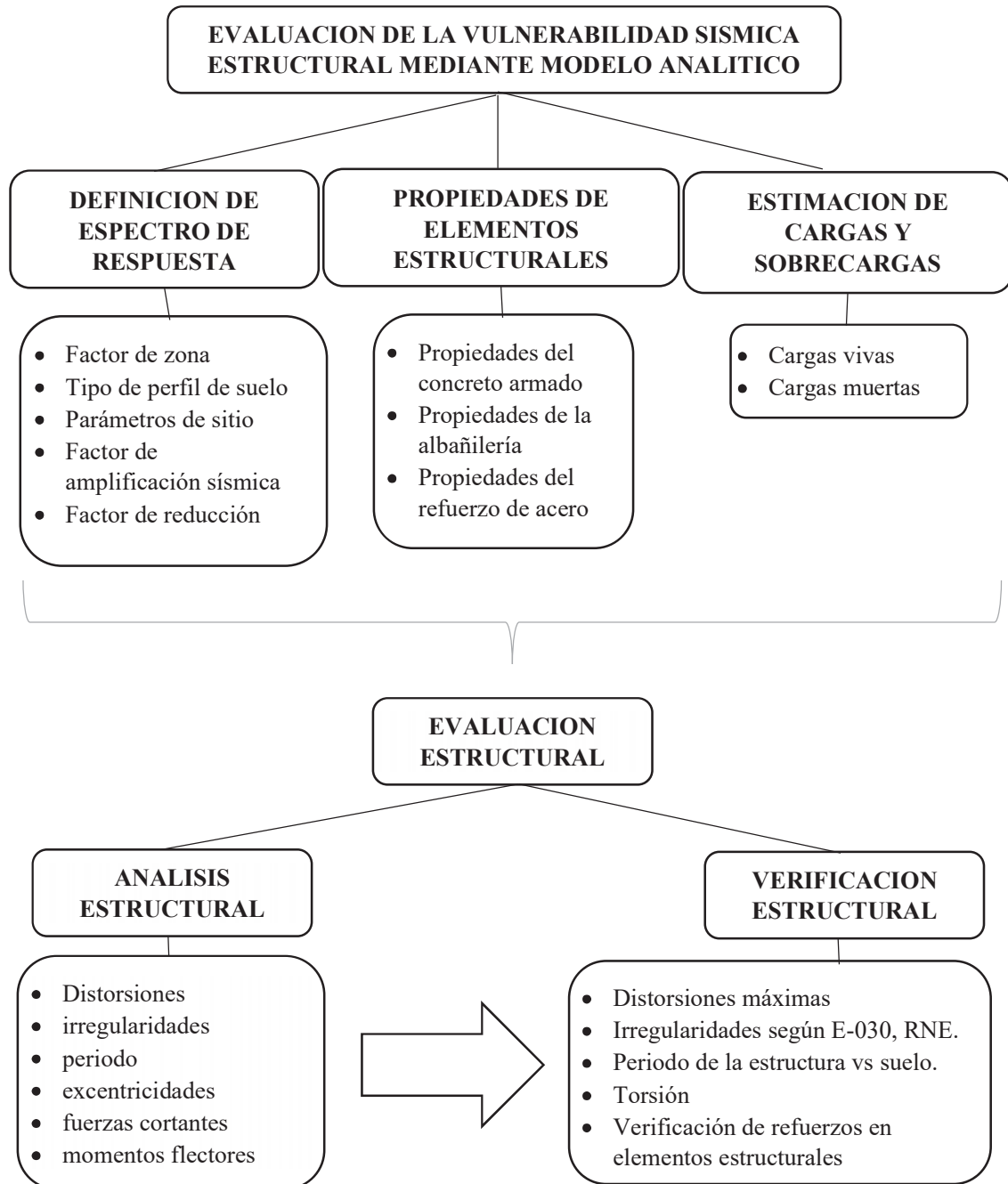


Figura 5.7-1 Procedimiento cuantitativo para determinar la vulnerabilidad sísmica

estructural. (elaboración propia)

5.7.1. Peligro sísmico

El peligro sísmico depende del lugar y las características del terreno de cimentación del proyecto que se obtiene del estudio de mecánica de suelos que se realizó, a continuación, se presentan los parámetros que serán necesarios para el análisis:

Tabla 5.7-1 Parámetros de sismicidad del lugar en estudio

Parámetro	Magnitud
Factor de zona (Z)	0.25
Tipo de perfil de suelo (S)	Tipo S2
Parámetros de sitio (S, T _P Y T _L)	T _p =0.6, T _L =2.0 y S=1.2
Factor de amplificación sísmica(C)	C =2.5

Fuente: (Elaboración propia)

5.7.2. Características del edificio

Se identifican las características del edificio, como son su categoría, sistema estructural y configuración regular o irregular y estas son:

- ❖ Las edificaciones del conjunto vecinal Zarumilla son de categoría C viviendas de uso común y el factor de uso es $U=1.0$.
- ❖ Se asume que el sistema estructural es pórtico de concreto armado en ambos sentidos ($R_0=8$) reforzados con muros de albañilería de 25 cm de espesor.
- ❖ Los factores de irregularidad se calculan en la validación de la estructura.

5.7.3. Análisis estructural

5.7.3.1. Modelos de análisis.

La edificación en cuestión fue analizada con el programa de computo “ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building System), versión 16.2.1”, como un modelo tridimensional asumiendo que las losas son infinitamente rígidas en su plano, las vigas y columnas se modelaron como elementos tipo frame (barra), las losas con elementos tipo Shell (losa) y los muros de albañilería como elementos tipo Shell-tin. Para el cálculo de la rigidez lateral se consideró la contribución de la tabiquería porque estos no se encuentran aislados adecuadamente de las vigas y columnas. Los apoyos en la base del modelo fueron considerados como empotramiento perfecto y la unión viga - columna como zona rígida.

Se realizó dos modelos matemáticos que representan la misma estructura: el primero (Modelo A) se considera como pórticos de concreto armado en ambas direcciones, en el segundo (Modelo B) se consideró el efecto de la interacción tabique pórtico.

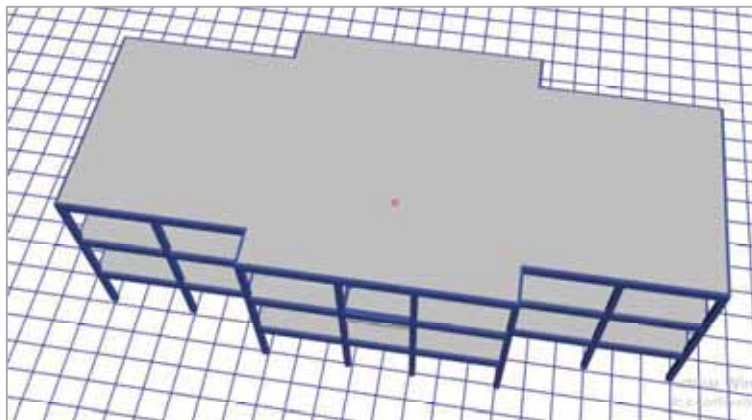


Figura 5.7-2 Modelo matemático A considerando solo pórticos de concreto armado.

(Elaboración propia).

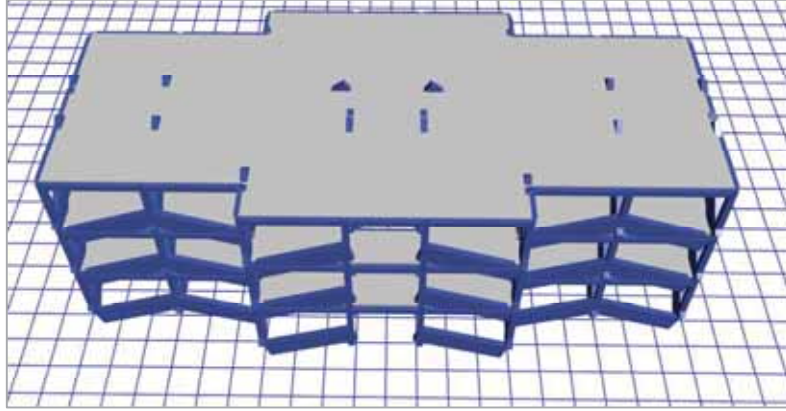


Figura 5.7-3 Modelo matemático B considerando interacción tabique pórtico.

(Elaboración propia).

5.7.3.2. Estimación del peso.

En este caso como la edificación corresponde a viviendas multifamiliares, por lo que clasifica como categoría C y le corresponde 25% de la carga viva para los pisos típicos y techo, que será adicionada a la carga muerta para efectos del cálculo de la masa que intervienen en el análisis sísmico.

5.7.3.3. Análisis estático

5.7.3.3.1. Cálculo de la Fuerza basal:

La fuerza basal viene a ser la fuerza cortante en la base de la estructura. Para el cálculo de este valor de la cortante se recurrió a la norma E-030.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Dónde:

Z: Factor de zona. =0.25

U: Categoría de la edificación. =1.0

C: Factor de amplificación sísmica. =2.5

S: Perfil del suelo. =1.2

$R_{x,y}$: Coeficiente de reducción de fuerza sísmica. =8

P: Peso total de la estructura. =779.64Tn

V: Fuerza Basal.

Tabla 5.7-2 Masa de la edificación por nivel.

Nivel	m_i (Tn)
Nivel 3	204.73
Nivel 2	257.69
Nivel 1	257.98
Masa total	720.40

Fuente: (Elaboración propia)

$$V_{X,Y} = \frac{0.25 * 1.0 * 2.5 * 1.2 *}{8} * 720.40Tn = 67.53Tn$$

5.7.3.3.2. Cálculo de Fuerzas laterales, cortantes y Momentos:

Tabla 5.7-3 Fuerzas cortantes y momentos en dirección X, Y.

	m_i (Tn)	H_i (m)	$m_i * H_i$	F_i (Tn)	V_i (Tn)	$F_i * H_i$	Momento de volteo M_i (Tn-m)
Nivel 3	204.73	8.10	1658.31	29.89	29.89	242.12	242.12
Nivel 2	257.69	5.40	1391.53	25.08	54.97	135.45	377.57
Nivel 1	257.98	2.70	696.55	12.56	67.53	33.90	411.47
Σ	720.40		3746.39				

Fuente: (Elaboración propia)

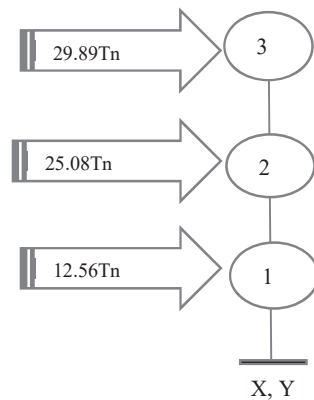


Figura 5.7-4 Idealización de las fuerzas cortantes por nivel en ambas direcciones.

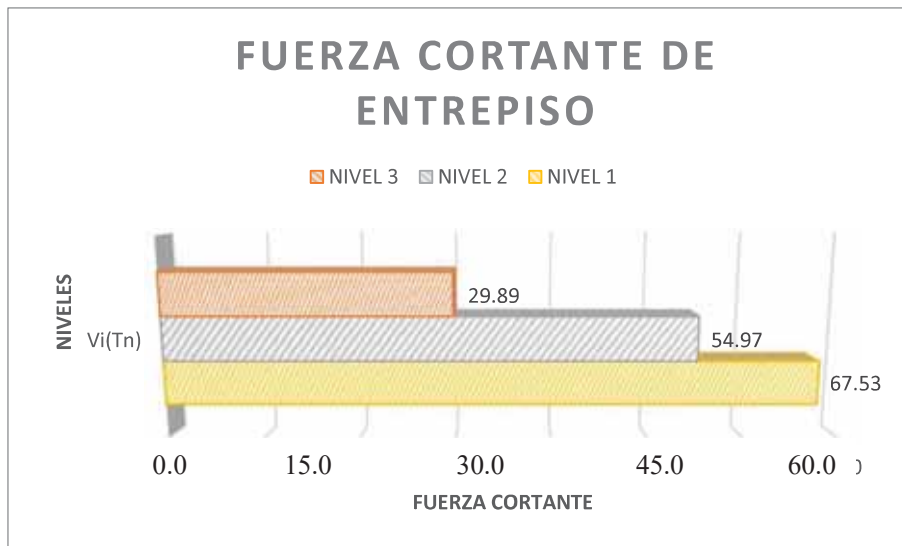


Figura 5.7-5 Fuerza cortante de entrepiso en dirección. (Elaboración propia)

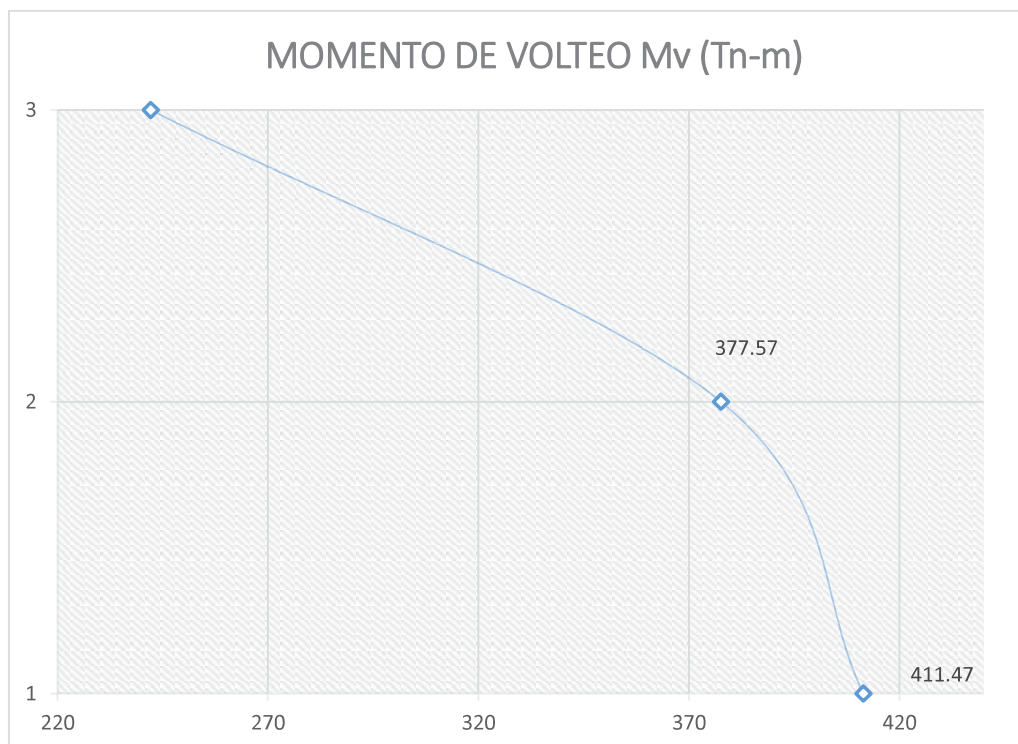


Figura 5.7-6 Momento de volteo. (Elaboración propia)

5.7.3.4. Análisis dinámico modal espectral

5.7.3.4.1. Definición del espectro de pseudo – aceleraciones

El análisis sísmico dinámico se realizará mediante el método de combinación modal espectral, para esto se considera el espectro de diseño inelástico del reglamento nacional de edificaciones.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Para el proyecto se tienen los siguientes parámetros sísmicos:

Z: Factor de zona. =0.25

U: Categoría de la edificación (C). =1.0

S: Perfil del suelo. =1.2

$R_{x,y}$: Coeficiente de reducción de fuerza sísmica. =8

El factor de reducción R depende de dos factores:

- ❖ Sistema estructural
- ❖ Clasificación de la estructura (regular, irregular)

La estructura se clasifica en función a sus características geométricas y a los desplazamientos producidos ante una acción sísmica. El sistema estructural es función del corte basal que toman las columnas y muros portantes de albañilería. Ambos factores requieren procesar el modelo y hacer verificaciones lo cual convierte en un proceso iterativo.

5.7.3.4.2. Construcción del espectro

Tabla 5.7-4 Valores para la construcción del espectro.

T	S _{a_{x,y}}	T	S _{a_{x,y}}
0.00	0.920	1.90	0.290
0.10	0.920	2.00	0.276
0.20	0.920	2.10	0.250
0.30	0.920	2.20	0.228
0.40	0.920	2.30	0.209
0.50	0.920	2.40	0.192
0.60	0.920	2.50	0.177
0.70	0.788	2.60	0.163
0.80	0.690	2.70	0.151
0.90	0.613	2.80	0.141
1.00	0.552	2.90	0.131
1.10	0.502	3.00	0.123
1.20	0.460	3.10	0.115
1.30	0.424	3.20	0.108
1.40	0.394	3.30	0.101
1.50	0.368	3.40	0.095
1.60	0.345	3.50	0.090
1.70	0.325	3.60	0.085
1.80	0.307	3.70	0.081

Fuente: (Elaboración propia)

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

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

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

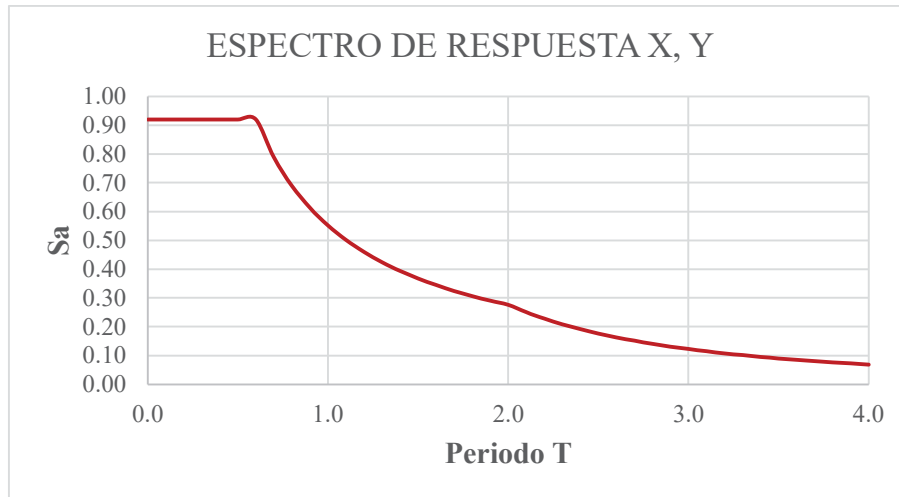


Figura 5.7-7 Espectro de respuesta en dirección X, Y. (Elaboración propia)

5.7.3.4.3. Modos de vibración

Tabla 5.7-5 Porcentaje de masa participativa.

