



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Correlación entre la intensidad sísmica y el índice de daño en edificaciones
aporticadas, Lima - 2017”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTOR:

Prudencio Parra Kevin Marlon

ASESOR:

Mg. Felimon Domingo Cordova Salcedo

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Edificaciones Sismo Resistentes

LIMA - PERÚ

2018

Página del jurado

DEDICATORIA

Dedicado a mis padres que con tanto esfuerzo apoyaron y complementaron mi formación, a mi profesor, así también a mis colegas y amigos de los grupos de estudio en los que contribuí y en donde contribuyeron también conmigo.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis instructores, y a cada profesional que contribuyó a la realización de la presente investigación, en especial al grupo de estructuras GVE – UCV, mi asesor el doctor Luis Quiroz, Felimon Cordova y a Mg. Edison Moscoso Alcántara, a las personas que me brindaron los datos y me facilitaron la información teórica para que este proyecto se transforme en un objetivo cumplido. Muchas gracias por todo.

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Yo, KEVIN MARLON PRUDENCIO PARRA estudiante de la escuela Académico Profesional de ingeniería civil de la Universidad Cesar Vallejo, identificado con el DNI 77050000, con la tesis titulada “CORRELACION ENTRE LA INTENSIDAD SISMICA Y EL INDICE DE DAÑO EN EDIFICACIONES APORTICADAS, LIMA 2017”.

Declaro bajo juramento que:

1) La tesis es de mi completa autoría. 2) He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente. 3) La tesis no ha sido auto plagiado; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener grado académico previo o título profesional. 4) Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis se constituyen en aportes a la realidad investigada.

De identificarse la falta de fraude, plagio, auto plagio, piratería, o falsificación, asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normativa vigente de la Universidad Cesar Vallejo.

Los olivos, sábado 5 de diciembre del 2018



Kevin Marlon Prudencio Parra

DNI: 77050000

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado

En cumplimiento del reglamento de grados y títulos de la Universidad Cesar Vallejo presenté ante ustedes la tesis titulada “CORRELACIÓN ENTRE LA INTENSIDAD SÍSMICA Y EL ÍNDICE DE DAÑO EN EDIFICACIONES DE APORTICADAS, LIMA 2017”. La cual comprende los capítulos de introducción, metodología, resultados, conclusiones y recomendaciones. El objetivo de la referida tesis fue determinar la correlación que existe entre la intensidad sísmica y el índice de daño en edificaciones aporticadas de lima. La misma que someto a vuestra consideración y espero que cumpla con los requisitos de aprobación para obtener el título profesional de ingeniería civil.

Kevin Marlon Prudencio Parra

ÍNDICE

Página del jurado	ii
Dedicatoria	iii
Agradecimiento	iv
Declaratoria de Autenticidad	v
Presentación	vi
Índice.....	vii
Índice de Tablas.....	xi
Índice de Figuras.....	xiii
Resumen.....	xv
Abstract.....	xvi
I.INTRODUCCIÓN	17
1.1. Realidad Problemática:	17
1.2. Trabajos previos:	19
1.2.1. Antecedentes internacionales:	19
1.2.2. Antecedentes nacionales:	22
1.3. Teorías relacionadas al tema:	22
1.3.1. Índice de daños:	22
1.3.2. Intensidad símica:	30
1.3.3. Daños Estructural:	34
1.4. Formulación del problema:	35
1.4.1. Problema general:	35
1.4.2. Problema específico:	35

1.5. Justificación del estudio:	35
1.5.1. Justificación teórica:	35
1.5.2. Justificación practica:	36
1.5.3. Justificación económica:	36
1.6. Hipótesis:	36
1.6.1. Hipótesis General:	36
1.6.2. Hipótesis Específicas:	36
1.7. Objetivos:	37
1.7.1. Objetivo General:	37
1.7.2. Objetivos Específicos:	37
II.. MÉTODOLOGÍA.....	37
2.1. Diseño de la investigación	37
2.1.1. Tipo de investigación	37
2.1.2. Según Finalidad	38
2.1.3. Nivel de la investigación	38
2.2. Variables y Operacionalización	39
2.2.1. Variables 1	39
2.2.2. Variables 2	39
2.3. Población, muestra y muestreo	41
2.3.1. Población	41
2.3.2. Muestra	41
2.3.3. Muestreo	42
2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez, confiabilidad	42

2.4.1. Técnicas de recolección de datos	42
2.4.2. Instrumentos de recolección de datos	42
2.4.3. Validez y Confiabilidad.....	44
2.5. Métodos de análisis de datos.....,	45
2.6. Aspectos administrativos	46
III. RESULTADOS	46
3.1. Condiciones generales de modelo arquetípico.....	46
3.2. Estudio de las edificaciones aporticadas típicas de Lima	47
3.2.1. Descripción de la edificaciones analizadas	47
3.2.2. Definición de las propiedades arquetípicas	56
3.2.3. Elección de Edificaciones modelos	66
3.3. Selección de Zona de estudio	67
3.4. Selección de registros sísmicos	68
3.5. Tratamiento y corrección de registros sísmicos	72
3.6. Descripción del modelo estructural	76
3.7. Modelo no lineal	89
3.8. Análisis sísmico no lineal	91
3.8.1. Análisis estático no lineal Push over	91
3.8.2. Comportamiento de columna	93
3.8.3. Análisis tiempo historia	95
3.9. Calculo de Índice de daño	100
3.9.1. Índice de Ductility radio.....	100
3.9.2. Índice de Park and Ang	107