Masa participativa - Modelo A					Masa participativa - Modelo B				
Modo	Periodo	U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)	Modo	Periodo	U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)
1	0.541	0.000	0.870	0.000	1	0.336	0.884	0.000	0.000
2	0.478	0.000	0.000	0.888	2	0.234	0.000	0.885	0.001
3	0.359	0.887	0.000	0.000	3	0.21	0.000	0.001	0.894
4	0.178	0.000	0.108	0.000	4	0.117	0.095	0.000	0.000
5	0.162	0.000	0.000	0.093	5	0.085	0.000	0.099	0.000
6	0.121	0.094	0.000	0.000	6	0.077	0.000	0.000	0.091
7	0.109	0.000	0.022	0.000	7	0.074	0.021	0.000	0.000
8	0.104	0.000	0.000	0.019	8	0.056	0.000	0.015	0.000
9	0.077	0.019	0.000	0.000	9	0.052	0.000	0.000	0.013

Fuente: (Elaboración propia)

Dirección X: Con 4 modos de vibración se llega al 90% de participación modal en el modelo A y B.

Dirección Y: Con 5 modos de vibración se llega al 90% de participación modal en el modelo A y B.

5.7.3.4.4. Masas y rigideces

Tabla 5.7-6 Masas y rigideces

Modelo A		Centro de masa		Centro de rigidez		Modelo B		Centro de masa		Centro de rigidez	
Piso	Masa	X	Y	X	Y	Piso	Masa	X	Y	X	Y
1	204.73	12.91	5.94	12.18	5.53	1	204.73	12.89	5.77	12.11	5.68
2	257.69	12.91	5.95	12.18	5.53	2	257.69	12.89	5.77	12.11	5.69
3	257.98	12.91	5.86	12.18	5.53	3	257.98	12.90	5.77	12.11	5.68

Fuente: (Elaboración propia)

5.7.3.4.5. Fuerza cortante basal mínimo

El análisis por combinación modal espectral requiere que se verifique el corte mínimo en la base del edificio para cada dirección el cual se compara la cortante estática basal con la cortante dinámica basal, obteniendo los siguientes resultados.

Tabla 5.7-7 Fuerza cortante basal

Eje	Cortante basal Estático (Tn)	Cortante basal Dinámico (Tn)	Porcentaje
Modelo A			
X	67.62	59.82	86.99%
Y	67.62	56.30	83.25%
Modelo B			
X	67.51	60.15	89.08%
Y	67.51	56.21	83.26%

Fuente: (Elaboración propia)

5.7.4. Validación de la estructura

5.7.4.1. Verificación de la configuración estructural

5.7.4.1.1. Irregularidad en altura

En este ítem se verificó la irregularidad por piso blando y la irregularidad de masa o peso, desestimando la irregularidad geométrica vertical y la irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes porque las dimensiones en planta de la estructura resistentes a cargas laterales son las mismas en todos los pisos, se mantienen las secciones y la ubicación de las columnas y muros portantes. El edificio es regular en altura por lo tanto el factor de irregularidad en altura es de 1.00.

Tabla 5.7-8 Irregularidad de masa o peso.

Piso	Peso	x >1.5(Ia=0.90)			
		Tnf	factor (Superior)	x OBS. (Inferior)	factor x OBS.
3	257.98	1.0011	la=1	-	
2	257.69	1.2587	la=1	0.9989	la=1
1	204.73	-		0.7945	la=1

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 5.7-9 Irregularidad de rigidez – piso blando

Piso	Dirección	Distorsión del entrepiso	Distorsión factorado	x >1.4 (Ia=0.75)		y >1.25(Ia=0.75)	
				factor x	OBS.	factor x	OBS.
3	X	0.0003	0.0018	-	-	-	-
2	X	0.0004	0.0024	1.33	la=1	-	-
1	X	0.0004	0.0024	1	la=1	1.14	la=1
3	Y	0.0002	0.0013	-	-	-	-
2	Y	0.0003	0.0018	1.36	la=1	-	-
1	Y	0.0003	0.0018	1	la=1	1.15	la=1

Fuente: (Elaboración propia)

5.7.4.1.2. Irregularidad en planta.

En este ítem solo se verificó la irregularidad torsional y la irregularidad de esquinas entrantes porque, no existe discontinuidad del diafragma rígido ni sistemas no paralelos.

El edificio es regular en planta por lo tanto el factor de irregularidad en planta es de 1.00.

Tabla 5.7-10 Irregularidad torsional

Piso	Dirección	Desplazamiento Total		Δ Relativo (Extremos)	Δ Relativo (Centro de Masa)	Δ(Ext)>1.2Δ(CM)-Ip=0.75	
		δ (Extremo)	δ (C.M.)	Δ factorado	Δ factorado	factor x	OBS.
Nivel 3	X	0.0003	0.0003	-0.0011	-0.0011	1	la=1
Nivel 2	X	0.0005	0.0005	0.0000	0.0000	1	la=1
Nivel 1	X	0.0005	0.0005	0.0029	0.0029	1.004	la=1
Base	X	0.0000	0.0000				
Nivel 3	Y	0.0002	0.0002	-0.0007	-0.0009	0.733	la=1
Nivel 2	Y	0.0003	0.0003	0.0004	0.0004	1	la=1
Nivel 1	Y	0.0002	0.0002	0.0014	0.0014	1	la=1
Base	X	0.0000	0.0000				

Fuente: (Elaboración propia)

El edificio no tiene esquinas entrantes en ambas direcciones que superan el 20% que plantea como máximo la norma, en la dirección “x” no existe y en la dirección “y” con un 12.8%.

5.7.4.1.3. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R).

La edificación se clasificó como sistema estructural de pórticos de concreto armado en ambas direcciones, no presenta irregularidad en ninguna dirección.

Irregularidad en altura = 1.00, Irregularidad en planta= 1.00

$$R=R_0$$

$$R_X=8.0, R_Y=8.0$$

5.7.4.2. Control de desplazamientos.

La distorsión ($D_{\text{entrepiso}}/h_{\text{entrepiso}}$) obtenida del análisis, no deberá exceder a la distorsión ($D_{\text{max}}/h_{\text{entrepiso}}$) especificada en la norma E-030 para estructuras de pórticos de concreto armado la distorsión máxima es de 0.007. Para calcular la distorsión se deberá multiplicar el desplazamiento del entrepiso por 0.75R y dividirlo entre la altura de entrepiso. Obtenemos las distorsiones (drifts) de los entrepisos del ETABS.

Tabla 5.7-11 Distorsiones de entrepiso

Modelo A						
Piso	Dirección X			Dirección Y		
	Distorsión elástica	distorsión inelástica	verificación	Distorsión elástica	distorsión inelástica	verificación
3	0.0003	0.002	OK	0.0010	0.006	OK
2	0.0006	0.004	OK	0.0017	0.010	No Cumple
1	0.0006	0.004	OK	0.0016	0.009	No Cumple

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 5.7-12 Distorsiones de entrepiso

Modelo B						
Piso	Dirección X			Dirección Y		
	Distorsión elástica	distorsión inelástica	verificación	Distorsión elástica	distorsión inelástica	verificación
3	0.00030	0.002	OK	0.0002	0.001	OK
2	0.00048	0.003	OK	0.0003	0.002	OK
1	0.00048	0.003	OK	0.0003	0.002	OK

Fuente: (Elaboración propia)

Las distorsiones inelásticas en el modelo A son mayores a 0.007 en la dirección Y mientras que en el modelo B las distorsiones inelásticas son menores a 0.007 en ambas direcciones.

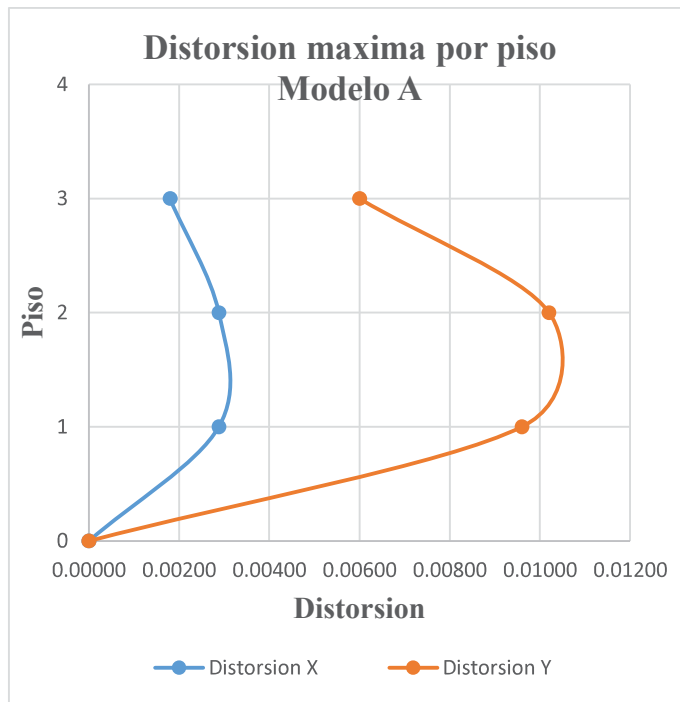


Figura 5.7-8 Distorsión máxima por piso modelo A. (Elaboración propia).

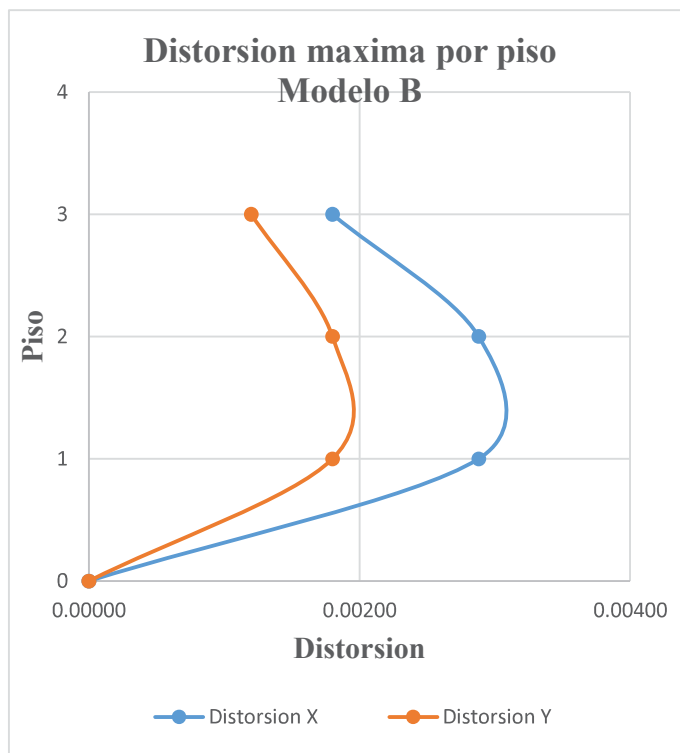


Figura 5.7-9 Distorsión máxima por piso modelo B. (Elaboración propia).

5.7.5. Verificación de refuerzos en vigas, columnas y esfuerzos en muros de albañilería.

Esta revisión se realizará con las normas del RNE E-0.60 para concreto armado y E-0.70 para albañilería.

5.7.5.1. Verificación de refuerzos en vigas.

La verificación se realizó para las vigas del pórtico 2C-3C que recibe mayor carga axial y momentos flectores.

➤ **Verificamos si se requiere acero en compresión**

$$M_u = 1.49 \text{ Tn-m}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d = 6.89 \text{ cm}^2 \text{ (0.66\%)}$$

$$P_{\max} = 0.75 P_b = 0.055$$

$$A_{s_{\max}} = 0.055 \times 30 \times 34.75 = 57.34 \text{ cm}^2 \text{ (5.5\%)}$$

$$a = \frac{57.34 \times 1400}{0.85 \times 175 \times 30}$$

$$a = 18.0 \text{ cm}$$

$$M_{ut} = 0.9 \times 57.34 \times 1400 (34.75 - 9)$$

$$M_{ut} = 18.61 \text{ Tn-m}$$

$$1.49 \leq 18.61, \quad \text{No se requiere } \Delta' \text{ s en compresion}$$

➤ **Calculamos el As en traccion.**

Tanteando Para $M_u = 1.49 \text{ Tn-m}$ y $a = 0.976$

$$A_s = 3.11\text{cm}^2 \leq 6.89\text{cm}^2(A_{s\text{min}})$$

Este valor del área de acero calculado para el momento ultimo de tracción es menor que el área de acero mínimo propuesto por la norma, siendo este último con el que debería de contar la viga. Favorablemente la viga cuenta con 5 Φ 5/8" equivalente a un área de acero en tracción de 9.90cm² y 3 Φ 5/8" para lo zona en compresión.

➤ Verificación de los estribos

Cálculo de Vu, La cortante máxima en esta viga es de:

$$V_u = 0.72 \text{ Tn}$$

El corte que absorbe el concreto:

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

$$V_c = 6.22 \text{ Tn}$$

$$V_u < V_c$$

$$S_0 = \begin{cases} 10d_v = 15.88\text{cm} \\ d/4 = 9.0\text{cm} < 10\text{cm} \\ 24d_{\text{estribo}} = 22.86\text{cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Zona de confinamiento = 2h = 80cm

Por lo tanto, la colocación de estribos debe ser:

1 Φ 3/8" @ 5 cm

8 Φ 3/8" @ 10 cm

R Φ 3/8" @ 15 cm

Este resultado indica que no se requieren estribos, todo lo absorbe el concreto, sin embargo, se debería colocar los estribos a un espacio máximo de 15cm. En el ensayo con pacómetro se encontró el siguiente estribamiento: **1 Φ 3/8" @ 5 cm, 5 Φ 3/8" @ 10 cm, R Φ 3/8" @ 15 cm en ambos sentidos.** Este estribamiento coincide con nuestra verificación y garantiza un buen comportamiento de la viga ante fuerzas cortantes.

Tabla 5.7-13 Tipo de falla en las vigas

Piso	b (cm)	h (cm)	L (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm ²)	f _y (kg/cm ²)	# de fierros	Φ	ρ	ρ_b	Tipo de falla
1	25	40	330	34.75	175	1400	05	5/8"	1.0%	7.3%	Dúctil
2	25	40	330	34.75	175	1400	05	5/8"	1.0%	7.3%	Dúctil
3	25	40	330	34.75	175	1400	05	5/8"	1.0%	7.3%	Dúctil

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 5.7-14 Cuantía mínima y máxima en las vigas

Piso	Cuantía máxima (0.75 ρ_b)	Cuantía mínima	Control de deflexiones $h \geq L/16$	Relación $b/h \geq 0.3$	Capacidad Mu (Tn-m ²)	Demanda Mu (Tn-m ²)	Ratio (demanda/capacidad)
1	5.48%	0.70%	$40 \geq 20.625$	$0.625 \geq 0.3$	8.05	6.17	0.766
2	5.48%	0.70%	$40 \geq 20.625$	$0.625 \geq 0.3$	8.05	5.38	0.668
3	5.48%	0.70%	$40 \geq 20.625$	$0.625 \geq 0.3$	8.05	4.53	0.563

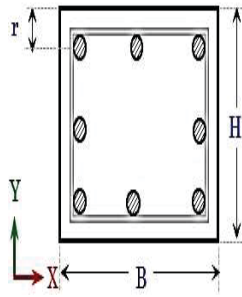
Fuente: (Elaboración propia)

Los resultados de las verificaciones que se muestran en la tabla 5.7.5-2 indican que las vigas cuentan con suficiente refuerzo positivo para soportar la demanda propuesta por la norma.

5.7.5.2. Verificación de refuerzos en columnas.

La verificación se realizó para la columna 3C que recibe mayor carga axial y momentos flectores.

➤ Verificación del refuerzo longitudinal.



$H=40\text{cm}$ $f_y=1400\text{kg/cm}^2$ $r = 4\text{cm}$ $M_{UX}=0.65\text{Tn-m}$
 $B=25\text{cm}$ $f'_c=175\text{kg/cm}^2$ $P_U=25.26 \text{ Tn}$ $M_{UY}=0.28 \text{ Tn-m}$
 Φ varilla = $A_s=15.84 \text{ cm}^2$ Φ estribo=3/8"
 $8 \Phi 5/8''$

➤ Cálculo de P_0 :

$$P_0 = \phi \times 0.80(0.85 \times f'_c(A_g - A_s) + A_s \times f_y)$$

$$P_0 = 0.70 \times 0.80(0.85 \times 175(1000 - 15.84) + 15.84 \times 1400)$$

$$P_0 = 86.10 \text{ tn}$$

➤ Cálculo de P_U :

$$\frac{1}{P_U} = \frac{1}{P_{UX}} + \frac{1}{P_{UY}} - \frac{1}{P_0}$$

$$\frac{1}{P_U} = \frac{1}{72} + \frac{1}{79} - \frac{1}{86.10}, \quad P_U = 66.96 \text{ tn}$$

Comprobando:

$$\frac{P_U}{P_0} \geq 0.1$$

$$0.77 \geq 0.1$$

Como: $66.96Tn > 25.26 Tn \dots OK$

La carga axial resistente es mucho mayor que la carga axial actuante, la estructura solo necesita área de acero mínimo (1%), pero se encontró una cuantía de acero de 1.58% que garantiza el buen comportamiento.