IV.DISCUSIÓN.....	115
V. CONCLUSIONES	116
VI. RECOMENDACIONES	117
VII. REFERENCIAS	118
VIII. ANEXOS	128

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Escala de la Agencia Meteorológica de Japón (JMA).....	33
Tabla 2.2.2: Operacionalización de variables.....	39
Tabla 3.2.2.1.a. Cuadro de número de ejes estructurales en los tres sentidos	57
Tabla 3.2.2.1.b. Cuadro de número de ejes estructurales aislados.....	58
Tabla 3.2.2.1.c. Número de ejes estructurales del modelo arquétipo, además los eje aislados no representativos.....	58
Tabla 3.2.2.2.a. Cuadro de número de columnas con cada eje paralelo al eje “Y”.....	59
Tabla 3.2.2.2.b. Número de columnas por cada eje paralelo al eje “Y” considerado. (Considerando tres eje típicos resultantes de la tabla 2.2.1.c.)	60
Tabla 3.2.2.3.a. Espaciamientos en metros por cada eje paralelo a la dirección “Y”.....	61
Tabla 3.2.2.3.b. Porcentaje de espaciamientos con respecto al largo de la edificación por cada eje paralelo a la dirección “Y”.	62
Tabla 3.2.2.3.c. Cuadro de espaciamientos en metros, resultante de la normalización de los porcentajes hallados con respecto a un largo propuesto de 20 m.....	63
Tabla 3.2.2.4.a. Promedio de longitud de volados en ambas direcciones (“X” y “Y”), no se considera el volado perpendicular al eje “X”.....	63
Tabla 3.2.2.5 Promedio de altura del primer piso y entrepiso.....	64
Tabla 3.2.2.6.a. Modelo de distribución del modelo arquétipo propuesto.....	65
Tabla 3.2.2.6.b. Cuadros de concurrencia de área con vanos (vanos de escalera, ventilación y tragaluz), los números indica el condigo de las viviendas indicados en la tabla 2.2.5.a.....	66
Tabla 3.2.3.a. Ubicación de la altura selecciona de la edificación arquétipica.	67

Tabla 3.3.b. Porcentaje de área representativa por cada tipo de suelo de la ciudad de lima	68
Tabla 3.4.a. Sismos peruanos y ubicación.	70
Tabla 3.4.b. Sismo peruanos, base de datos y estación. Escala de Mercalli magnitud de movimiento (Mw).	70
Tabla 3.4.c. Sismos expresados en cm/s^2 , en función a g y en intensidad espectral.....	71
Tabla 3.4.e. Segmento del registro sísmico de lima 1974-1, con interpolación para hallar los valores correspondientes al periodo fundamental de la estructura en el eje “X”	72
Tabla 3.6.4.1.a. Sección resultante del predimensionamiento de las columnas más esforzadas gravitacionalmente.	85
Tabla. 3.6.4.2. Condiciones de borde para predimensionamiento de viguetas (E 0.60)	85
Tabla 3.6.6.a. Cuadro de metrado de cargas consideradas para el diseño.	87
Tabla 3.8.2.c. Desplazamiento último de columna en mm.....	95
Tabla 3.8.3.b. Relación de casos por modo.....	96
Tabla 3.8.3.c. Desplazamiento para cada tiempo del registro sísmico de la columna C1.....	97
Tabla 3.8.3.d. Desplazamiento máximo en columna 1	98
Tabla 3.8.3.e. Desplazamiento de las edificaciones de tres niveles.....	98
Tabla 3.8.3.f. Rotación en las rotulas de vigas, se muestra solo algunas vigas	99
Tabla 3.9.1.a. Índice de Ductility Ratio de columnas en edificaciones de tres niveles.....	101
Tabla 3.9.1.b. Índice de Ductility Ratio de pisos en la edificación de tres niveles.	102
Tabla 3.9.1.c. Índice de Ductility Ratio de toda la edificación de tres niveles.	105
Tabla 3.9.1.d. Índices de daño hallados, Ductility ratio.	105
Tabla 3.9.2.a. Propiedades de secciones empleadas en la edificación.	107
Tabla 3.9.2.b. Rotación en las vigas.	108
Tabla 3.9.2.c Índice de daño local en columnas.....	109
Tabla 3.9.2.d. Índice de Park and Ang de las columnas del edificio con tres pisos.	109

Tabla 3.9.2.e. Índice global de daño de Park and Ang de edificio con tres pisos.....	112
Tabla 3.9.2.f. Resumen de índice e intensidad sísmica calculada.....	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.4.2.4. Ficha de encuesta.....	44
Figura 3.2.1.1.a. Muestra E1.....	48
Figura 3.2.1.1.b. Muestra E2.....	48
Figura 3.2.1.1.c. Muestra E3.....	49
Figura 3.2.1.1.d. Muestra E4.....	49
Figura 3.2.1.1.e. Muestra E5.....	50
Figura 3.2.1.1.f. Muestra E6.....	50
Figura 3.2.1.1.g. Muestra E7.....	51
Figura 3.2.1.1.h. Muestra E08.....	51
Figura 3.2.1.1.i. Muestra E09.....	52
Figura 3.2.1.1.j. Muestra E10.....	52
Figura 3.2.1.1.k. Muestra E11.....	53
Figura 3.2.1.1.l. Muestra E12.....	53
Figura 3.2.1.1.m. Muestra E13.....	54
Figura 3.2.3.b. Modelo arquetípico de lima propuesto por el autor.....	67
Figura 3.3.b. Área referencia por cada zona de tipo de suelo, Cismid	68
Figura 3.4.d. Intercesión del espectro sísmico con el periodo fundamental de la estructura, para calcular la intensidad espectral.	72
Figura 3.5.3.a. Corrección por line base de (Hudson, 1979)	74
Figura 3.5.3.b. Comparación, de un mismo registro corregido por line base.....	74
Figura 3.5.3.c. Comparación, un mismo registro alterado intencionalmente para que presente error por line base.	74
Figura 3.5.4.a. Efectos de los ruidos de baja y alta frecuencia, externos al registro sísmico.....	75

Figura 3.5.4.b. Resistiros corregidos por línea base y filtros de ruido.....	76
Figura 3.6. Distribución de planta.....	77
Figura 3.6.3.1.a. Histéresis del concreto armado.....	81
Figura 3.6.3.1.b. Histéresis con cargas altas.....	81
Figura 3.6.3.1.c. Diagrama de esfuerzo deformación de concreto.....	82
Figura 3.6.3.2. Diagrama de esfuerzo deformación de acero de refuerzo.....	83
Figura 3.6.4.1. Áreas tributarias más críticas por cada tipo de columna.....	84
Figura 3.6.5.a. Diafragma rígido.....	87
Figura 3.6.5.b. Brazos rígido (0.50 %).....	87
Figura 3.6.6.b. Asignación de cargas en la estructura.....	88
Figura 3.6.7.a. Secciones de columnas.....	88
Figura 3.6.7.b. Secciones de vigas resultantes del diseño.....	89
Figura 3.7.2.a. Distribución de rotulas plástica.....	90
Figura 3.7.2.b. Distribución de rotulas plásticas en el modelo en análisis.....	90
Figura 3.8.1.a. Diagrama de tiempo aceleración de la carga de gravedad.....	91
Figura 3.8.1.b. Curva de capacidad del modelo arquétipico.....	92
Figura 3.8.2.a. Efectos de combinación carga axial y momento (Serrano,2001)	93
Figura 3.8.2.b. Estado de deformaciones en columna.....	94
Figura 3.8.3.a. Modos de deformaciones en entresijos.....	96
Figura 3.9.1.e. Índice de Ductility Ratio versus intensidad sísmica en PGA.....	106
Figura 3.9.1.f. Índice de Ductility Ratio versus intensidad sísmica espectral Sa (T1)	106
Figura 3.9.2.g. Índice de Park and Ang de versus intensidad sísmica PGA.....	113
Figura 3.9.2.h. Índice de Park and Ang de versus intensidad sísmica espectral Sa (T1).....	114

RESUMEN

El trabajo de investigación es el resultado de varios meses de esfuerzo, durante los cuales se estudió, analizó y calculó la correlación de la respuesta sísmica con el grado de daño en un modelo estructural arquetípico, el cual mediante su arquitectura representa a las edificaciones aporticadas de la ciudad de Lima. El autor analiza estadísticamente las características comunes de 30 edificaciones mediante un conjunto de formatos los cuales se usaron para crear el modelo analítico, el mismo que fue posteriormente diseñado bajo los parámetros de las normas peruanas E 0.30, E 0.60, E0.20. Así también se le realizó análisis no lineal con el objetivo de determinar los parámetros y variables que componen la formulación de los índices de daño y Determinar la correlación entre el índice de daño y la intensidad sísmica en una edificación aporticada, Lima 2017, se emplean 10 registros diferentes, obteniendo que el índice de daño de Park and Ang tiene una buena relación con la intensidad espectral y por lo tanto usar estas dos formulaciones es más conveniente en las edificaciones limeñas para poder estimar daños adecuadamente.

Palabras clave: Índices de daño, Intensidad sísmica, Arquetípico.

ABSTRACT

The research work is the result of several months of effort, during which the correlation of the seismic response with the degree of damage was studied, analyzed and calculated in an archetypal structural model, which through its architecture represents the contributed buildings of the city of lima. The author statistically analyzes the common characteristics of 30 buildings through a set of formats which were used to create the analytical model, which was later designed under the parameters of the Peruvian standards E 0.30, E 0.60, E0.20. Likewise, a non-linear analysis was carried out in order to determine the parameters and variables that make up the formulation of the damage indices and Determine the correlation between the damage index and the seismic intensity in a porched building, Lima 2017, 10 are used different records, obtaining that the Park and Ang damage index has a good relationship with the spectral intensity and therefore using these two formulations is more convenient in Lima buildings to be able to estimate damage properly.

Keywords: Damage indices, Seismic intensity, Archetypal.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática:

La ciudad de Lima, capital de la república peruana con más de 9 111 000 habitantes los cuales representan el 31.7% de la población peruana (INEI, 2017), está situada en la costa centro del país a las orillas del océano pacífico, ubicada también dentro del círculo de fuego y adyacente falla tectónica de subducción entre la placa de Nazca y la Sudamericana. En la actualidad el estudio de la ingeniería sísmo resistente presentan muchas dificultades en nuestro país, pues a pesar de ser un lugar con alto grado de sismicidad, los sismos no se vienen desarrollando continuamente. “los ultimo movimientos telúricos de mayor intensidad ocurridos en la zona de estudio son cuatro:

- En el año 1940, se produjo un sismo severo de 8.2, en el océano pacífico a 15 km al noreste de las islas hormigas que causo severos daños en las edificaciones.
- En 1966 se produjo un movimiento telúrico en el océano pacífico, frente a las costas de Huacho y Lima con una intensidad de 8.2, causando un maremoto que dejo 1800 heridos y 258 000 damnificados. Se pudo observar construcciones destruidas en los distritos de la molina, puente piedra y el Rímac.
- En 1974, se produjo un sismo en el oeste de la región central, en la costa sur de Lima, causando 252 muertos, 3600 heridos, 300 000 damnificados y un Tsunami en el callao.
- En 1993 se produjo un sismo de intensidad 6.4, en el centro del departamento de lima, causando más de 13 muertos, 200 heridos; y más de 480 familias damnificadas. (IISEE, 2017)

Adicionalmente a ello, son pocas e insostenibles las investigaciones en este campo con métodos experimentales debido a la inadecuada inversión por la investigación, ante ello no se conocen con exactitud o con un grado de certeza aceptable el comportamiento de las estructuras. En la actualidad Lima no presenta acciones sísmicas severas representativas desde el siglo XX (A. Muñoz, p.2) lo que genera un silencio sísmico y acumulación de energía que necesita ser liberada.

En esta problemática se ven involucrados la población limeña en general, los agente de construcción informal e formal, el sismo como agente de daño, además de los especialistas en desastre e ingenieros civiles, pues en la búsqueda del poder cuantificar e identificar los daños que afectan en primer orden a las estructuras y en segundo a las personas ,se han formulado métodos de desempeño sísmico ,los cuales dependen de otros métodos propuestos por ingenieros especialista que tiene como fin cuantificar el daño (índices de daño), los mismos quienes buscan encontrar la reacción de la estructura con los distintos niveles de perturbación sísmica, podemos tomar como una claro ejemplo anecdótico el suceso ocurrido durante el terremoto de Italia 2016 , Cuando uno de los dos campanarios de la capilla local fue la única estructura que sobrevivió casi intacta después del fuerte sismo (Telesur, 2016), lo que muestra que el comportamiento de edificaciones similar o no , son totalmente diferentes, pues las aceleraciones son diferente , el índice de daño de cada estructura es diferente e incluso el resultado por cada método de daño y la intensidad es diferente entre sí, por lo cual el desempeño de estas estructuras es variante.

Los enunciados descritos anteriormente, tiene como resultado de su interacción la incertidumbre del desempeño de las estructuras en la ciudad de lima, teniendo en cuenta los problemas descritos y la alteración que estos sufren de su estado original, además de la cuantificación de daños probables por los distintos métodos y las distintas formas de cuantificar la intensidad del sismo.