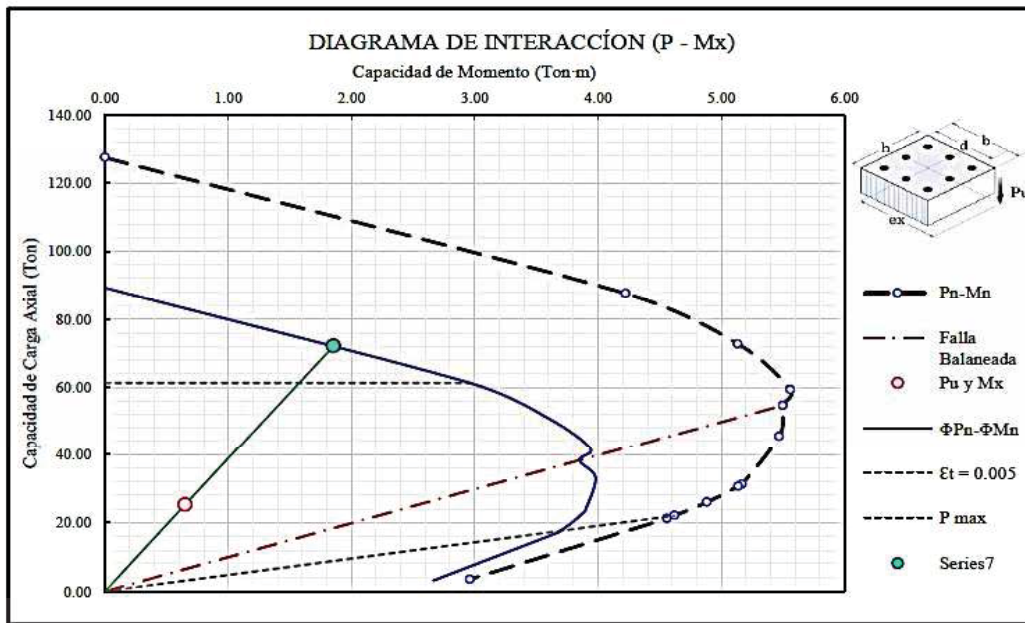


Figura 5.7-10 Diagrama de interacción (P-Mx). (Elaboración propia).

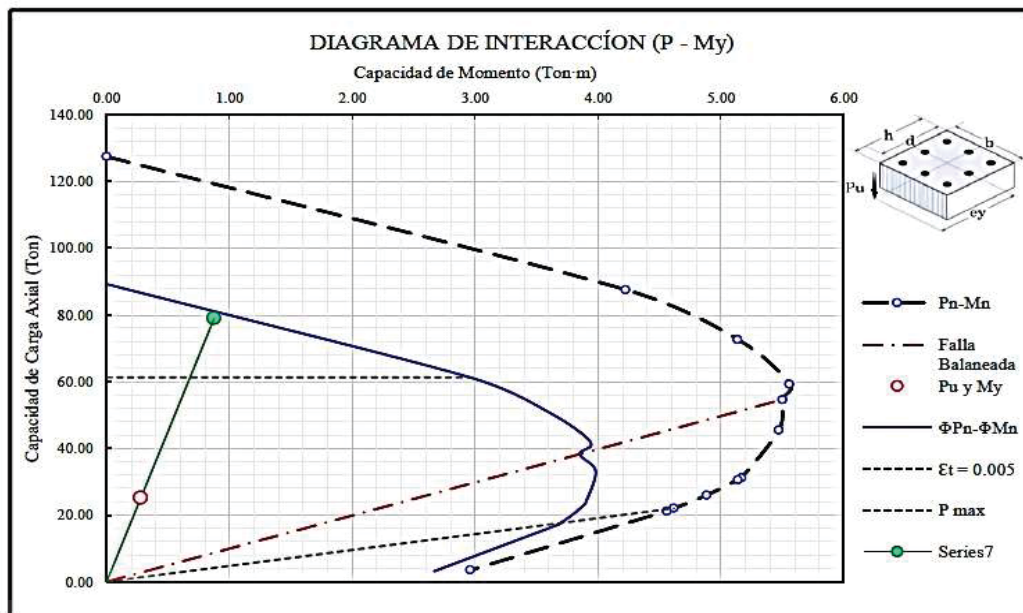


Figura 5.7-11 Diagrama de interacción (P-My). (Elaboración propia).

➤ **Verificación de los estribos:**

Cálculo de V_u , La cortante máxima en esta columna es de:

$$V_u = 1.96 \text{ Tn}$$

Corte que absorbe el concreto:

$$V_c = \emptyset * 0.53\sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_c = 6.22 \text{ Tn}$$

$$V_u < V_c$$

$$L_n = \begin{cases} L/6 = 250/6 = \mathbf{45 \text{ cm}} \\ a = 30 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{cases} \quad S_0 = \begin{cases} 8d_v = 12.7\text{cm} \\ a/2 = 15\text{cm} \\ \mathbf{10 \text{ cm}} \end{cases}$$

Por lo tanto, la colocación de estribos debe ser:

1 Φ 3/8" @ 5 cm
4 Φ 3/8" @ 10 cm
R Φ 3/8" @ 15 cm

Este resultado indica que no se requieren estribos, todo lo absorbe el concreto, sin embargo, se debería colocar los estribos a un espacio máximo de 15cm. En el ensayo con pacómetro se encontró el siguiente estribamiento: **1 Φ 3/8" @ 5 cm, 6 Φ 3/8" @ 10 cm, R Φ 3/8" @ 15 cm en ambos sentidos**. Este estribamiento coincide con nuestra verificación y garantiza un buen comportamiento de la columna ante fuerzas cortantes.

5.7.5.3. Verificación columna fuerte – viga débil.

Este criterio tiene el objetivo de controlar la falla de la estructura al diseñar las columnas con mayor resistencia que las vigas, se garantiza que no haya colapso abrupto.

Según el reglamento E.060 concreto armado, debe cumplir:

$$1 \geq \frac{1.2 \sum M_{nv}}{\sum M_{nc}}$$

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 nominales de flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.



Figura 5.7-12 Interacción columna fuerte – viga débil dirección Y-Y. (Elaboración propia).

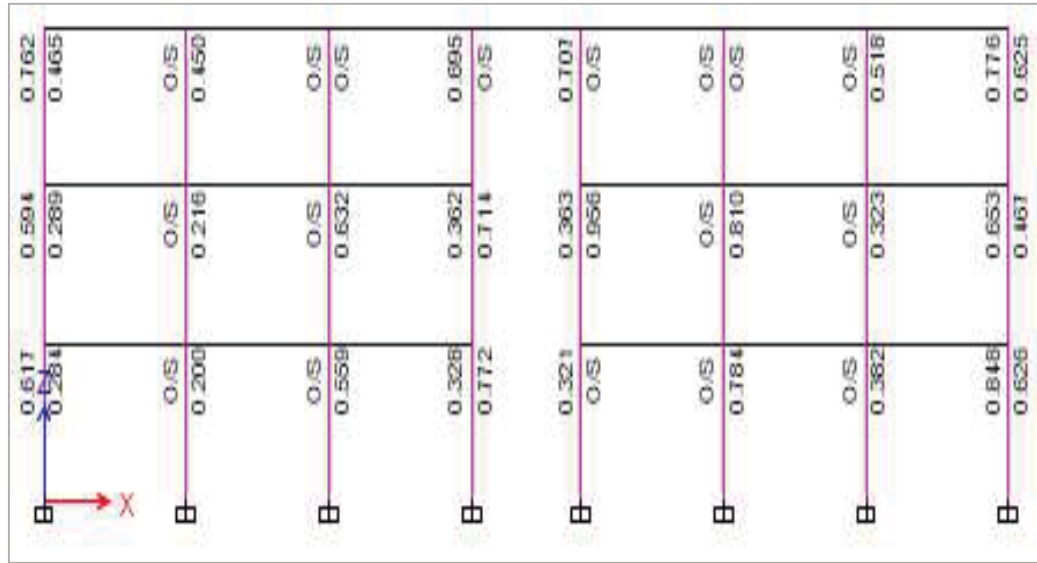


Figura 5.7-13 Interacción columna fuerte – viga débil dirección X-X. (Elaboración propia).

En las figuras anteriores se puede comprobar que para los pórticos seleccionados la verificación columna fuerte viga débil cumple lo establecido por la norma por lo tanto ante un evento sísmico severo serán las vigas las que fallen primero y esto garantiza que no haya un colapso abrupto.

5.7.5.4. Verificación de la interacción de tabique de albañilería y estructura a porticada

En este ítem se realizó la verificación de los muros de albañilería que se encuentran adosados a los pórticos, utilizando la norma E.070 de albañilería, capítulo 10.

La integración tabique -pórtico se produce cuando los muros de albañilería no han sido debidamente aislados del sistema aporticado que lo enmarca, este efecto trae consigo un aumento de la rigidez lateral del pórtico y problemas de: a) torsión, b) concentración de esfuerzos, c) fractura del tabique d) piso blando, e) columnas cortas, f) incremento de las fuerzas sísmicas del edificio.

La norma E.070 propone reemplazar los tabiques por un puntal diagonal de albañilería que trabaja a compresión de sección t (espesor efectivo del muro), $D/4$ el peralte siendo D la diagonal del tabique.

A continuación, se realiza las verificaciones de rotura o falla del puntal equivalente:

- **Aplastamiento (R_c)**. Esta falla se presenta en las esquinas del tabique, triturándose los ladrillos. La resistencia última del puntal se calculará como:

$$R_c = 0.12f_m t D$$

Donde f_m : resistencia característica a compresión axial de la albañilería

Para nuestro caso: $f_m = 32kg/cm^2$

➤ Dirección Y-Y

$$R_c = 0.12 \times 32 \times 400 \times 25 = 38400kg$$

$$R_c = 38.40tn$$

➤ Dirección X-X

$$R_c = 0.12 \times 32 \times 380 \times 25 = 36480kg$$

$$R_c = 36.48tn$$

- **Tracción Diagonal (Rt).** Esta falla se manifiesta a través de una grieta diagonal en el tabique. La resistencia última del puntal se calculará mediante la siguiente expresión:

➤ Dirección Y-Y

$$R_t = 0.85\sqrt{f_m}tD$$

$$R_t = 0.85\sqrt{32} \times 400 \times 25 = 48083.26kg$$

$$R_t = 48.08tn$$

➤ Dirección X-X

$$R_t = 0.85\sqrt{32} \times 380 \times 25 = 45679.09kg$$

$$R_t = 45.68tn$$

- **Cizalle (Rs).** Este tipo de falla se produce a la mitad de la altura del tabique (junta de construcción) y se caracteriza por ser una grieta horizontal. La resistencia a la rotura del puntal se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

donde: $f_s =$ resistencia última a cizalle de la albañilería = 4 kg/cm²

➤ Dirección Y-Y

$$R_s = \frac{f_s \cdot t \cdot D}{1 - 0.4 h/L}$$

$$R_s = \frac{4 \times 25 \times 400}{1 - 0.4 \times 2.70/3.30} = 59.459tn$$

$$R_s = 59.46tn$$

➤ Dirección X-X

$$R_s = \frac{4 \times 25 \times 400}{1 - 0.4 \times 2.70/3.30} = 46451.61kg$$

$$R_s = 46.45tn$$

Siendo $R_c \leq R_t \leq R_s$ el tabique de albañilería falla por aplastamiento

Tabla 5.7-15 Fuerza axial mínima resistente versus fuerza axial máxima actuante

Eje	Fuerza axial mínima resistente	Fuerza axial máxima actuante	Observación
A	$R_c = 38.40tn$	$59.34tn$	Falla
B	$R_c = 38.40tn$	$47.89tn$	No Falla
C	$R_c = 38.40tn$	$36.25tn$	No Falla
D	$R_c = 38.40tn$	$31.82tn$	No Falla
E	$R_c = 38.40tn$	$31.82tn$	No Falla
F	$R_c = 38.40tn$	$36.25tn$	No Falla
G	$R_c = 38.40tn$	$47.89tn$	No Falla
H	$R_c = 38.40tn$	$59.34tn$	Falla
01	$R_c = 36.48tn$	$20.03tn$	No Falla
02	$R_c = 36.48tn$	$31.01tn$	No Falla
05	$R_c = 36.48tn$	$32.52tn$	No Falla
06	$R_c = 36.48tn$	$20.07tn$	No Falla

Fuente: (Elaboración propia)

Se puede apreciar que los muros especialmente los perimetrales en la dirección Y son las que fallarían, mientras en la dirección X no llegaran a la falla.

Para el caso de los muros que llegan a la falla se propone un reforzamiento basado en la sustitución del muro de albañilería por otro de albañilería confinada con un espesor de 25cm en los ejes A y H del primer nivel.

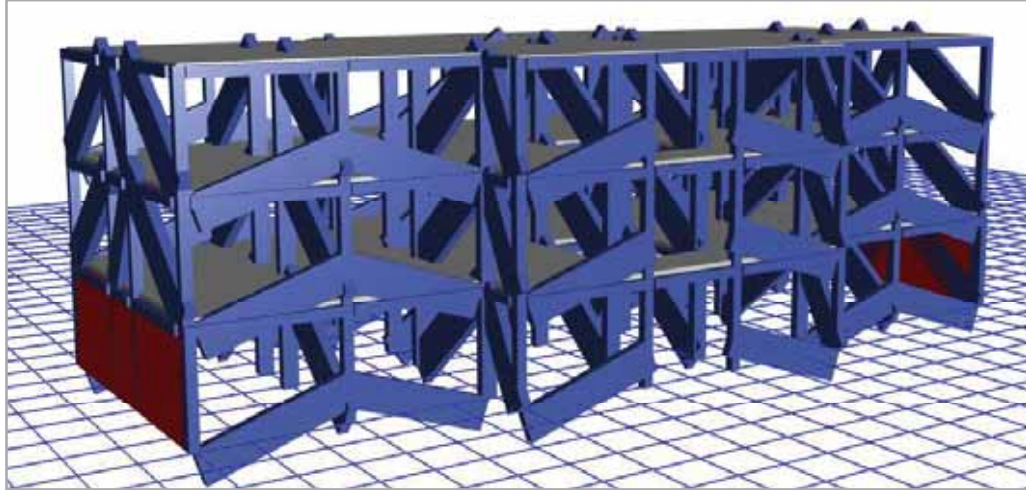


Figura 5.7-14 Propuesta de reforzamiento con muro de albañilería confinada.

(Elaboración propia)

Los siguientes cuadros muestran que los muros de refuerzo que se proponen cumplen con la condición de resistencia de carga axial y fisuración que propone la norma E-070 de albañilería.

Tabla 5.7-16 Verificación por resistencia a carga axial

Muro	L (m)	t (m)	Pm (Kg)	σ_m (Kg/cm ²)	$\leq 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$ (Kg/cm ²)	Observación
A1-A2	3.30	0.25	10876.5	1.32	6.42	Muro Correcto

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 5.7-17 Verificación por resistencia a carga axial

P_g (Kg)	V_e (Kg)max	M_e (Kg-m) max	$\frac{V_e L}{M_e}$	α	V_m (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
10153	6012.4	2790.42	7.110	1.0	23372.6	No Fisurado

Fuente: (Elaboración propia)

5.7.6. Evaluación del comportamiento sísmico estructural con el RNE E-030, E-060 y E-070.

Para la evaluación del comportamiento sísmico estructural se resume los resultados de las verificaciones para definir el comportamiento sísmico estructural ante un sismo severo y se usó como referencia los límites de control y recomendaciones establecidos por el RNE.

Tabla 5.7-18 Evaluación del comportamiento sísmico estructural

Tipo de verificación	Resultado	Vulnerabilidad
Irregularidad en altura	$I_a=1$, Regular	No vulnerable
Irregularidad en planta	$I_p=1$, Regular	No vulnerable
Distorsión de entrepiso en la dirección X-X	$0.003 < 0.007$	No vulnerable
Distorsión de entrepiso en la dirección Y-Y	$0.002 < 0.007$	No vulnerable
Cuantía de acero longitudinal en vigas	$\rho_{\min}(0.6\%) < 1.0\% < \rho_{\max}(5.5\%)$	No vulnerable
Cuantía de acero longitudinal en columnas	$\rho_{\min}(1\%) < 3.3\% < \rho_{\max}(6\%)$	No vulnerable
Columna fuerte- viga débil	$1 \geq \frac{1.2 \sum M_{nv}}{\sum M_{nc}}$...conforme	No vulnerable
Resistencia a fuerza axial de muros	$F_{\text{axial resistente}} \leq F_{\text{axial actuante}}$ $R_c = 38.40tn \leq 59.34tn$	Vulnerable

Fuente: (Elaboración propia)

CONCLUSIONES

- Después de haber realizado los estudios de vulnerabilidad sísmica estructural cualitativa y cuantitativamente se concluye que estos edificios tendrán un comportamiento sísmico seguro frente a un sismo severo debido a que:
 - ✓ El estudio de mecánica de suelos demuestra que el suelo es de tipo **CL** es un estrato compacto y homogéneo en las 3 calicatas que se estudiaron, el esfuerzo actuante (0.981kg/cm^2) es menor que el esfuerzo admisible (1.07kg/cm^2). Estas características del suelo de fundación garantizan una estabilidad y buen comportamiento sísmico.
 - ✓ Para el análisis cualitativo con el método de Hirosawa se determinó que el índice de comportamiento sísmico (I_s) es mayor que el índice de demanda sísmica (I_{s0}) en ambos sentidos ($0.269 > 0.263$ en la dirección X, $0.461 > 0.263$ en la dirección Y). por lo tanto, el edificio se puede considerar que tiene un comportamiento seguro frente a un evento sísmico severo.
 - ✓ Los edificios del conjunto vecinal Zarumilla no presentan irregularidad en altura ni en planta por tanto se considera $R=8.0$ en la dirección X y $R=8.0$ en la dirección Y para el análisis sísmico estático dinámico.
 - ✓ El estado de conservación es bueno, no presentan deterioro del concreto ni de la albañilería tampoco se aprecia grietas visibles en ninguno de estos elementos.
 - ✓ En el análisis sísmico cuantitativo las distorsiones máximas calculadas no sobrepasan el límite del 0.007 en la dirección X y en la dirección Y el 0.005

entonces estos muros no presentarían daños irreparables ante la ocurrencia de un sismo severo.

- ✓ Las cuantías en los elementos estructurales de los pórticos de concreto armado satisfacen la demanda sísmica propuesta por el análisis sísmico.

- El sistema estructural de los edificios del Conjunto Vecinal Zarumilla está constituido por un sistema mixto de pórticos de concreto armado y muros de albañilería de ladrillo. Este sistema fue comúnmente empleado en el Perú en la segunda mitad de la década de los años cuarenta y se prolongó por más de dos décadas. Este trabajo está basado en estudios realizados por el CISMID el año 2012. Para el análisis se asumen rigideces equivalentes a pórticos de concreto armado en una dirección y en la otra se agregan las rigideces que aportan los muros de albañilería.

- Mediante el análisis sísmico cuantitativo y cualitativo realizado se determinó que, pese a que la edificación se construyó sin ninguna norma sísmica, presenta un buen comportamiento sísmico estructural ante un evento sísmico severo, sin embargo, después de haber realizado la verificación de la interacción tabique pórtico para un sismo raro encontramos que los tabiques en los ejes A y H del primer piso llegaron a la falla por tanto recomienda reemplazarlo por un muro albañilería confinada.

RECOMENDACIONES

- No realizar ampliaciones de un nivel más en la edificación del conjunto vecinal Zarumilla para evitar los cambios de rigidez, irregularidad, torsión, aumento de peso, deterioro de los elementos estructurales, etc.
- No realizar modificaciones o cambios de usos de los ambientes en los departamentos del conjunto vecinal con el propósito de evitar cambios de rigidez, disminuir la resistencia.
- Se recomienda realizar estudios de vulnerabilidad sísmica estructural en otras edificaciones de la región Cusco diseñadas y construidas sin la norma antisísmica.

LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACION

- Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de centros de salud antiguos en la región de Cusco.
- Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de centros educativos antiguos en la región de Cusco.
- Instrumentación de edificaciones históricas para determinar su vulnerabilidad sísmica.
- Implementación de un plan estratégico para la prevención de riesgos durante la ocurrencia de un sismo.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- BARTOLOME, A. S. (1994). *CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA*. LIMA.
- Camacho Villegas, A. V. (2011). *VULNERABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS PRINCIPALES DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA*. Lima: Universidad Nacional de Ingenieria.
- CENAPRED. (2011). *Sismos*. Mexico: Trillas.
- Dowrick, D. J. (1997). *Earthquake Resistant Design For Engineers And Architects*. Michigan: John Wiley & Sons.
- Huaman Rodrigo, D. (1987). ASPECTOS SIMOTECNICOS DEL SISMO DEL CUZCO DEL 5 DE ABRIL DE 1986. *Instituto Geofísico del Perú*, 252-262.
- Marin Tomayo, O. (2015). *Análisis de la vulnerabilidad estructural mediante el método de HIROSAWA del pabellón a de la Clínica San José Cusco*. Cusco: Universidad Andina del Cusco.
- Picon Vargas, C. A., & Vargas Martinez, D. F. (2011). *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA SEDE PRINCIPAL DEL COLEGIO DE SANTANDER EN BUCARAMANGA*. Bucaramanga: UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER.
- Rodriguez, M., & Aristizábal, J. (1999). An evaluation of a seismic damage parameter. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 463-477.
- Tavera, H., Flores, C., Fernandez, E., & Guardia, P. (2014). *Sismo de Paruro (Cusco) del 27 de Setiembre, 2014 (5.1ML)*. Lima: Instituto Geofísico del Perú.
- VILLEGAS, A. C. (2011). *tesis: VULNERABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS PRINCIPALES DE LA FACULTAD DE ING. CIVIL DE LA UNI*. LIMA.
- Antonio Blanco Blasco. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado*. (1º Edición). Capítulo de ingeniería civil.
- Enrique Rivva Lopez. (2015). *Tecnología Del Concreto Diseño de Mezclas* (Primera Edición). Williams E.I.R.L.
- Fernando Oshiro Higa. (1979). *Libro del arquitecto* (Primera edición). Universo SA.

- Flavio Abanto Castillo. (2007). *Analisis y diseño de edificaciones de albañileria* (Primera edicion). San Marcos.
- Juan Emilio Ortega Garcia. (2014). *Diseño de estructuras de concreto armado: Vol. I* (Primera Edición). MACRO.
- Organizacion panamericana de la salud. (2000). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*.

https://books.google.com/books/about/Fundamentos_para_la_mitigaci%C3%B3n_de_desas.html?id=un-DM2jqKCQC

ANEXOS

01.PANEL
FOTOGRAFICO

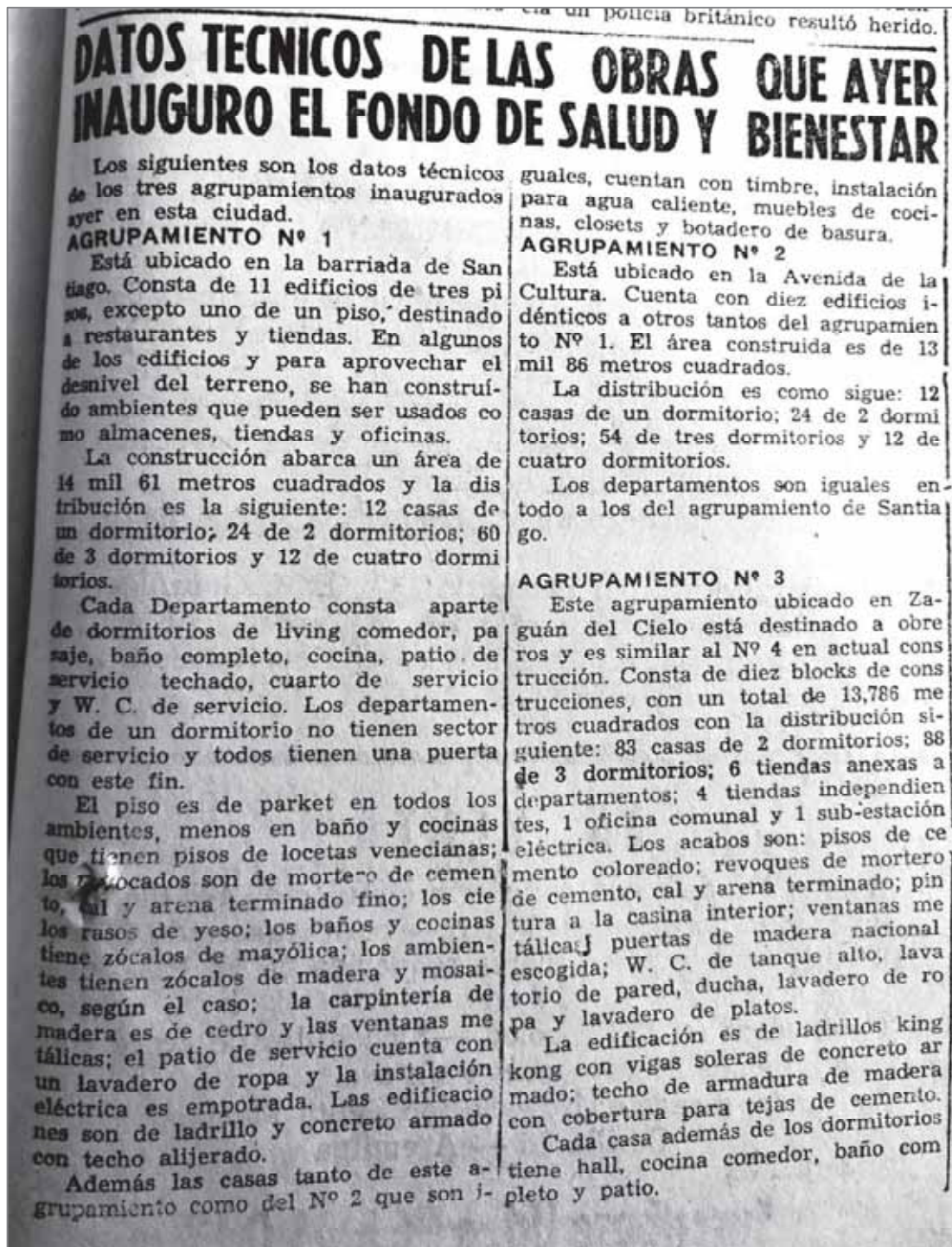


Figura 01: Publicación de las características técnicas de los conjuntos vecinales inaugurados en 1955, posterior al sismo de 1950. (Fuente: Diario EL SOL).



Figura 02: Estudio de suelos en la calicata N° 02. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 03: Ensayo de densidad de campo para estudio de suelo. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 04: Muestra de unidad de albañilería para ensayar a la resistencia a la compresión.
(Fuente: Elaboración propia).



Figura 05: Muestra de pila de albañilería para ensayar a la resistencia a la compresión.
(Fuente: Elaboración propia).



Figura 06: Ensayo de determinación de cuantía de acero y distribución de estribos en vigas y columnas -Pacómetro. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 07: Corte y moldeado de muestra de murete para ensayar a la resistencia al corte diagonal. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 08: Ensayo a la resistencia al corte diagonal. (Fuente: Elaboración propia).

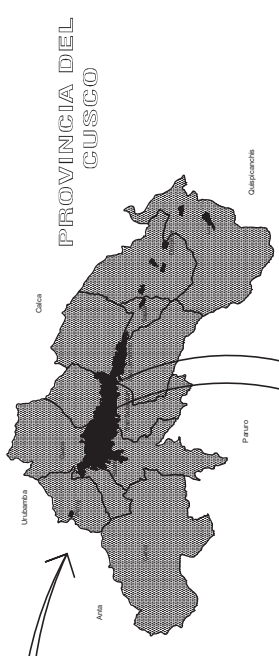
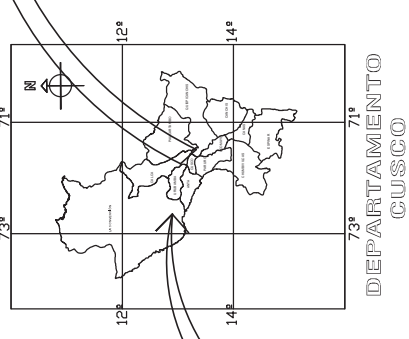
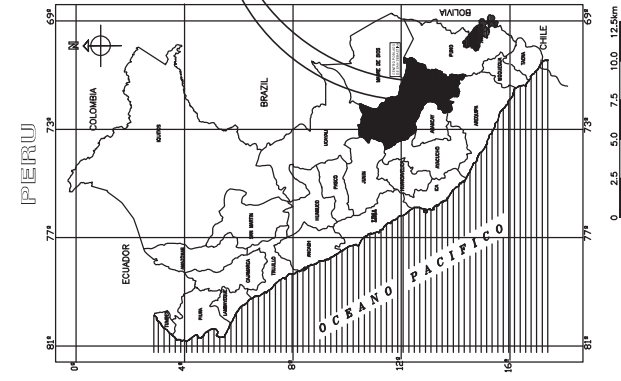


Figura 09: Ensayo de esclerometría en viga y columna de segundo nivel. (Fuente: Elaboración propia).

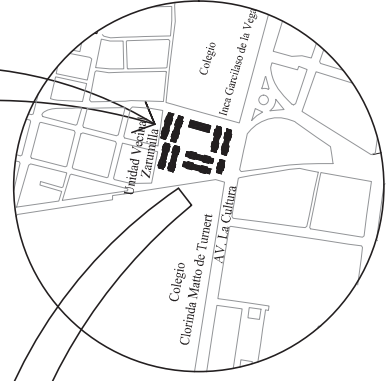
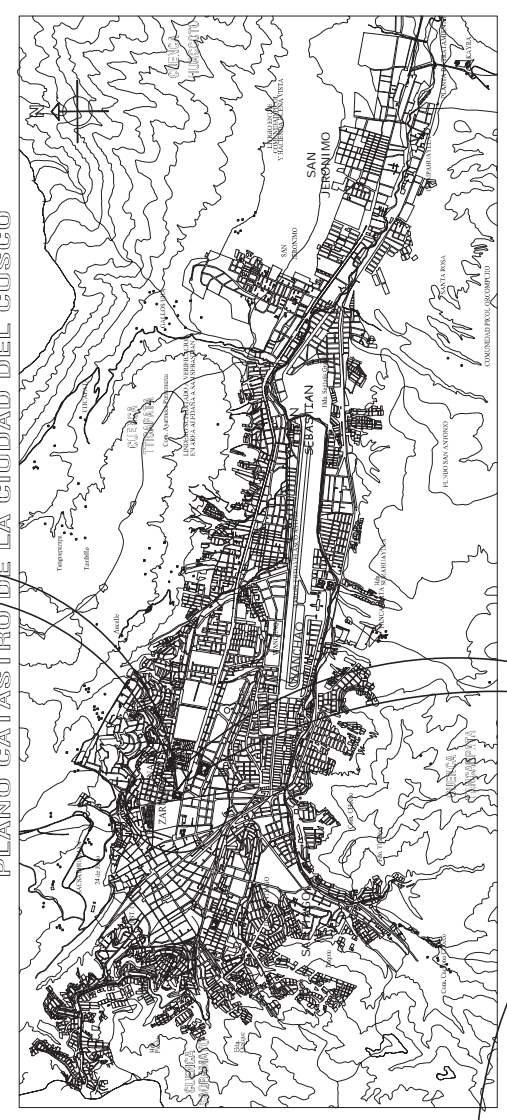


Figura 10: Ensayo de esclerometría en columna de primer nivel. (Fuente: Elaboración propia).

02.PLANOS



PLANO CATASTRO DE LA CIUDAD DEL CUSCO



UNIDAD VECINAL ZARAMULLA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS: "EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBERGIA DEL CONDOMINIO VECINAL ZARAMULLA, CUSCO - 2018."

PLANO: UBICACION GENERAL

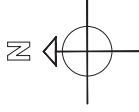
UBICACION: CUSCO
 DISTRITO: CUSCO
 DEPARTAMENTO: CUSCO

PRESENTAN: BARR. CORRAHUA PAMPA S/PA HARGO
 BARR. SONCCO CUTI SAUL CHARLY

FECHA: FEBRERO DEL 2018

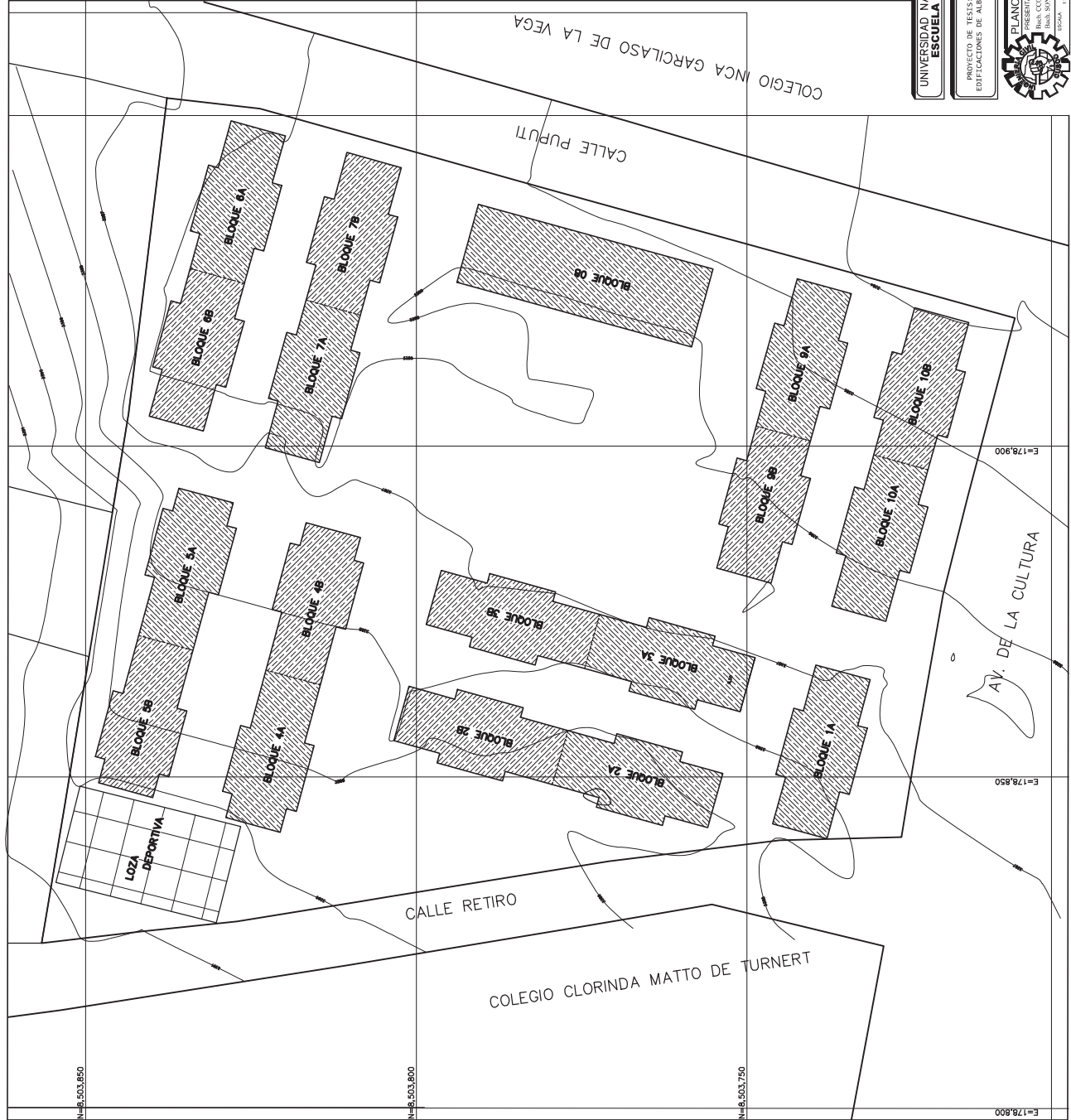
INDICACIONES

LAMINA: **P-01**



DISTRIBUCIÓN DE ÁREAS

Área del bloque 01:	247.00m ²
Área del bloque 02:	495.00m ²
Área del bloque 03:	495.00m ²
Área del bloque 04:	452.00m ²
Área del bloque 05:	452.00m ²
Área del bloque 06:	471.00m ²
Área del bloque 07:	471.00m ²
Área del bloque 08:	452.00m ²
Área del bloque 09:	457.00m ²
Área del bloque 10:	457.00m ²
Área loza deportiva:	1,031.00m ²
Áreas verdes :	7,756.00m ²
ÁREA TOTAL:	13,236.00m²