Por lo observado, Estos problemas muestran un panorama negativo en el rendimiento de las estructuras, pues la población limeña se encuentra vulneradle ante la inexactitud de los tantos métodos propuestos para cuantificar el grado de daño experimentado.

El problema detectado afecta a la población limeña, pues la variación entre los resultados puede perjudicar las decisiones que se toman durante los tres días de sismo y réplicas en edificaciones,

así como ocasionar la subestimación de la capacidad de respuesta y por ende la decisión de reforzar o evacuarla, lo que puede ocasionar el aumento progresivo de las víctimas, mayor número de estructuras por colapsar y muertes por responsabilidad directa.

Con la finalidad de contribuir en el estudio de las mencionadas variables, se plantea en la presente investigación, la cual busca y comparar los métodos mundialmente utilizados para así verificar el desempeño y efectividad de los resultados cuando se aplican en las edificaciones aporticadas ubicadas en la ciudad de lima.

1.2. Trabajos previos

En relación a las investigaciones a nivel internacional, se presenta algunos hallazgos relevantes, los cuales son:

1.2.1. Antecedentes Internacionales

1. R. Sinhay, S. Shiradhomkar (2012). *Seismic Damage Index for Classification of Structural Damage—Closing the Loop India*. Documento de investigación para obtener la calificación de ponente magistral en congreso internacional de ingeniería estructural. La mencionada investigación experimental, se realizó con una muestra de dos estructuras tomadas de ensayos provenientes de investigaciones referentes, el cual consta de una edificación de dos pisos y otra de seis pisos, estas muestras conforman el total de los modelos de estudio, se emplean. Los instrumentos están dados por Powell and Allahabadi (1988), Roufaiel and Meyer (1987), Wang and Shah (1987), Mehanny and Deierlein (2001), Colombo and Negro (2005), Park and Ang (1985), Niu and Ren (1966), los cuales luego de haber sido validados por los expertos y han pasado la prueba de confiabilidad y validez, El autor formula entre otras las siguientes conclusiones:

- a. En esta investigación se tuvo Como objetivo principal el estudiar la correlación que tiene el índice de daño con los métodos analíticos y el estado de daño para las dos estructuras modelo propuestas por el autor, estos modelos están sometidos a varias excitaciones sísmicas.

- b. El índice de daños Powell-Allahabadi basado en la deformación y El índice de daños por MFDR basado en la rigidez no consideran el daño acumulativo de vigas y los valores de los índices están dominados por el daño en las columnas.
- c. El ampliamente utilizado índice de daño Park y Ang cuantifica el daño como una combinación lineal de la máxima deformación y la energía histórica, por lo que se espera que considere la acumulación y Distribución de los daños en las vigas. Sin embargo, los índices Park y Ang, así como Niu y Ren no Muestran un aumento significativo en los valores del índice cuando los daños se concentran en vigas al final de 0,42 g y 0,3 g de excitaciones de base en los dos modelos propuestos respectivamente. De hecho, estos dos índices de daños combinados están dominados por el término de deformación.
- d. Se ve que la mayoría de los índices de daños predicen los estados de daños no dañados y de colapso de las edificaciones. Sin embargo, los índices de daño fallan para predecir el aumento gradual de los daños entre intactos a ligeros, moderados y extensos de daños. Puesto que después de un terremoto dañino, es muy probable que un gran número de Estos daños, se puede concluir que los índices de daños han sido considerados en este estudio, tienen aplicabilidad en la evaluación de estados de daño bajos y moderados usando métodos analíticos.
- e. Cuando ocurre un fallo completo, todos los índices de daños alcanzan cerca o exceden la unidad, excepto Índice de daños Mehanny-Deierlein.

2. A. Ghodrati, B. Mohebi & A. Yousefi (2012). *Seismic Damage Analysis of Tehran Using Damage Spectra*. Documento de investigación para obtener la calificación de ponente magistral en congreso internacional de ingeniería estructural 15WCEE. La mencionada investigación es de tipo experimental, se realizó con una muestra única, representada por una estructuras vial tomada de la ciudad de Teherán, una metropolitano, el cual representa el total de los modelos de estudio, para ello se emplearon varios modelos de un grados de libertad en la región, para hallar los índice de daño y posteriormente un espectro de daño utilizando el método Park y Ang, los cuales fueron

complementados con un análisis no lineal para el desplazamiento máximo, los instrumentos elaborados por autor de la investigación, los cuales fueron validados por los expertos y pasando la prueba de confiabilidad y validez, El autor formula entre otras la siguiente conclusiones.

- a. la metodología para predecir el daño en una región usando el análisis de daño sísmico probabilístico y se utiliza el método para predecir la cantidad de daño en las estructuras de RC en Teherán. Mediante el uso de los resultados de esta investigación es posible proporcionar más facilidades para las actividades post-terremoto en las regiones con más daños

3. Cosenza & Manfredi (2014). *Damage INDICES and damage measures*. Documento de investigación para obtener la calificación magistral en el congreso internacional de ingeniería estructural. La mencionada investigación es de tipo experimental, se realizó con una muestra conformada por de una estructura de un solo grado de libertad lineal sometida a ensayos, esta representa el total de los modelos de estudio, se emplearon sistemas computacionales analíticos para hallar los índice de daño y la respuesta de la estructura, estas fueron complementados con un análisis no lineal, se elaboraron por el autor de la investigación Y luego de a ver sido validadas por los expertos y pasando la prueba de confiabilidad y validez, El autor formula entre otras la siguiente conclusiones:

- a. El índice de daños es un tema muy complejo debido a la complejidad de la entrada sísmica y la fuerte influencia de la respuesta estructural.

4. Cao, Mahmud & Hamid (2011). *A new damage index for reinforced concrete structures subjected to seismic loads*. Documento de investigación para obtener la calificación magistral en el congreso internacional de ingeniería estructural. La mencionada investigación es de tipo experimental, se realizó con una muestra conformada por una elemento estructural (columna) de un solo grado de libertad lineal sometida a ensayos de desplazamiento cíclicos compulsivos y estimado en los valores de su daño (acumulativo y no acumulativos), el cual representa el total de

los modelos de estudio, Empleando sistemas computacionales analíticos para hallar los índice de daño y la respuesta de la estructura, los cuales fueron complementados con un análisis no lineal, estos instrumentos fueron elaborados por el autor de la investigación Y luego de a ver sido validadas por los expertos y pasando la prueba de confiabilidad y validez, El autor formula entre otras la siguiente conclusiones:

- a. La preocupación es la inclusión de las cargas cíclicas sobre los daños estructurales, Pang y Ang propusieron su formulación considerando esto, sin embargo, las metodologías no tienen límites superiores para el valor de índice de daño.