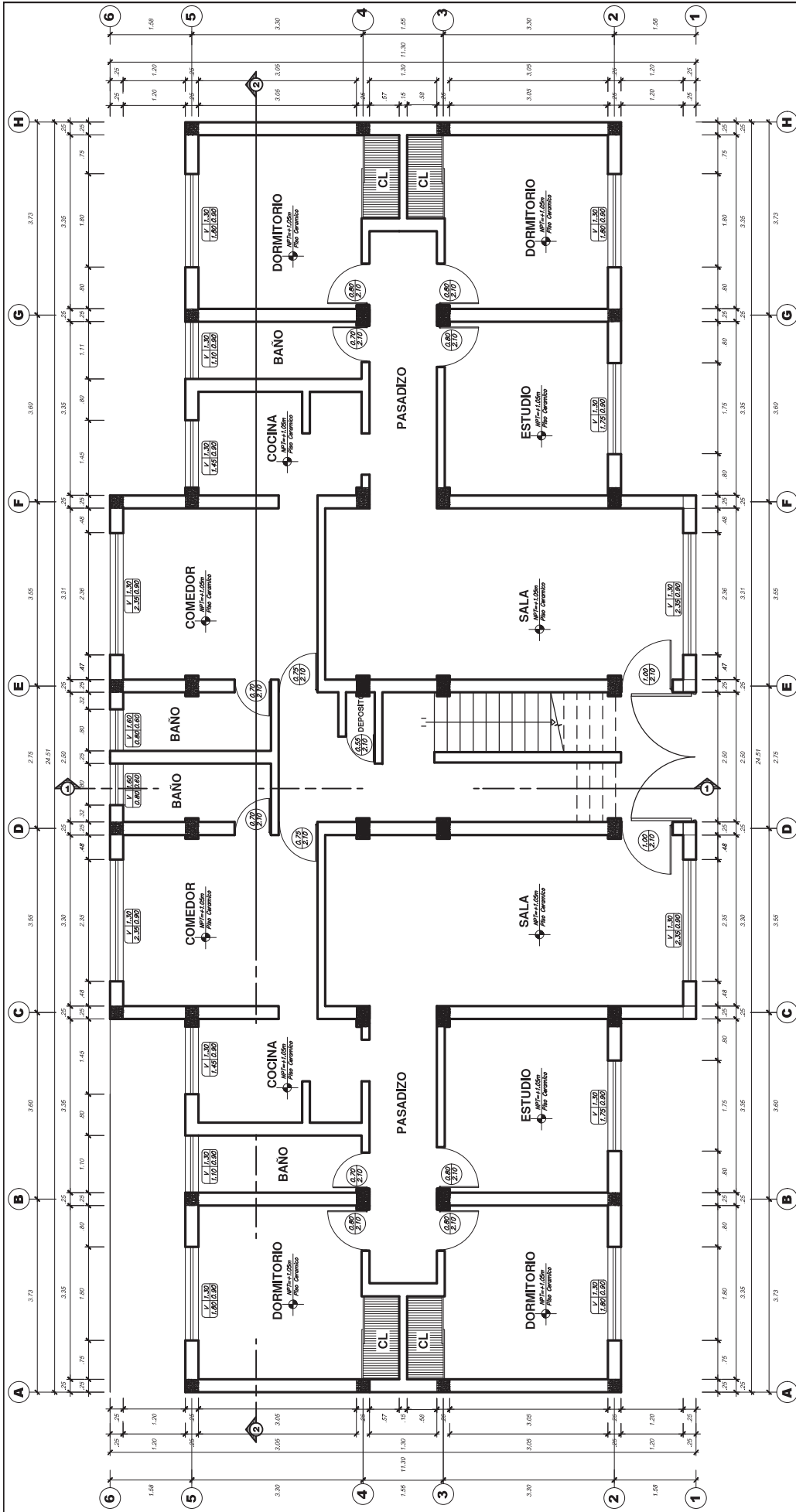


UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS: "EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBERGIA DEL CONJUNTO VECINAL ZARULLA, CUSCO - 2018."

PLANO: TOPOGRAFIA GENERAL
AUTOR: ING. COORDELA PANAMARCA HERRERA
PROFESOR: ING. SONOCO CUTI SALLI CHARLY
FECHA: FEBRERO DEL 2018

P-02



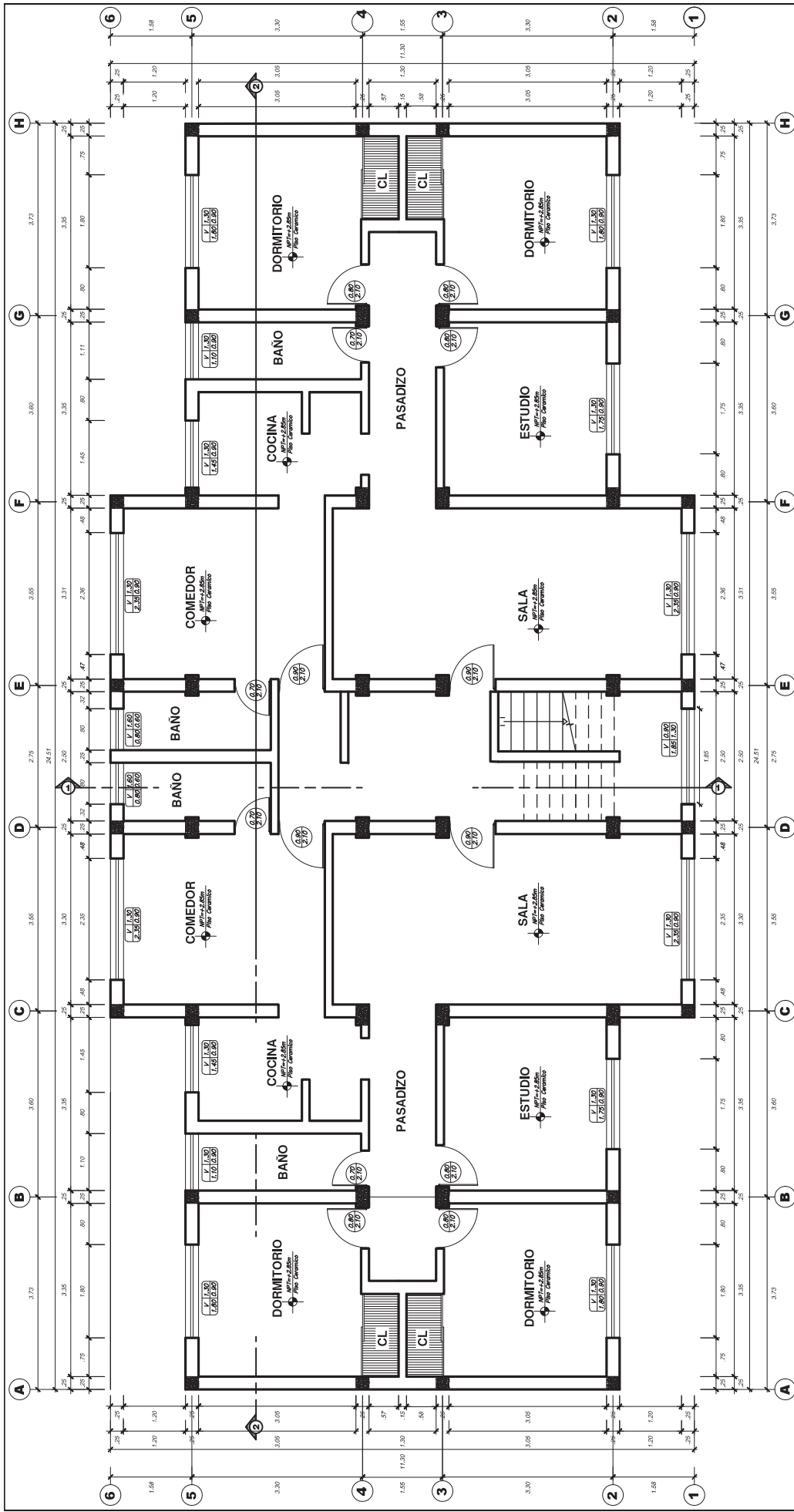
DISTRIBUCION PLANTA 1° PISO

(Escala: 1:75)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESTES: "EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBERGIA DEL COMIUNDO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO - 2020".

PLANO: ARQUITECTURA	
PRESENTAR:	LUBRACION: ENFO
DISEÑO:	PROYECTOR: ENFO
DISEÑO: ENFO	REVISOR: ENFO
DISEÑO: ENFO	FECHA: FEBRERO DEL 2019
	
A-01	



DISTRIBUCION PLANTA 2° Y 3° PISO

(Escala: 1:75)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESTES: "EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBERGIA DEL COMANDO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO - 2020".

PLANO: ARQUITECTURA

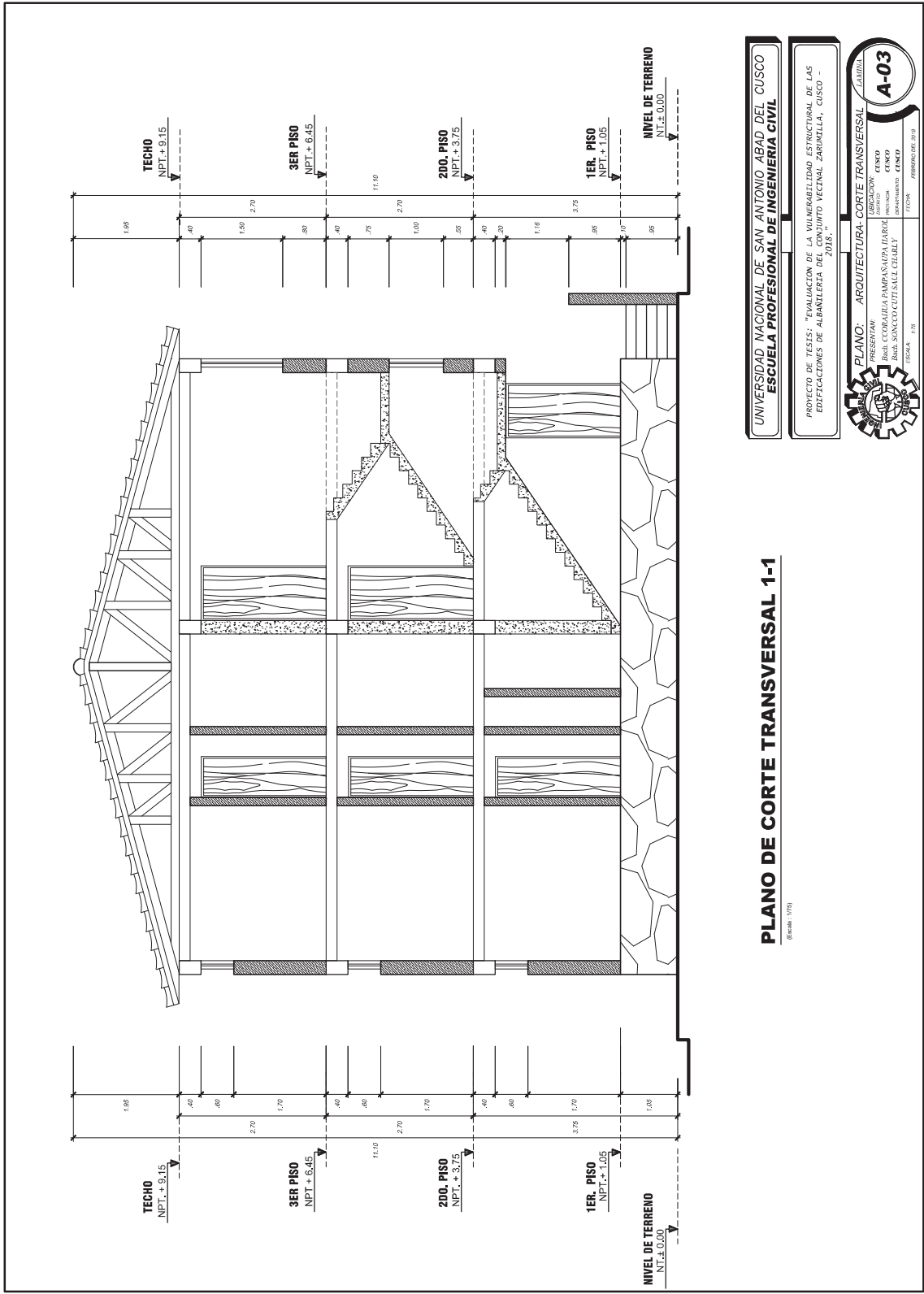
PRESENTAN:
 DRA. COLOMBIA PAMPANAVALERON
 INGENIERA
 DRA. MONICA CERRUTTI GRANU
 INGENIERA

COORDINA:
 ENZO
 INGENIERO

FECHA: FEBRERO DEL 2019

LAMINA
A-02





PLANO DE CORTE TRANSVERSAL 1-1

(Escala: 1/75)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS: "EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO - 2018."

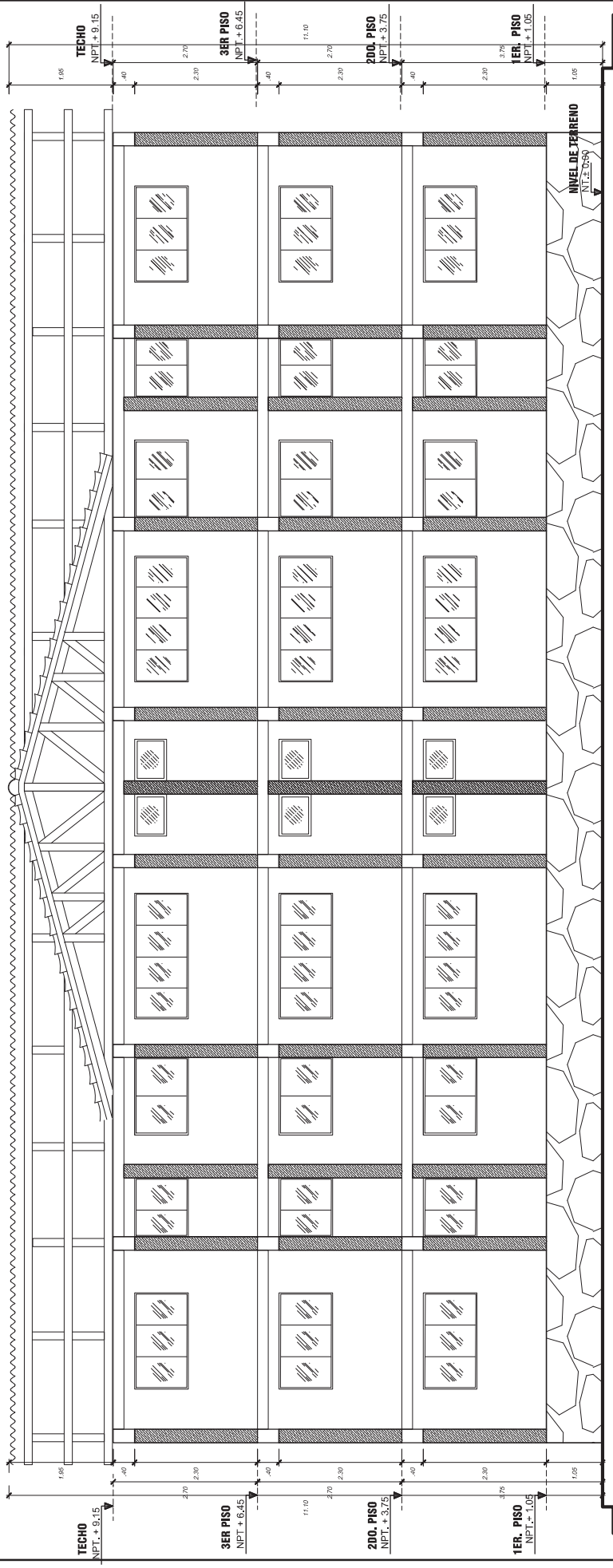
PLANO: ARQUITECTURA - CORTE TRANSVERSAL

PRESENTADO POR:
Ing. CORALBA PAMPA/ALVARO
INGENIERO CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

FECHA: FEBRERO DEL 2019

ESCALA: 1/75

A-03



PLANO DE CORTE TRANSVERSAL 2-2

(Escala: 1/20)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAO DEL CUSCO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESTES: "EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBERGIA DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO - 2008."

PLANO: ARQUITECTURA-CORTE TRANSVERSAL

PRESENTA: **ENZO**

UBICACION: **ENZO**

REDA: **COLEGIO PAMPANA/ALPA HARA**

PROYECTO: **ENZO**

PROFESOR: **ENZO**

FECHA: **FEBRERO DEL 2019**

A-04

03.EVALUACION DE LA **CUANTIA DE ACERO**



INFORME DE EVALUACION ESTRUCTURAL

EVALUACION DEL ACERO DE REFUERZO EN ELEMETOS ESTRUCTURALES

INFORME N° 1906 – 3715 B

PROYECTO

“Evaluación de la Vulnerabilidad estructural de las Edificaciones de Albañilería Confinada del Conjunto Vecinal Zarumilla – Cusco 2018”

1. NORMATIVIDAD

Para el desarrollo de los diferentes ensayos en la presente evaluación nos referimos a las siguientes normas: norma de concreto armado RNE E-060

2. METODOLOGIA

Dentro del plan implementado para el desarrollo del presente trabajo se ha tomado en cuenta lo siguiente:

- a) La inspección visual de todos los elementos evaluados (Estructura en general, vigas, columnas, placa y losas)
- b) La realización de ensayos in situ (espaciamiento entre barras de acero)
- c) Y finalmente la evaluación de los resultados obtenidos.

3. TRABAJO DE CAMPO

3.1 EVALUACION PRELIMINAR

La evaluación preliminar comienza con una inspección visual de las estructuras a evaluar y la determinación de la ubicación de los puntos de interés, así tenemos:

- Para el Ensayo no destructivo mediante el uso del Pacómetro se determinó que la ubicación de los puntos de evaluación se reparta tanto en las vigas y columnas de la estructura. Por tanto, la ubicación de los puntos de ensayo quedo como sigue:

Punto	Elemento	Ubicación
P-01	Pórtico x	1 piso
P-02	Pórtico y	1 piso

FUENTE: Elaboración Propia

Sergio Ivan Liendo Vargas
Ingeniero CIVIL - C.I.P. 88274



4. DETERMINACION DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO DE ACERO

La determinación del espaciamiento del refuerzo se ha realizado sobre las superficies limpias y pulidas para mayor precisión, para este trabajo se hizo uso del Pacómetro ProfoScope, que nos permite determinar la ubicación de las barras de acero y además nos ayuda a determinar el espaciamiento de la armadura. De esta evaluación se determinó lo siguiente:

5. DETERMINACION DE LOS DIAMETROS DE ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS DE LOS PORTICOS

En primer lugar, se procede a ubicar la armadura realizando un barrido rápido con el pacómetro ya que este equipo es muy ligero y fácil de manejarlo,

Una vez barrido la ubicación del acero corroboraremos la orientación de las barras de acero con el pacómetro Profoscope, con este equipo también se debe determinar el recubrimiento o la capa de protección.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los datos encontrados:

Punto	Elemento	Ubicación	Ensayo con pacómetro	Diámetro de varilla	recubrimiento
P-01,02	columna	1erPiso	#5	5/8"	6cm
P-01,02	viga	1erPiso	#5	5/8"	6cm
estribos	Viga y columna	1erPiso	#3	3/8"	-----

FUENTE: Elaboración Propia

6. CONCLUSIONES

Como se puede apreciar en la tabla anterior los elementos evaluados presentan varillas longitudinales de 5/8" y los estribos son de 3/8" y que el recubrimiento es de 6.0cm, este recubrimiento es considerando el recubrimiento por tartajeo.

Laboratorio de
Suelos y Materiales

Sergio Ivan Liendo Vargas
Ingeniero CIVIL - C.L.P. 48074

04.CALIDAD DEL CONCRETO **Y ALBAÑILERIA**



**ENSAYO DE COMPRESION DIAGONAL EN
MURETE DE ALBAÑILERIA**

CODIGO _____
REVISION _____
FECHA _____
PAGINA _____

Proyecto : "Evaluación De La Vulnerabilidad Estructural de las Edificaciones de Albañilería Confinada del C.V. Zarumilla, Cusco-2018"
Distrito : Cusco
Provincia : Cusco
Región : Cusco

Motivo:
Resp. Lab: CST
Esp. Geotec: AAA

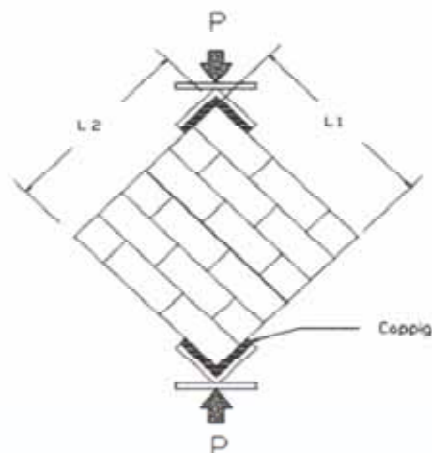
El ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería se realiza con el fin de determinar la resistencia característica a corte puro (V'_m), este ensayo se realiza de acuerdo a la norma E-070 de albañilería.

I. Datos de la muestra o espécimen

Descripción: 01 murete de albañilería

II. Datos de ensayo de compresión.

Descripción	Dimensiones				Área (cm ²)	P Resistencia (kg)	Resistencia V'_m (kg/cm ²)
	l(cm)	h(cm)	e(cm)	Dm			
M-1	60	60	15	84.85	1272.75	7000	5.50



$$V'_m = \frac{P}{A_m} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$


P: carga de rotura

$$A_m = D_m \times e$$

I. Conclusión

La Resistencia al corte diagonal para la muestra es representativa la cual llego al valor de $V'_m=5.50kg/cm^2$

Abelardo Abarca Ancori
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 63818

	ENSAYO DE COMPRESION EN PILAS DE ALBAÑILERIA	CODIGO _____ REVISION _____ FECHA _____ PAGINA _____
		Proyecto: "Evaluación De La Vulnerabilidad Estructural de las Edificaciones de Albañilería Confinada del C.V. Zarumilla, Cusco-2018" Distrito : Cusco Provincia: Cusco Región : Cusco

I. Datos de la muestra o espécimen

Descripción: 03 pilas de albañilería

II. Datos de ensayo de compresión.

Descripción	Dimensiones			Área (cm ²)	Resistencia (kg)	Resistencia f'_m (kg/cm ²)
	l(cm)	a(cm)	h(cm)			
P-1	23.2	10.10	27.01	234.32	9190	39.96
P-2	23.1	10.40	27.00	229.84	12450	54.13
P-3	23.05	10.30	27.40	237.41	10345	45.57

Por cuestiones de seguridad tomaremos el valor mínimo que nos arroja el ensayo, entonces $f'_m = 39.96 \text{ cm}^2$

III. Corrección por esbeltez

$$\text{Calculo de la esbeltez} = \frac{h}{e} = \frac{27.01}{10.10} = 2.67$$

De la norma e0.70 del RNE, se tiene la siguiente tabla para diferentes esbelteces.

Esbeltez	2,0	2,5	3,0	4,0	4,5	5,0
Factor	0,73	0,80	0,91	0,95	0,98	1,00

De cálculo realizado y de la tabla consideraremos un factor de esbeltez de 0.80, por lo tanto $f'_m = 0.8 \times 39.96 = 32 \text{ kg/cm}^2$

$$f'_m = 32 \text{ kg/cm}^2$$



Abelardo Abarca Ancori
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 63818

Estructura:	"EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA DEL CV. ZARUMILLA, CUSCO - 2018"	Solicita:
Localización:	CUSCO	Fecha:
Distrito:	CUSCO	Motivo:
Provincia:	CUSCO	Resp. Lab.:
Region:	CUSCO	Esp. Geot.:

EQUIPO UTILIZADO

ESCLEROMETRO: MARCA ELE INTERNATIONAL

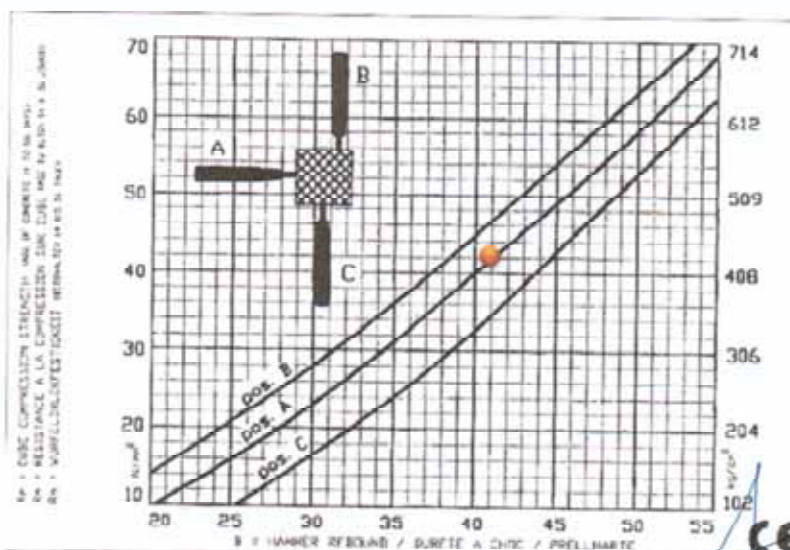
SERIE: 1K0104

DATOS DEL ENSAYO

- PUNTO N.º PISO COLUMNA 01

Elemento Estructural	Posición De Aplicación	Ensayo Nro.	Número Del Rebote Del Concreto	Numero Promedio De Rebote	Correlación De Resistencia kg/cm ²
Columna (01)	A	1	42	41.0	428
	A	2	44		
	A	3	44		
	A	4	40		
	A	5	39		
	A	6	44		
	A	7	36		
	A	8	40		
	A	9	42		
	A	10	9		

Ábaco de relación de nro. de rebote del concreto vs resistencia del concreto



Abelardo Abarca Ancori
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 63818

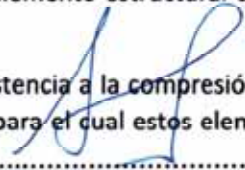
**CUADRO RESUMEN DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN CON
ESCLERÓMETRO**

CUADRO DE RESUMEN DE RESISTENCIAS CON ESCLEROMETRO				
Elemento Estructural	Posición De Aplicación	Numero Promedio De Rebote De Concreto	Correlación De Resistencia kg/cm²	Resistencia considerada kg/cm²
Columna (01)1erP	A	41.0	428	326
Columna (02)1erP	A	36.0	326	
Columna (03)1erP	A	37.6	356	
Sobrecimiento	A	39.3	386	254
Sobrecimiento	A	31.8	254	
Sobrecimiento	A	34.1	294	
Sobrecimiento	A	38.0	366	
Columna (01) 2do P	A	37.0	348	348
Columna (02) 2do P	A	36.9	346	
Columna (03) 2do P	A	37.7	376	
Viga (01) 1er P	A	38.3	366	294
Viga (02)1erP	A	37.8	366	
Viga (03)1erP	A	34.7	294	
Viga (04)2doP	A	37.3	356	316
Viga (05)2doP	A	36.7	336	
Viga (06)2doP	A	35.1	316	
Viga (07)2doP	A	40.5	408	


CONCLUSIONES

De la tabla anterior se puede apreciar que las resistencias de compresión de los diferentes elementos estructurales evaluados son los suficientemente mayores para ser considerados como elementos estructurales, entendiéndose que se considera elemento estructural cuando su resistencia a la compresión supera los 175 kg/cm².

Para la presente investigación usaremos un único valor de la resistencia a la compresión para los diferentes elementos estructurales este valor será el mínimo para el cual estos elementos son considerados estructurales por lo tanto $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$.



Abelardo Abarca Ancori
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 63818

	ENSAYO DE COMPRESION EN UNIDADES DE ALBAÑILERIA	CODIGO _____ REVISION _____ FECHA _____ PAGINA _____
Proyecto : "Evaluación de la Vulnerabilidad Estructural de las Edificaciones de Albañilería Confinada del C.V. Zarumilla, Cusco-2018" Distrito : Cusco Provincia : Cusco Región : Cusco		Motivo: Resp. Lab: CST Esp. Geotec: AAA

I. Datos de la muestra o espécimen

Descripción: 03 unidades de albañilería, las cuales son de fabricación artesanal y son compactas, sin ningún tipo de huecos

II. Datos del ensayo realizado

Descripción	Dimensiones			Área (cm ²)	Resistencia (kg)	Resistencia f' _b (kg/cm ²)
	l(cm)	a(cm)	h(cm)			
A-1	23.1	10.05	7.51	232.16	33770	146.83
A-2	22.9	10.00	7.60	229.00	32990	143.43
A-3	23.2	10.10	7.45	234.32	25320	110.09

Para la clasificación de las unidades de albañilería de acuerdo a su resistencia vemos que el promedio (133.45kg/cm²), y la resistencia f'_b =130 kg/cm² es el límite interior de la clase IV, por tanto, la clasificaremos como: unidades de albañilería artesanal de clase IV.



Abelardo Abarca Ancori
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 63818

05. ESTUDIO DE MECANICA DE **SUELOS**



PRO&CON SILVER S.C.R.L.

- LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES.
- Barrio Profesional C-1, Tel: 084-254730, Cel. Movistar: 984-621489, Claro: 984-727700

Proyecto: Evaluación de la Vulnerabilidad estructural de las edificaciones de albañilería confinada del conjunto vecinal Zarumilla - Cusco - 2018

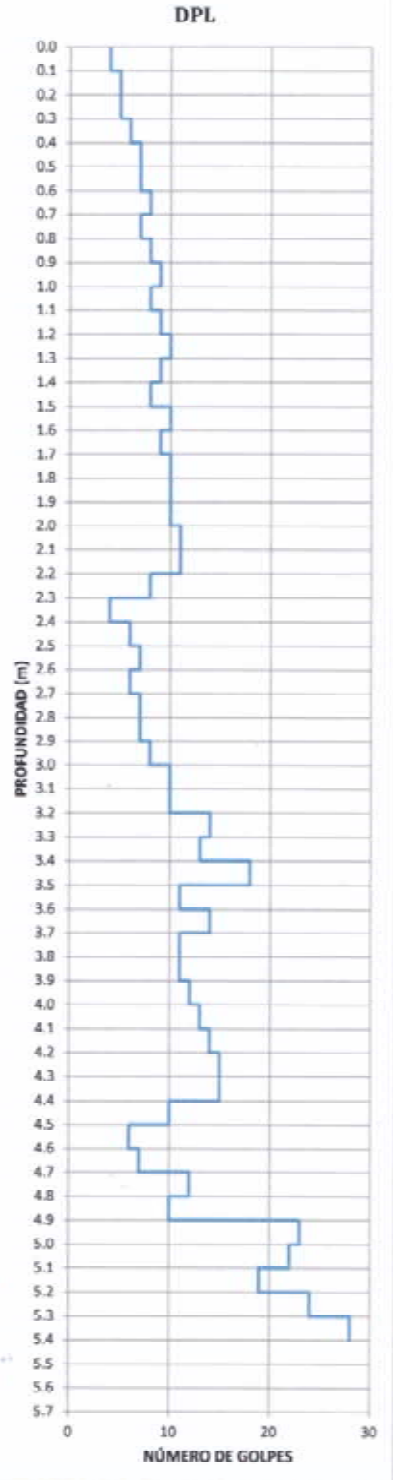
Ubicación: Conjunto vecinal Zarumilla - Cusco
Solicita: Saul Charly Soncco Cuti - Harold Emerson Coorahua Pampañaupa
Fecha: miércoles, 24 de Octubre de 2018

Calicata: C-1
Profundidad: 2.00 m

PENETRÓMETRO DINÁMICO LIGERO (DPL)

NTP 339.159, Norma DIN 4094 y Norma IRTP/DP

DPL	
PROFUNDIDAD (m)	NRO DE GOLPES
0.10	4
0.20	5
0.30	5
0.40	6
0.50	7
0.60	7
0.70	8
0.80	7
0.90	8
1.00	9
1.10	8
1.20	9
1.30	10
1.40	9
1.50	8
1.60	10
1.70	9
1.80	10
1.90	10
2.00	10
2.10	11
2.20	11
2.30	8
2.40	4
2.50	6
2.60	7
2.70	6
2.80	7
2.90	7
3.00	8
3.10	10
3.20	10
3.30	14
3.40	13
3.50	18
3.60	11
3.70	14
3.80	11
3.90	11
4.00	12
4.10	13
4.20	14
4.30	15
4.40	15
4.50	10
4.60	6
4.70	7
4.80	12
4.90	10
5.00	23
5.10	22
5.20	19
5.30	24
5.40	28



CORRELACIÓN ENTRE DPL Y SPT

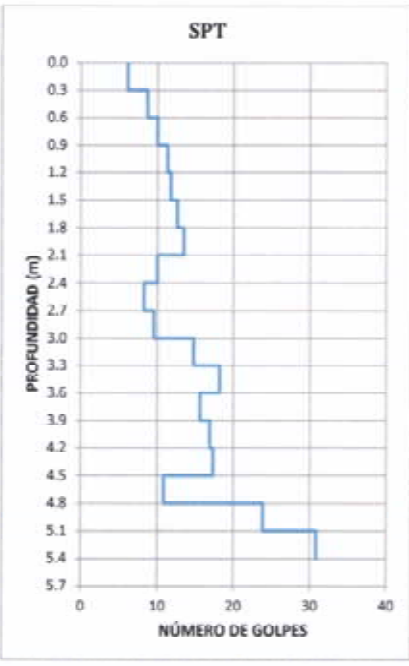
$$W_0 = N \cdot W \cdot H = q_{din} \cdot A \cdot \dot{E}$$

$$q_{din} = \frac{N_{SPT} \cdot W_{SPT} \cdot H_{SPT}}{A_{SPT} \cdot E_{SPT}} = \frac{N_{DPL} \cdot W_{DPL} \cdot H_{DPL}}{A_{DPL} \cdot E_{DPL}}$$

$$N_{SPT} = N_{DPL} \cdot \frac{W_{DPL} \cdot H_{DPL}}{A_{DPL} \cdot E_{DPL}} \cdot \frac{A_{SPT} \cdot E_{SPT}}{W_{SPT} \cdot H_{SPT}}$$

Tipo Penetrómetro	DPL	SPT
Peso de Martillo W (kg)	10.00	63.50
Altura de Caída H (cm)	50.00	76.20
Área de Punta A (cm ²)	4.82	20.27
Espesor de Hincia E (cm)	30.00	30.00

SPT	
PROFUNDIDAD (m)	NRO DE GOLPES
0.30	6.08
0.60	8.68
0.90	9.99
1.20	11.29
1.50	11.72
1.80	12.59
2.10	13.46
2.40	9.99
2.70	8.25
3.00	9.55
3.30	14.76
3.60	18.23
3.90	15.63
4.20	16.93
4.50	17.37
4.80	10.85
5.10	23.88
5.40	30.82



Laboratorio de Suelos y Materiales
Sergio Ivan Liendo Vargas
Ingeniero Civil - C.L.P. 88074



PRO&CON SILVER S.C.R.L.

- LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES.

- Calle Puputi 208 - Cusco. Telf: 084-254730. Cel. Movistar: 984-621489. Claro: 984-727700

Proyecto: Evaluación de la Vulnerabilidad estructural de las edificaciones de albañilería confinada del conjunto vecinal Zarumilla - Cusco - 2018

Ubicación: Conjunto vecinal Zarumilla - Cusco

Solicita: Saul Charly Soncco Cuti - Harol Emerson Ccorahua Pampañaupa

Fecha: miércoles, 24 de Octubre de 2018

Calicata: C-1

Profundidad: 2.00 m

DENSIDAD EN CAMPO POR EL MÉTODO DEL CONO DE ARENA

MTC E 117 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-1556 y AASHTO T-191

DATOS DE LA ARENA	
Tipo de Arena utilizada: Machupicchu	
Peso Unitario de la Arena (gr/cm ³) = 1.50 gr/cm ³	

DATOS DEL ENSAYO	
Número de Cono	2
Peso del Frasco + Cono antes de usarlo (gr)	7252.00
Peso del Frasco + Cono después de usarlo (gr)	3026.00
Peso del Suelo Húmedo (gr)	2749.00
Peso de la Arena Utilizada, hueco + cono (gr)	4226.00
Peso de la Arena en el Cono (gr)	1631.00
Peso de la Arena en el Hueco (gr)	2595.00
Volumen del Hueco (cm ³)	1724.92
Densidad Natural Húmeda (gr/cm ³)	1.59

CONTENIDO DE HUMEDAD	
Peso de Capsula (gr)	11.84
Peso de Capsula + Muestra Húmeda (gr)	65.40
Peso de Capsula + Muestra Seca (gr)	57.88
Peso del Agua (gr)	7.52
Peso de la Muestra Seca (gr)	46.04
Contenido de Humedad	16.33%

DENSIDAD NATURAL HUMEDA = 1.59 gr/cm³

DENSIDAD NATURAL SECA = 1.37 gr/cm³

Ing. Juan Llendo Vargas
Ingeniero Civil C.L.P. 88074



PRO&CON SILVER S.C.R.L.

- LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES.