1.2.2. Antecedentes Nacionales

Con referencia a las investigaciones, informes, ensayos y proyectos científicos de diferentes fuentes nacionales, en este estudio no se han encontrado antecedente que cumplan con lo requerido para ser tomados como referencia.

1.3 Teorías relacionadas al tema

1.3.1. Índice de daños

Según V. Cao “et al.”, (2015) indica que las alteraciones sísmicas del terremoto ocasionan a menudo cierto nivel de daño a las estructuras, la cual se expresa generalmente usando un índice de daño (DI). (...). Si bien es cierto que no hay un rango universalmente aceptado para la magnitud de índice de daño, se logra medir en una escala propuesta por varios métodos. (p.1)

El citado autor define al índice de daño como aquel valor numérico que cuantifica la magnitud de la degradación que experimenta las propiedades de una estructura por efecto de las fuerzas cíclicas de orden sísmico. El índice de daño se puede medir en una escala de cero hasta la unidad, representado el término máximo el daño máximo en el cual se presenta el colapso y “0” el daño mínimo, es importante especificar que en el proceso de cálculo el índice puede salir numéricamente mayores a el valor tope superior.

Por otro lado, los índices de daño sísmico tienen otras aplicaciones debido a sus propiedades de predicción, esta puede ser empleadas para para generación de los índices de vulnerabilidad, generación de índice de edificaciones sometidas a fuerzas sísmicas y de ese modo definir e identificar prioridades en reforzamiento o desalojo de esas, también son aplicadas para ver el desempeño de una estructura ante diferentes niveles sísmicos.

Según Vielma, Barbat & Oller (2008) indica que los índices de daño sísmico proporcionan una Cuantificación del deterioro estructural. Se calculan a partir de la simulación numérica de estructuras con fuerzas laterales estáticas o dinámicas que representan fuerzas sísmicas. Dependiendo deL estado de carga, se han propuesto diversos índices de daños. Estos índices de daños incluyen en algunas de las características fundamentales de la respuesta no lineal de las estructuras sometidas. Algunos índices miden el daño sísmico global de una estructura de su daño local y otros daños de elementos individuales. (p.1)

El citado autor define al índice de daño sísmico como el factor que mide numéricamente el daño de una estructura y la degradación de su propiedad elástica entre otras, las cuales se calculan a través de modelos analíticos de los cuales resultan los índices de daño.

1.3.1.1. Clasificación de índices de daño

M. Mihai (2013) indica en su trabajo de investigación que los índices de daños se han clasificado por Kappos et al. (1992), Williams y Sexsmith, (1995), Hernández, (2007) entre otros ingenieros destacados, ello considerando su función, propiedades de los cuales abarca o a los que considera en su análisis, pueden ser clasificada por lo que analiza, se pueden definir dos derivadas, las cuales son índice local e índice global, esta se especifica a continuación. (p.110)

1.3.1.2. Índice de daño global

Según Mihaita Mihai (2013) indica que los índices globales de daños tienen en cuenta toda la estructura. Los índices globales de daños se calculan ponderando los índices locales o comparando las propiedades modales de la estructura antes y después de la acción sísmica. (p.114)

1.3.1.3. Índice de daño individual

El índice de daño individual es aquel que abarca un grupo de elementos de la estructura, el cual es analizado en conjunto por una característica en común. Luego son promediadas para general un índice global de la estructura.

1.3.1.4. Índice de daño local

El índice local analiza el daño producido en un miembro estructural a través de la respuesta ante las fuerzas externas, como la deformación, curvatura de rotación y esfuerzos. Estos índices se pueden sub clasificar como Acumulativa y no acumulativa.

1.3.1.5. No acumulativos

Según Jiang, Chen & Chen (2011) indica que “Los modelos de daño no acumulativo, no reflejan los efectos de los ciclos repetitivos que se produce bajo carga sísmica, pero siguen siendo ampliamente utilizados debido a su simplicidad. Actualmente se acepta que la energía disipada por las estructuras durante los terremotos tiene un efecto sobre el nivel del daño estructural.” (p.940)

El citado autor define los índices de daño no acumulativos como aquellos que no consideran el adicional de daño que genera los movimientos cíclicos, aunque estos índices son simples de emplear, no genera un resultado confiable debido a su mala precisión.

1.3.1.5. Índices Acumulativos

Los índices acumulativos están en función de la deformación acumulada e incorpora la energía historietica absorbida a causa de la Carga cíclicas aplicada, estos índices dependen del movimiento, las cargas, descargas y desgaste de los elementos.

1.3.1.6. Índices de daños formulados

1.3.1.6.1. Índice de Newmark and Rosenblueth (1971)

I. Villemure (1993) Su cálculo está basado en un facto de ductilidad cinemática en el estado de máximo daño, el colapso, para un desplazamiento máximo, esta es expresada en una curvatura, despreciando la cantidad de ciclos y la energía disipada. Este método no tiene una margen superior para los valores de incide de daño se puedan calcular. (p.8)

$$I_D = \frac{U_{max}}{U_y}$$

$U_{max} = \theta_m$ = Máximo desplazamiento del elemento durante el sismo.

U_y = Desplazamiento al límite de fluencia del elemento ante carga monotónica.

1.3.1.6.2. Índice Bracci et al (1989)

Safi & Soleymani (2013) indica que “Bracci et al. (...) Presentó un índice de daños basados en la relación entre tres parámetros, incluyendo el potencial de daño, daño de la fuerza y daño de deformación”. Es preciso resaltar que el presente índice no considera la rigidez, desplazamiento y la resistencia. (p.284)

$$I_D = \frac{\phi_{max} - \frac{M_{max}}{(EI)_{max}}}{\phi_u - \frac{M_u}{(EI)_u}}$$

$(EI)_{max} = \theta_m$ = La rigidez en descarga de la curvatura máxima alcanzada.

$(EI)_u = \theta_m$ = La rigidez en descarga asociada a la máxima capacidad a flexión.

ϕ_u = Curvatura última del elemento bajo carga monotónica.

ϕ_{max} = Curvatura máxima de la sección del elemento debido al sismo.

M_{max} = Momento flector máximo del elemento durante el sismo.

M_u = Momento último del elemento por carga monotónica

1.3.1.6.3. Índice de Park and Ang (1985)

V. Cao “et al.”, (2015) señala que el Índice Park y Ang se puede considerar un índice combinado, el cual toma en cuenta los daños debido a las máximas incursiones inelásticas y los daños debido a las historias de deformaciones dadas durante un sismo. (p.4)

El índice de Park y Ang se describe a través de las siguientes formulaciones.

$$ID_{PyA} = \frac{U_{max}}{U_{mon}} + \beta \left(\frac{E_H}{F_y \times U_{mon}} \right)$$

$$ID_{PyA} = \frac{\mu_{max}}{\mu_{mon}} + \beta \left(\frac{E_H}{F_y \times U_Y \times \mu_{mon}} \right)$$

$$ID_{PyA} = \frac{\theta_{max}}{\theta_{mon}} + \beta \left(\frac{E_H}{M_y \times \theta_{mon}} \right)$$

$$ID_{PyA} = \frac{\phi_{max} - \phi_y}{\phi_{mon} - \phi_y} + \beta \left(\frac{\int dE}{M_y \times \phi_u} \right)$$

Las formulaciones descritas están en función a las siguientes variables descritas por (I.G: Crafaleanu, 2012,p. 3)

$U_{max} = \theta_m$ = Máxima desplazamiento del elemento durante el sismo.

$U_y = \theta_m$ = Desplazamiento al límite de fluencia del elemento ante carga monotónica.

$U_{mon} = \theta_m$ = Desplazamiento al límite de fluencia por carga monotónica.

$\phi_{mon} = \theta_m$ = Curvatura máxima debido a fuerzas monotónicas.

$\phi_{max} = \theta_m =$ Curvatura máxima de la sección del elemento debido al sismo.

$\phi_y = \theta_m =$ Curvatura de fluencia de la sección del elemento.

$\phi_u = \theta_m =$ Curvatura máxima debido a fuerzas monotónicas.

$\theta_{max} = \theta_m =$ Máxima demanda de Rotación durante el movimiento sísmico.

$\theta_{mon} =$ Máxima capacidad de rotación del sistema bajo deformación lateral monotonía.

$F_Y =$ Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

$E_H =$ Energía hysteretica disipada

$M_y =$ Momento al límite de fluencia del elemento

$\beta =$ Parámetro experimental que depende de las características de la estructura.

$\theta_u = \mu_{max} = \frac{U_{max}}{U_y} =$ Ductilidad máxima del elemento durante el sismo

$\mu_{mon} = \frac{U_{mon}}{U_y} =$ Ductilidad del elemento debido a carga monolítica

$\int dE_h =$ Energía historietica por el elemento durante la historia de la respuesta.

El índice de Park and Ang para daño global se calcula de un promedio ponderado de los índices locales que conforman la estructura. Para el ponderado se mayor las zonas con mayores daños como añadir peso a los elemento que han disipado menor energía, la aplicación de este se puede promediar por plantas.

Para la formulación en análisis de elementos:

$$DI_{piso} = \sum (\lambda_i)_{comp} * (DI_i)_{comp}$$

$$(\lambda_i)_{componente} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{comp}$$

$$DI_{total} = \sum (\lambda_i)_{piso} * (DI_i)_{piso}$$

$$(\lambda_i)_{piso} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{piso}$$

E_i = Energía disipada del elemento del piso

$(DI_i)_{piso}$ = Índice de daño individual

DI_{total} = Índice de daño global

1.3.1.6.4. Índice de Modified Flexural Damage Ratio (MFDR)

S. Shiradhomkar y R. Simha (2007) menciona que Roufaiel y Meyer (1987) plantearon el presente índice no considerando la rigidez, desplazamiento, la resistencia y Basado en el momento de flexión máxima. (p.6)

$$MFDR = \frac{\frac{\phi_u}{M_{max}} - \frac{\phi_y}{M_{max}}}{\frac{\phi_u}{M_u} - \frac{\phi_y}{M_y}}$$

M_{max} = Momento máximo de elemento durante en sismo

M_u = Momento ultimo del elemento por carga monotónica

M_y = Momento de rendimiento

1.3.1.6.5. Índice de Powell y Allahabadi (1988)

V. Cao “et al.”, (2015) menciona que el método de Powell y Allahadadi se basa primordialmente en el periodo de la estructura, teniendo en consideración el efecto que tienen años de antigüedad en respuesta de la estructura, por lo que emplea una ecuación conocida como ablandamiento de la estructura, con el fin de regular sus propiedades. Este índice es para demostrar las fuerzas utilizadas y las sobrantes en por ciclo. (p.2)

$$D = \frac{\mu_{max} - 1}{\mu_u - 1}$$

$\mu_{max} = \frac{U_{max}}{U_y}$ =Ductilidad máxima del elemento durante el sismo

$\mu_{mon} = \frac{U_{mon}}{U_y}$ = Ductilidad del elemento debido a carga monolítica

1.3.1.6.6. Drift

V. Cao “et al.”, (2015) indica que el Índice que toma el desplazamiento lateral relativo máximo de los pisos producidos por una excitación sísmica. (p.2)

$$DI = \frac{\max(\Delta u)}{h}$$

Δu = Desplazamiento relativo máximo entre los pisos

h = Altura de entre piso

1.3.1.6.7. Índice de Banon, Biggs and Irvine.