- Barrio Profesional C-1, Telf: 981-254730, Cal. Mervilán: 981-621499, Claro: 981-727700

Proyecto: Evaluación de la Vulnerabilidad estructural de las edificaciones de albañilería confinada del conjunto vecinal Zarumilla - Cusco - 2018

Ubicación: Conjunto vecinal Zarumilla - Cusco

Solicitar: Saul Charly Soncco Cuti - Harold Emerson Ccorahua Pampañaupa

Fecha: miércoles, 24 de Octubre de 2018

Calicata: C-1

Profundidad: 2.00 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

MTC E 107, Basado en la Norma ASTM D-422 y AASHTO T-88

MATERIAL NO LAVADO
Peso total de la muestra = 1,001.95 gr
Peso de la fracción no lavada = 0.00 gr
Peso de la fracción para lavado = 1001.95 gr

FRACCIÓN DE MATERIAL LAVADO
Peso de la fracción antes del lavado = 1001.95 gr
Peso de la fracción después de lavar = 199.84 gr
% de la fracción lavada = 100.00%

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESEO RETENIDO (gr)	% RETENIDO EN FRACCIÓN LAVADA	CORRECCIÓN EN FRACCIÓN LAVADA	% RETENIDO CORREGIDO EN FRACCIÓN LAVADA	% RETENIDO CORREGIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
4"	100	0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%
3"	75	0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%
2"	50	0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%
1½"	37.5	0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%
1"	25	0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%
¾"	19	0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%
3/8"	9.5	20.45	20.23%	0.09%	20.32%	2.06%	2.06%	97.94%
Nº 4	4.75	32.66	16.34%	0.14%	16.48%	3.29%	5.35%	94.65%
Nº 10	2	23.19	11.60%	0.10%	11.70%	2.33%	7.68%	92.32%
Nº 20	0.850	16.62	8.32%	0.07%	8.39%	1.67%	9.35%	90.65%
Nº 40	0.425	15.56	7.79%	0.07%	7.85%	1.57%	10.92%	89.08%
Nº 60	0.250	17.15	8.58%	0.07%	8.66%	1.73%	12.65%	87.35%
Nº 140	0.106	53.55	26.80%	0.23%	27.03%	5.39%	18.04%	81.96%
Nº 200	0.075	18.62	9.32%	0.08%	9.40%	1.87%	19.91%	80.09%
Cazuela	-	0.34	0.17%	0.00%	0.17%	0.03%	19.95%	-
Lavado	-	802.1	-	-	-	80.05%	100.00%	-
Fracción Retenida en Lavado		198.14	99.15%	0.85%	100.00%	19.95%		
Total		1000.25		%Error = 0.85% OK!		100.00%		

Fracciones de Grava, Arena y Finos de la Muestra

% de grava (Retiene Tamiz Nº 4) = 5.35%

% de arena (Pasa Nº 4 y Ret. Nº 200) = 14.56%

% de finos (Pasa Tamiz Nº 200) = 80.09%

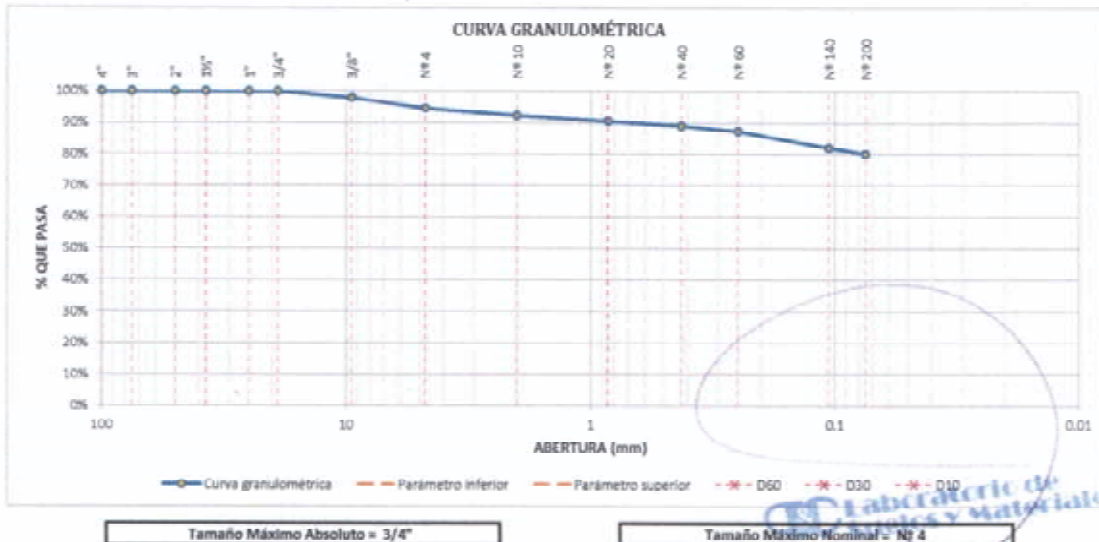
Total: 100.00%

Fracción Gruesa

% de grava = 26.85%

% de arena = 73.15%

Total = 100.00%



Laboratorio de Suelos y Materiales

Sergio Ivan Liendo Vargas
Ingeniero Civil - C.I.P. 68074



PRO&CON SILVER S.C.R.L.

- LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES.

- Barrio Profesional C-1, Telef: 084-254730, Cel. Movistar: 984-621489, Claro: 984-727700

Proyecto: Evaluación de la Vulnerabilidad estructural de las edificaciones de albañilería confinada del conjunto vecinal Zaramilla - Cusco - 2018

Ubicación: Conjunto vecinal Zaramilla - Cusco

Solicita: Saul Charly Soncco Cuti - Harold Emerson Corahua Pampañaupa

Fecha: miércoles, 24 de Octubre de 2018

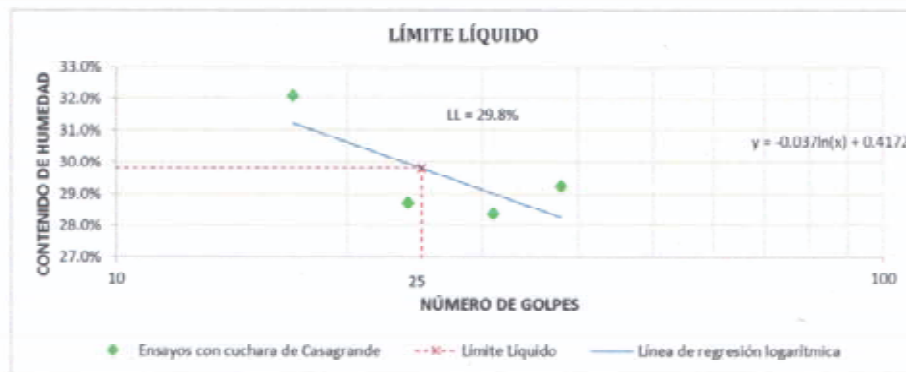
Calicata: C-1

Profundidad: 2

LÍMITE LÍQUIDO

MTC E 110, Basado en la Norma ASTM D-4318 y AASHTO T-89

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03	MUESTRA 04
Número de Golpes	38	31	24	17
Peso de Capsula (gr)	9.28	8.34	9.36	8.37
Peso de Capsula + Muestra Húmeda (gr)	30.18	30.96	31.50	31.46
Peso de Capsula + Muestra Seca (gr)	25.45	25.96	26.56	25.85
Peso del Agua (gr)	4.73	5.00	4.94	5.61
Peso de la Muestra Seca (gr)	16.17	17.62	17.20	17.48
Contenido de Humedad	29.25%	28.38%	28.72%	32.09%



LÍMITE PLÁSTICO

MTC E 111, Basado en la Norma ASTM D-4318 y AASHTO T-90

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03
Peso de Capsula (gr)	8.13	9.24	8.34
Peso de Capsula + Muestra Húmeda (gr)	13.77	15.36	15.43
Peso de Capsula + Muestra Seca (gr)	12.97	14.52	14.45
Peso del Agua (gr)	0.80	0.84	0.98
Peso de la Muestra Seca (gr)	4.84	5.28	6.11
Contenido de Humedad	16.53%	15.91%	16.04%



LÍMITE LÍQUIDO = 30.00%
LÍMITE PLÁSTICO = 16.00%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD = 14.00%

Laboratorio de Suelos y Materiales

Sergio Ivan Liendo Vargas
Ingeniero Civil - C.L.P. 85074

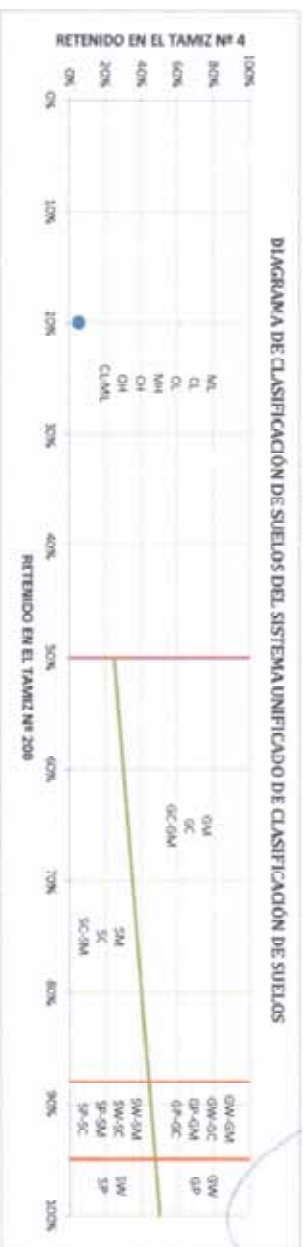


LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 - Barrio Industrial C-1, Tercer piso-254738, C.O. Muebles 964-421409, Casa: 964-277700

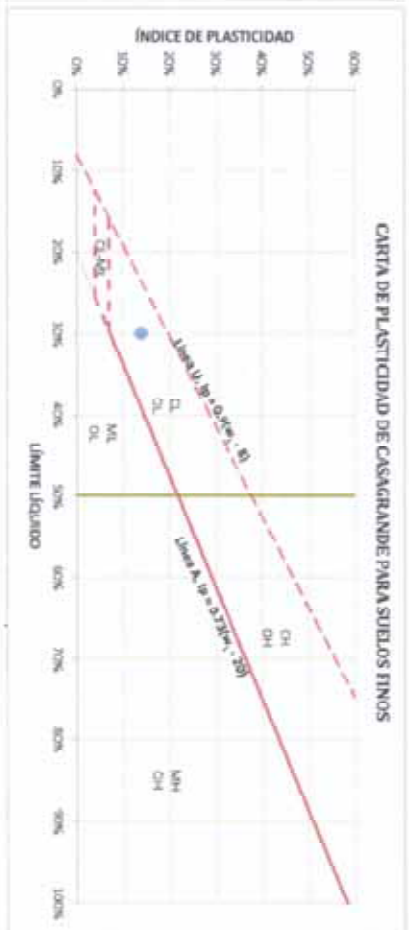
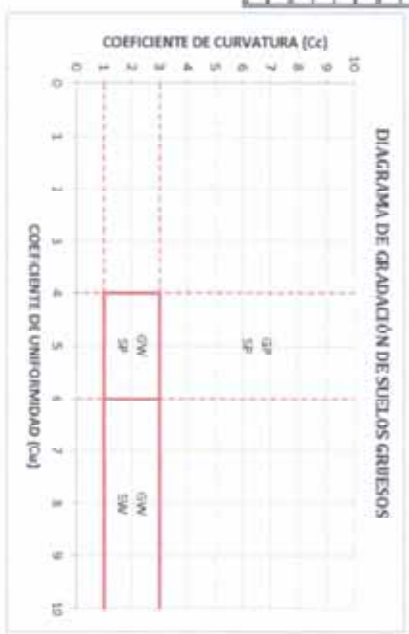
PRO&CON SILVER S.C.B.L.

Proyecto: Evaluación de la Viabilidad estructural de las edificaciones de abaldería confinada del conjunto vecinal Zaurullá - Casco - 2018
 Ubicación: Conjunto vecinal Zaurullá - Casco
 Solicita: Saul Charly Sorocco Qui - Ibaro Emersion Corporativa Panapalispua
 Fecha: miércoles, 24 de Octubre de 2018

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUS)
 ASTM D-2487



DATOS PARA CLASIFICACIÓN	
De Granulometría	
% de Gravas = 19.91%	
% de Fines = 80.09%	
Total = 100.00%	
% de Arenas = 5.35%	
% de Arcilla = 14.97%	
Total = 19.91%	
Fracción Gruesa	
% de Grava = 26.85%	
% de Arena = 73.15%	
Total = 100.00%	
Coeficientes	
Cu = -	
Cc = -	
De Límites de Consistencia	
LI = 30.07%	
LP = 16.07%	
Otros Datos	
Tipo = homogéneo	



Cu = Arcilla libre de baja plasticidad

Calcula: C3
 Laboratorio de Suelos y Materiales
 Sergio Ivan Liendo Vargas
 Ingeniero Civil - G.L.P. 88074



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 Calle Piquiri 208 - Cuzco, Perú. DHA-25473U, Cel. Movistar: 984 621 489, Claro: 984 727200

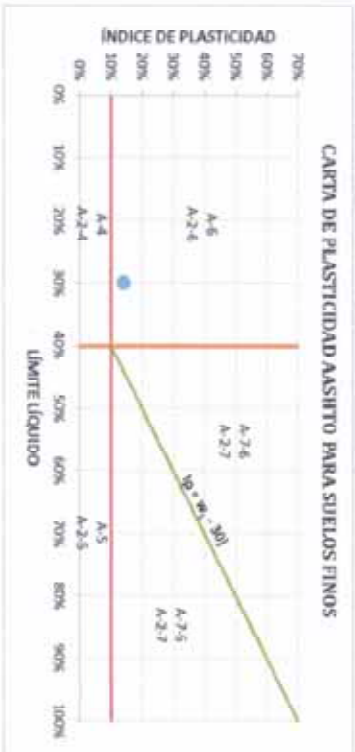
PROCCON SILVER S.C.R.L.

Proyecto: Mej. de la transitabilidad vehicular y peatonal de la calle Ermita del C.P. de Orpesa, distrito de Orpesa, provincia de Quispacanchi - Cuzco
 Ubicación: Conjunto vial San Zambilla - Cuzco
 Solicita: Municipalidad Distrital de Orpesa
 Muestra: Sub-Rasante
 Fecha: miércoles, 4 de Setiembre de 2019

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN AASHTO

AASHTO M-145

DATOS PARA CLASIFICACIÓN	
De Gradimetría	Origen Datos
% que pasa el tamiz Nº 10 = 47.63%	Tipos = Inorgánico
% que pasa el tamiz Nº 40 = 42.80%	LI = 30.00%
% que pasa el tamiz Nº 200 = 40.60%	LP = 16.00%
	IP = 14.00%



CÁLCULO DEL ÍNDICE DE GRUPO	
F = 40.60	F = Porcentaje de partículas sólidas que pasan el tamiz Nº 200
w _L = 30.00	w _L = Límite líquido
IP = 14.00	IP = Índice de plasticidad

a = F - 35	a = 5.60
b = F - 15	b = 25.60
c = w _L - 40	c = -10.00
d = IP - 10	d = 4.00

$$IS = 0.2a + 0.005c + 0.01bd$$

$$IS = 2$$

A-4 (2) = Contienen partículas finas limosas o arcillosas con un límite líquido bajo

El Equipo Ideal de Compactación que recomendamos la AASHTO para este tipo de suelo es: Rodillo Neumático y Pala de Cabra





PRO&CON SILVER S.C.R.L.

- LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES.

- Barrio Profesional C-1 - Cusco, Telf: 084-254730, Cel. Movistar: 984-621489, Claro: 984-727700

Evaluación de la Vulnerabilidad estructural de las edificaciones de albañilería confinada del conjunto vecinal Zarumilla - Cusco

Proyecto: - 2018

Ubicación: Conjunto vecinal Zarumilla - Cusco

Solicitante: Saul Charly Soncco Cuti - Harol Emerson Ceorahua Pampañaupa

Fecha: miércoles, 24 de Octubre de 2018

Calicata: C-01

Profundidad: 2.0m

CORTE DIRECTO

MTC E 123, Basado en la Norma ASTM D-3080 y AASHTO T-236

DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Diámetro =	50.85 mm
Altura L_c =	21.50 mm
Área =	20.31 cm ²
Volumen =	43.66 cm ³

DENSIDAD DE LA MUESTRA	
Peso =	79.89 gr
Peso Unitario húmedo =	1.83 gr/cm ³
Contenido de Humedad =	22.40%
Peso Unitario seco =	1.49 gr/cm ³

Velocidad de Deformación Horizontal = 0.50 mm/min

DEFORMÍMETRO DE LONGITUD DE CORTE	LECTURA DE CARGA HORIZONTAL			DEFORMÍMETRO DE LONGITUD VERTICAL			FUERZA DE CORTE HORIZONTAL			ÁREA CORREGIDA A'	ESFUERZO CORTANTE τ		
	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03		M-01	M-02	M-03
	N			mm			kg				kg/cm ²		
mm										cm ²			
0.20	18.6	24.1	29.8	-0.004	-0.001	-0.009	1.90	2.46	3.04	20.21	0.09	0.12	0.15
0.40	28.5	32.1	37.0	-0.008	-0.008	-0.014	2.91	3.27	3.77	20.10	0.14	0.16	0.19
0.60	33.2	37.9	47.9	-0.013	-0.012	-0.017	3.39	3.86	4.88	20.00	0.17	0.19	0.24
0.80	37.4	46.6	53.0	-0.015	-0.016	-0.025	3.81	4.75	5.40	19.90	0.19	0.23	0.27
1.00	41.1	52.9	59.0	-0.017	-0.017	-0.030	4.19	5.39	6.02	19.80	0.21	0.27	0.30
1.50	46.4	63.7	72.2	-0.016	-0.024	-0.037	4.73	6.50	7.36	19.55	0.23	0.32	0.36
2.00	50.9	68.8	84.3	-0.015	-0.031	-0.041	5.19	7.02	8.60	19.29	0.26	0.35	0.42
2.50	50.7	72.2	88.4	-0.013	-0.038	-0.043	5.17	7.36	9.01	19.04	0.25	0.36	0.44
3.00	50.1	74.5	91.5	-0.010	-0.032	-0.045	5.11	7.60	9.33	18.78	0.25	0.37	0.46
3.50	49.3	74.8	94.8	-0.009	-0.026	-0.046	5.03	7.63	9.67	18.53	0.25	0.38	0.48
4.00	48.9	74.2	98.9	-0.006	-0.021	-0.048	4.99	7.57	10.08	18.28	0.25	0.37	0.50
4.50	46.6	75.1	97.9	-0.003	-0.015	-0.051	4.75	7.66	9.98	18.02	0.23	0.38	0.49
5.00	48.3	75.8	101.8	0.001	-0.012	-0.042	4.93	7.73	10.38	17.77	0.24	0.38	0.51
5.50	48.4	75.8	104.6	0.004	-0.006	-0.040	4.94	7.73	10.67	17.52	0.24	0.38	0.53
6.00	47.5	76.8	101.8	0.006	0.000	-0.036	4.84	7.83	10.38	17.26	0.24	0.39	0.51
6.50	48.9	76.6	105.7	0.010	0.002	-0.030	4.78	7.81	10.78	17.01	0.24	0.38	0.53

PRO&CON Laboratorio de Suelos y Materiales

Sergio Ivan Liendo Vargas
Ingeniero Civil - C.I.P. 88074



PRO&CON SILVER S.C.R.L.

- LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES.

- Barrio Profesional C-1 - Cusco, Telf: 084-254730, Cel. Movistar: 984-621489, Claro: 984-727700

Evaluación de la Vulnerabilidad estructural de las edificaciones de albañilería confinada del conjunto vecinal Zarumilla - Cusco

Proyecto: - 2018

Ubicación: Conjunto vecinal Zarumilla - Cusco

Solicita: Saul Charly Soncco Cuti - Harol Emerson Ccorahua Pampañaupa

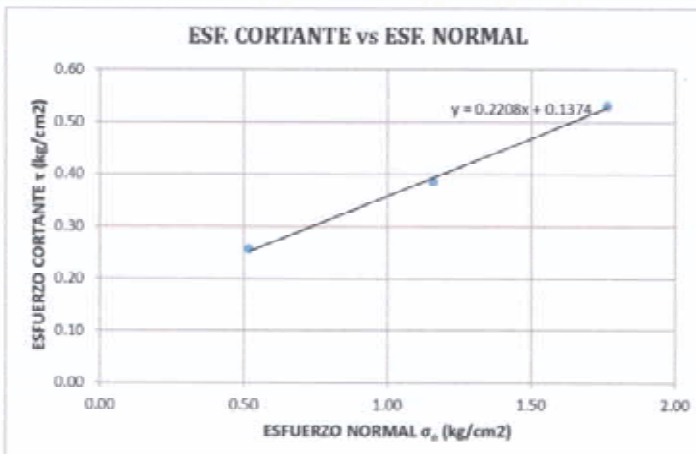
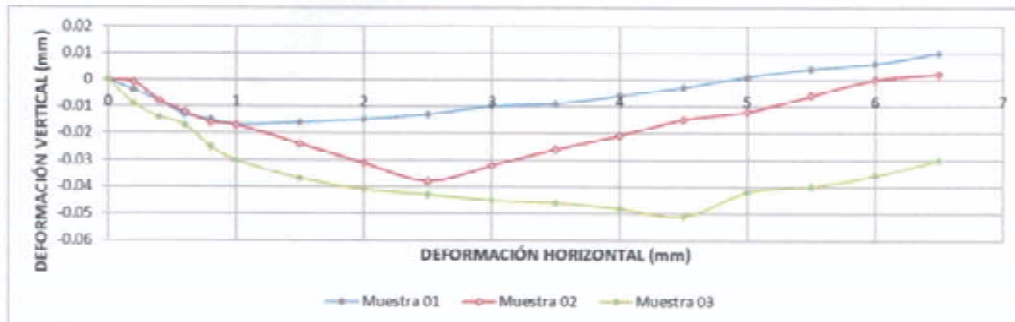
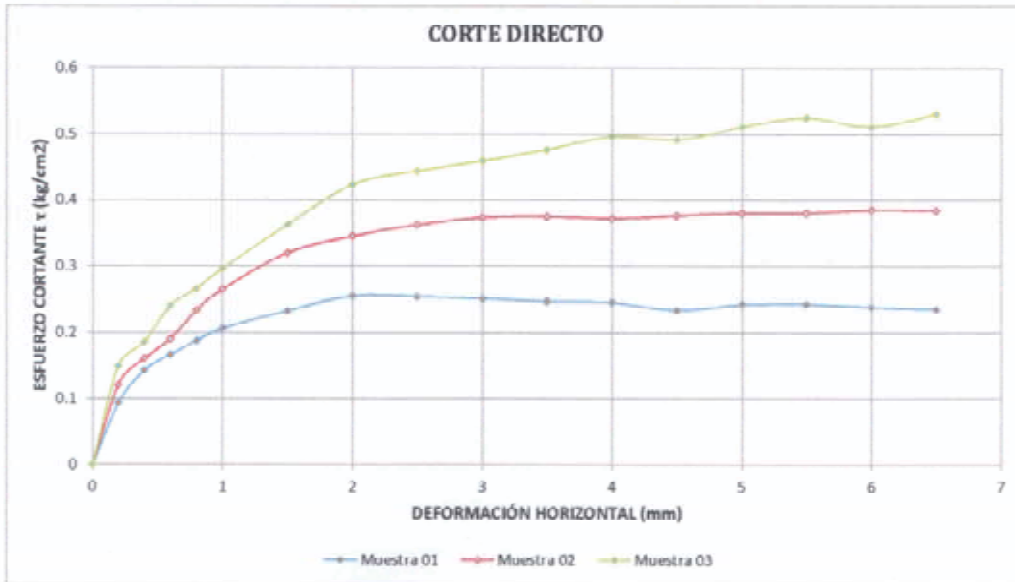
Fecha: miércoles, 24 de Octubre de 2018

Calicata: C-01

Profundidad: 2.0m

CORTE DIRECTO

MTC E 123, Basado en la Norma ASTM D-3080 y AASHTO T-236



Muestras	M-01	M-02	M-03
Carga Vertical (kg)	10.00	20.00	30.00
Área en Corte (cm ²)	19.29	17.26	17.01
σ _v (kg/cm ²)	0.52	1.16	1.76
τ (kg/cm ²)	0.26	0.39	0.53

Cohesión = 0.14 kg/cm²
 Ángulo de fricción interna = 12° 27' 09"

PRO&CON Laboratorio de Suelos y Materiales

Sergio Ivan Liendo Vargas
 Ingeniero Civil - C.I.P. 85074



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE CIENCIAS

Av. de la Cultura 733 - Pabellón "C" Of. 106 1er. piso - Telefax: 224831 - Apartado Postal 921 - Cusco Perú



UNIDAD DE PRESTACIÓN DE SERVICIOS DE ANÁLISIS QUÍMICO
DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE QUÍMICA

INFORME DE ANÁLISIS

Nº0520-19-LAQ

SOLICITANTE: HAROL CCORAHUA PAMPAÑAUPA
SAUL SONCCO CUTI

PROYECTO : EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD GISMICA ESTRUCTURAL
DE LAS EDIFICACIONES DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA
CUSCO 2018.

MUESTRA : SUELO

FUENTE : CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA-CUSCO.

FECHA : c/05/09/2019

RESULTADO ANALISIS:

=====
Cloruros ppm Cl⁻ 177.90

Sulfatos ppm SO₄²⁻ 419.30
=====

NTP 339.178

Cusco, 10 de Setiembre 2019

Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco
Unidad de Prestación de Servicios de Análisis



Nicolaidas Herrera Arteaga
RESPONSABLE DEL LABORATORIO
DE ANALISIS QUIMICO

06. ENCUESTA

Resultados obtenidos de la encuesta

Se realizó la encuesta a los habitantes más antiguos del conjunto vecinal Zarumilla que presenciaron el sismo de 1986 con el fin de recolectar información sobre los posibles daños que se produjeron por el sismo y las reparaciones que se realizaron.

El 80% de los encuestados indico que la edificación donde viven es segura frente a un sismo, porque consideran que los materiales usados y las técnicas constructivas fueron idóneos en esa época y el 20% de los encuestados considera no segura solo por la antigüedad de las edificaciones.

El 20% de los encuestados apreciaron fisuras después del sismo de 1986 solamente en el encuentro de muros de albañilería y columnas y la repararon con mortero. Mientras que el 80% indico que no aprecio ningún tipo de fisuras en las edificaciones.

Con respecto a la refacción de las fachadas de la edificación el 100% de los encuestados indico que este se realizó por última vez en el 2015 usando malla gallinero como refuerzo y aditivos para mitigar la degradación de los muros de albañilería.

ENCUESTA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO-2018.

NOMBRE:..... Jesus Bejar Mendoza

FECHA: 20/10/19 BLOQUE: 7A

1. ¿Usted cree que la edificación donde vive sea segura frente a un sismo?

- a. Si
- b. No

2. ¿Vivía usted en el conjunto vecinal Zarumilla cuando ocurrió el sismo de 1986?

- a. Si
- b. No

3. ¿Después del sismo de 1986 en que elemento estructural presencia fisuras?

- a. Vigas
- b. Columnas
- c. muros de albañilería
- d. encuentro en columnas y muros de albañilería.
- e. Encuentro entre vigas y muros de albañilería
- f. Losas
- g. ninguna

4. ¿Repararon estas fisuras existentes?

- a. Si
- b. No

5. ¿Con que material se reparó estas fisuras?

- a. Mortero
- b. Yeso
- c. otros

6. ¿Cuándo fue la última vez que hizo una refacción a la fachada de la edificación donde vive?

En el año 2015

ENCUESTA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO-2018.

NOMBRE: AMILCAR LATOPRE BOZA

FECHA: 19/10/19 BLOQUE: 9B

1. ¿Usted cree que la edificación donde vive sea segura frente a un sismo?

- a. Si
- b. No

2. ¿Vivía usted en el conjunto vecinal Zarumilla cuando ocurrió el sismo de 1986?

- a. Si
- b. No

3. ¿Después del sismo de 1986 en que elemento estructural presencia fisuras?

- a. Vigas
- b. Columnas
- c. muros de albañilería
- d. encuentro en columnas y muros de albañilería.
- e. Encuentro entre vigas y muros de albañilería
- f. Losas
- g. ninguna

4. ¿Repararon estas fisuras existentes?

- a. Si
- b. No

5. ¿Con que material se reparó estas fisuras?

- a. Mortero
- b. Yeso
- c. otros

6. ¿Cuándo fue la última vez que hizo una refacción a la fachada de la edificación donde

vive? Con El año 2015, Se uso malla gallinero para reforzar y aditivos para mitigar degradacion de los materiales (productos Chema).

ENCUESTA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO-2018.

NOMBRE: DORA MUNIZ FAFAN

FECHA: 19/10/19 BLOQUE: 9A

1. ¿Usted cree que la edificación donde vive sea segura frente a un sismo?
 - a. Si
 - b. No
2. ¿Vivía usted en el conjunto vecinal Zarumilla cuando ocurrió el sismo de 1986?
 - a. Si
 - b. No
3. ¿Después del sismo de 1986 en que elemento estructural presencia fisuras?
 - a. Vigas
 - b. Columnas
 - c. muros de albañilería
 - d. encuentro en columnas y muros de albañilería.
 - e. Encuentro entre vigas y muros de albañilería
 - f. Losas
 - g. ninguna
4. ¿Repararon estas fisuras existentes?
 - a. Si
 - b. No
5. ¿Con que material se reparó estas fisuras?
 - a. Mortero
 - b. Yeso
 - c. otros
6. ¿Cuándo fue la última vez que hizo una refacción a la fachada de la edificación donde vive? En el año 2015

ENCUESTA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO-2018.

NOMBRE:.....Yony Tejeda Farfán.....

FECHA: 28-10-2012..... BLOQUE: ZB-202.....

1. ¿Usted cree que la edificación donde vive sea segura frente a un sismo?
 a. Si
b. No
2. ¿Vivía usted en el conjunto vecinal Zarumilla cuando ocurrió el sismo de 1986?
 a. Si
b. No
3. ¿Después del sismo de 1986 en que elemento estructural presencia fisuras?
a. Vigas
b. Columnas
c. muros de albañilería
 d. encuentro en columnas y muros de albañilería.
e. Encuentro entre vigas y muros de albañilería
f. Losas
g. ninguna
4. ¿Repararon estas fisuras existentes?
 a. Si
b. No
5. ¿Con que material se reparó estas fisuras?
a. Mortero
 b. Yeso
c. otros
6. ¿Cuándo fue la última vez que hizo una refacción a la fachada de la edificación donde vive? hace 4 años

ENCUESTA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO-2018.

NOMBRE: Jose fernandez Garcia

FECHA: 19/10/19 BLOQUE: 9A

1. ¿Usted cree que la edificación donde vive sea segura frente a un sismo?
 - a. Si
 - b. No
2. ¿Vivía usted en el conjunto vecinal Zarumilla cuando ocurrió el sismo de 1986?
 - a. Si
 - b. No
3. ¿Después del sismo de 1986 en que elemento estructural presencia fisuras?
 - a. Vigas
 - b. Columnas
 - c. muros de albañilería
 - d. encuentro en columnas y muros de albañilería.
 - e. Encuentro entre vigas y muros de albañilería
 - f. Losas
 - g. ninguna
4. ¿Repararon estas fisuras existentes?
 - a. Si
 - b. No
5. ¿Con que material se reparó estas fisuras?
 - a. Mortero
 - b. Yeso
 - c. otros
6. ¿Cuándo fue la última vez que hizo una refacción a la fachada de la edificación donde vive? én el año 2015

ENCUESTA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO-2018.

NOMBRE: Yovana Dueñas Mendoza

FECHA: 28/10/19 BLOQUE: GB

1. ¿Usted cree que la edificación donde vive sea segura frente a un sismo?
 - a. Si
 - b. No
2. ¿Vivía usted en el conjunto vecinal Zarumilla cuando ocurrió el sismo de 1986?
 - a. Si
 - b. No
3. ¿Después del sismo de 1986 en que elemento estructural presencia fisuras?
 - a. Vigas
 - b. Columnas
 - c. muros de albañilería
 - d. encuentro en columnas y muros de albañilería.
 - e. Encuentro entre vigas y muros de albañilería
 - f. Losas
 - g. ninguna
4. ¿Repararon estas fisuras existentes?
 - a. Si
 - b. No
5. ¿Con que material se reparó estas fisuras?
 - a. Mortero
 - b. Yeso
 - c. otros
6. ¿Cuándo fue la última vez que hizo una refacción a la fachada de la edificación donde vive? En el año 2015

ENCUESTA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO-2018.

NOMBRE: EDELMIRA MANGA VIUDA DE ROJAS

FECHA: 25/10/19 BLOQUE: 4A

1. ¿Usted cree que la edificación donde vive sea segura frente a un sismo?
 - a. Si
 - b. No
2. ¿Vivía usted en el conjunto vecinal Zarumilla cuando ocurrió el sismo de 1986?
 - a. Si
 - b. No
3. ¿Después del sismo de 1986 en que elemento estructural presencio fisuras?
 - a. Vigas
 - b. Columnas
 - c. muros de albañilería
 - d. encuentro en columnas y muros de albañilería.
 - e. Encuentro entre vigas y muros de albañilería
 - f. Losas
 - g. ninguna
4. ¿Repararon estas fisuras existentes?
 - a. Si
 - b. No
5. ¿Con que material se reparó estas fisuras?
 - a. Mortero
 - b. Yeso
 - c. otros
6. ¿Cuándo fue la última vez que hizo una refacción a la fachada de la edificación donde vive? hace 04 años

ENCUESTA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO-2018.

NOMBRE: RODOLFO RODRIGO PINO

FECHA: 25/10/19 BLOQUE: 3A

1. ¿Usted cree que la edificación donde vive sea segura frente a un sismo?
 - a. Si
 - b. No

2. ¿Vivía usted en el conjunto vecinal Zarumilla cuando ocurrió el sismo de 1986?
 - a. Si
 - b. No

3. ¿Después del sismo de 1986 en que elemento estructural presencia fisuras?
 - a. Vigas
 - b. Columnas
 - c. muros de albañilería
 - d. encuentro en columnas y muros de albañilería.
 - e. Encuentro entre vigas y muros de albañilería
 - f. Losas
 - g. ninguna

4. ¿Repararon estas fisuras existentes?
 - a. Si
 - b. No

5. ¿Con que material se reparó estas fisuras?
 - a. Mortero
 - b. Yeso
 - c. otros

6. ¿Cuándo fue la última vez que hizo una refacción a la fachada de la edificación donde vive? En el año 2015

ENCUESTA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO-2018.

NOMBRE: HUGO BACA HERREPA

FECHA: 19/10/19 BLOQUE: 19 de Octubre del 2019

1. ¿Usted cree que la edificación donde vive sea segura frente a un sismo?
 - a. Si
 - b. No
2. ¿Vivía usted en el conjunto vecinal Zarumilla cuando ocurrió el sismo de 1986?
 - a. Si
 - b. No
3. ¿Después del sismo de 1986 en que elemento estructural presencia fisuras?
 - a. Vigas
 - b. Columnas
 - c. muros de albañilería
 - d. encuentro en columnas y muros de albañilería.
 - e. Encuentro entre vigas y muros de albañilería
 - f. Losas
 - g. ninguna
4. ¿Repararon estas fisuras existentes?
 - a. Si
 - b. No
5. ¿Con que material se reparó estas fisuras?
 - a. Mortero
 - b. Yeso
 - c. otros
6. ¿Cuándo fue la última vez que hizo una refacción a la fachada de la edificación donde vive? En el año 2015

ENCUESTA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA DEL CONJUNTO VECINAL ZARUMILLA, CUSCO-2018.

NOMBRE: NESTOR ARMAS OBLITAS

FECHA: 20/10/19 BLOQUE: 9A

1. ¿Usted cree que la edificación donde vive sea segura frente a un sismo?
 - a. Si
 - b. No
2. ¿Vivía usted en el conjunto vecinal Zarumilla cuando ocurrió el sismo de 1986?
 - a. Si
 - b. No
3. ¿Después del sismo de 1986 en que elemento estructural presencia fisuras?
 - a. Vigas
 - b. Columnas
 - c. muros de albañilería
 - d. encuentro en columnas y muros de albañilería.
 - e. Encuentro entre vigas y muros de albañilería
 - f. Losas
 - g. ninguna
4. ¿Repararon estas fisuras existentes?
 - a. Si
 - b. No
5. ¿Con que material se reparó estas fisuras?
 - a. Mortero
 - b. Yeso
 - c. otros
6. ¿Cuándo fue la última vez que hizo una refacción a la fachada de la edificación donde vive? En el año 2015