H. Banon “et al.”, (2015) Índice basado en la flexibilidad de una estructura, esta fue modificada por el índice de Roufaiel and Meyer. (p.2)

$$DI = \frac{f_m - f_o}{f_u - f_o}$$

f_o = Flexibilidad de rendimiento

f_u = Flexibilidad secante a la carga final

f_m = Flexibilidad secante en una carga dada

1.3.1.6.8. FEMA 356

El FEMA 356 (2000, p. 12) clasifica los daños según los siguientes estados cuantificables, relacionando a la deriva y el estado de daño, como:

- **Very light:** cuando no hay deriva permanente, la rigidez y la resistencia se mantiene, los elementos pueden tener grietas.
- **Light:** cuando la desviación transitoria es mayor al 1% y no existe desviaciones permanentes.
- **Modérate:** cuando la desviación transitoria es menor al 2%, las derivas son permanente pero no pasan de 1%, la resistencia y la rigidez permanece con las capacidades originales en la estructura, pero económicamente irreparables.
- **Severe:** cuando hay derivas transitorias y permanentes menores al 4%

1.3.1.6.9. Índice de Mergos and Kappos (2009)

S. Shiradhomkar y R. Simha (2012) indican que el Índice que combina los efectos individuales de la flexión y el cizallamiento en índices individuales. (parr.4)

$$DI_{total} = 1 - (1 - D_{fl})^{\alpha} * (1 - D_{sh})^{\beta}$$

DF = Índice de flexión (que va desde 0 hasta el 1)

Dsh = Índice de Corte (que va desde 0 hasta el 1)

α y b = Son exponentes relacionados al índice de daño a flexión y daño por cizalladora.

1.3.2. Intensidad sísmica

1.3.2.1. Escalas de intensidad sísmica

1.3.2.1.1. Aceleración pico del sismo (PGA)

El parámetro de intensidad mencionado, es el más empleado más no es muy confiable.

Según C. Manfredi & E. Cosenza (2000) concluyen que “El examen de los eventos sísmicos registrados ha demostrado que los terremotos con un PGA muy grande no pueden producir

daños estructurales apreciables, mientras que los terremotos con un PGA muy bajo pueden producir un nivel inesperadamente alto de destrucción”. (p. 51)

1.3.2.1.4. Velocidad pico del sismo (PGV)

G. Alguacil (2011) indica que el parámetro de valoración de la intensidad con respecto a su velocidad (PGV) esta intensidad es una de la más confiable y al igual que la intensidad pico de aceleración es un parámetro instrumental. (p.45)

1.3.2.1.3. Desplazamiento pico del sismo (PGD)

N. Bastias (2016) Indica que la intensidad sísmica puede ser medida mediante la amplitud de los registros sísmicos, el PGD se proviene del máximo valor absoluto del trazo que realiza el acelerógrafo. (p.8)

1.3.2.1.4. Intensidad de Arias (IA)

D. Poblete (2008, p.8) menciona que la intensidad de Arias es un valor que cuantifica la capacidad de daño tomando la energía producida por el suelo en un sismo, las cuales se disipan en la estructura y se expresa por la siguiente formula:

$$IA_{ij} = \frac{\pi}{2g} \int_{t_0}^{t_0-D} a_i(t)a_j(t)dt$$

D = Duración del sismo

G = Gravedad

Ai , Aj = Amplitudes de aceleraciones ortogonales

1.3.2.1.5. Intensidad característica de Housner (SI)

R. Husid (1973) La intensidad característica de Housner o también la intensidad espectral de Housner es a través del área que se forma bajo la curva del espectro de respuesta

de velocidad considerando un amortiguamiento igual al 20% en los periodos 0.1 hasta el 2.5, dividido por el intervalo de periodo. (p.30)

$$I_h = \int_{0.1}^{2.5} S_v \left(\frac{c}{Cc}, \frac{2\pi}{T} \right) dT$$

S_v = Valor de la ordenada del espectro de pseudovelocidades

C/Cc = grado de amortiguado

T = periodo no amortiguado de la estructura

1.3.2.1.6. Velocidad absoluta acumulada (VCA)

T. Susagna (2012) Es una función relacionada con el daño estructural que abarca la amplitud del movimiento y los efectos acumulativos que provoca su duración. (p.218)

$$VCA = \int_0^t /a(t)/dt$$

1.3.2.1.6. Intensidad Cosenza & Manfredi (ID)

Manfredi & E. Cosenza (2000) En 1985 se generó un factor de ensayos de correlación con registros sísmicos de Chile, el cual considera el número de ciclos y el contenido de energía liberada. (p. 51)

1.3.2.1.7. Intensidad Sísmica de la agencia Meteorológica de Japón (JMA)

Y. Ishiyama (2000) En las instalaciones de la agencia meteorológica del país de Japón se creó una escala de intensidad, la cual adopta valores de uno a siete grados de intensidad, estas escalas de intensidades dependen de las condiciones de las construcciones analizadas, este, así como los anteriores es un método experimental. (p.145)

$$I_{JMA} = 2.0 * \log a_o + 0.94$$

Tabla N°1. Escala de la Agencia Meteorológica de Japón (JMA)

Escala JMA		Descripción	Max. Aceleración del terreno (gal)
		Registrado por	
0	No sentido	sismógrafos, pero no perceptible por humanos	Bajo 0.8
I	Ligero	Sentida por personas en reposo o personas especialmente sentidas a terremotos	0.8 – 2.5
II	Débil	Sentida por la mayoría de personas, ligero ruido de puertas y deslizamiento de puertas enrejadas, de paneles al estilo japonés	2.5 – 8.0
III	Algo	Vibración de casas y edificaciones, ruidos de puertas, candelabros y objetos suspendidos, movimiento ligero.	8.0 - 25
IV	Fuerte	Movimientos fuertes de las edificaciones, volcaduras de objetos.	25 - 80

V	Muy fuerte	Fisuras en los morteros de las paredes, volcadura de objeto y estructuras de barro.	80 - 250
VI	Desastroso	Colapso de un 30% de edificaciones de madera, deslizamiento de terreno	250 - 400
VII	Ruinoso	Colapso de más de 30%	Sobre 400

Fuente: Elaboración Propia

1.3.3. Daño Estructural

Según la Real Academia Española (2005), la palabra Daño proviene del latín *damnum* y está vinculada al verbo que se define científicamente como perjuicio, molestia o dolor.

En la ingeniería de materiales el daño se expresa con falla o trituración la cual ocasiona la pérdida, degradación, disminución o deterioro de las propiedades intrínsecas del elemento. Esta puede ser ocasionada por fenómenos o alteraciones químicas y/o físicas como la aceleración cíclica de un sismo hasta la comprensión de las cargas gravitacionales

Los efectos generalmente se relacionan con las deformaciones irreversibles (generadas en el rango no lineal, esta se forma por diferentes tipos de daño que interactúan en conjunto sobre una estructura.

El daño estructural es la degradación de uno más elementos de la estructura correspondiente a las capacidades de resistencia, así como a su periodo de vibración y amortiguamiento ocasionados en una alteración en las fuerzas que interactúan con dicha estructura. El estado de daño es cuantificable y es un factor determinante en la toma de decisiones después de sismo, eso debido a

que puede altera el comportamiento y las características del elemento expuesto, esta acción es valorada a través del monitoreo de salud estructural que es parte de las dinámicas experimentales para generar diagnósticos de daño.

1.4. Formulación del problema

1.4.1. Problema general

¿Cuál es la correlación que existe entre el índice de daño y la intensidad sísmica en una edificación aporticada, Lima 2017?

1.4.2. Problemas específicos:

¿Cuál es la correlación que existe entre el índice de daño Ductility Ratio y la intensidad sísmica de Aceleración pico del sismo (PGA) en una edificación aporticada, Lima 2017?

¿Cuál es la correlación que existe entre el índice de daño Ductility Ratio y la intensidad sísmica espectral ($S_a(T_1)$) en una edificación aporticada, Lima 2017?

¿Cuál es la correlación que existe entre el índice de daño Park y Ang y la intensidad sísmica de Aceleración pico del sismo (PGA) en una edificación aporticada, Lima 2017?

¿Cuál es la correlación que existe entre el índice de daño Park y Ang y las intensidades sísmicas espectral ($S_a(T_1)$) en una edificación aporticada, Lima 2017?

1.5. Justificación del estudio

1.5.1. Justificación Teórica

Según F. Collado (2000; p.105) indica que la justificación teórica es la razón, motivos y criterios por las cuales se emprende una investigación, esta puede descartar o aprobar aspectos teóricos referentes a las variables.

Por lo consiguiente la justificación teórica de la variable 1 y 2, está fundada en la difusión modelo teórico de las variables descritas y los efectos que se produce cuando son

aplicados en la ciudad de lima. Además de ello lograr resalta las diferencias en los resultados que se obtiene aplicando los cuatro índices mencionados en la investigación.

1.5.2. Justificación Práctica

Según F. Collado (2000; p.40) indica que la justificación practica es la razón por la cual la investigación es una propuesta importante que ayudara en la solución de problemas o en la toma de decisiones.

Por lo consiguiente la justificación práctica del presente proyecto consiste en el poder contribuir con los valores del índice de daño referenciales para las edificaciones modelos en la ciudad de lima, los cuales fueron propuestos por el autor. Además de fijar el método de cálculo e índice de daño que funcione con mayor eficiencia en la ciudad de lima.

1.5.3. Justificación Económica

Disminuir las pérdidas económicas producto del colapso de las estructuras, además de contribuir a reducir el costo de las reparaciones a través de la puntualización de los daños sufridos.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis general

Existe correlación directa entre el índice de daño y la intensidad sísmica en una edificación aporticada, Lima 2017.

1.6.2. Hipótesis específicas

Existe correlación directa entre el índice de daño Ductility Ratio y la intensidad sísmica Aceleración pico del sismo (PGA) en una edificación aporticada, Lima 2017.

Existe correlación directa entre el índice de daño Ductility Ratio y la intensidad sísmica espectral ($S_a(T_1)$) en una edificación aporticada, Lima 2017.

Existe correlación directa entre el índice de daño Park y Ang y la intensidad sísmica de Aceleración pico del sismo (PGA) en una edificación aporticada, Lima 2017.

Existe correlación directa entre el índice de daño Park y Ang y las intensidades sísmicas espectral ($S_a(T_1)$) en una edificación aporticada, Lima 2017.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivos generales

Determinar la correlación entre el índice de daño y la intensidad sísmica en una edificación aporticada, Lima 2017.

1.7.2. Objetivos específicos

Determinar la correlación entre el índice de daño Ductility Ratio y la intensidad sísmica Aceleración pico del sismo (PGA) en una edificación aporticada, Lima 2017.

Determinar la correlación entre el índice de daño Ductility Ratio y la intensidad sísmica espectral ($S_a(T_1)$) en una edificación aporticada, Lima 2017.

Determinar la correlación entre el índice de daño Park y Ang y la intensidad sísmica de Aceleración pico del sismo (PGA) en una edificación aporticada, Lima 2017.

Determinar la correlación entre el índice de daño Park y Ang y las intensidades sísmicas espectral ($S_a(T_1)$) en una edificación aporticada, Lima 2017.

II. METODOLOGIA

2.1. Diseño de la investigación

2.1.1. Tipo de investigación

Según C. Rodríguez (2010, p. 1) indica que la investigación cuantitativa, tiene como objetivo establecer interacciones causales que supongan una explicación del objetivo en estudio, a este tipo

de investigación le interesa lo particular, utiliza la estadística como herramienta de básica de análisis de datos.

Por lo mencionado por Rodríguez, podemos mencionar al tipo de investigación como una investigación cuantitativa.

2.1.2. Según su finalidad

La investigación también puede ser clasificada según su finalidad como:

Según C. Rodríguez (2010; p, 3) indica que la investigación clasificada como aplicativa o activa, tiene como finalidad principal dar solución a problemas prácticos transformar las condiciones o actos y mejorar la calidad. Y como fin secundario aportar conocimientos teóricos.

Tomando en cuenta lo mencionado por el autor. El presente trabajo de investigación se considera una investigación aplicativa.

2.1.3. Nivel de investigación

Según E. Cortés (2004; p.21) indica que Los estudios correlacionales tienen como propósito evaluar la relación que existe entre dos o más conceptos, categorías o variables. En el caso de estudios correlacionales cuantitativos se mide el grado de relación entre dos o más variables que intervienen en el estudio para luego medir y analizar esas correlaciones y evaluar sus resultados.

Ante la descripción del autor E. Cortes, se atribuye de acuerdo a las características del presente proyecto de investigación como un estudio de tipo correlacional, pues estudia la relación que existe la intensidad sísmica y el índice de daño en la ciudad de Lima.

2.2. Variables y Operacionalización

2.2.1. Variable 1

La variable 1 = Intensidad sísmica es una variable independiente, Cuantitativa, y colectiva.

Compatible con el tipo de escala Razón

2.2.2. Variable 2

La variable 2 = índice de daño sísmico es una variable dependiente, Cuantitativa, y multidireccional.

Compatible con el tipo de escala Razón

Por lo anteriormente definido se mencionan los conceptos referentes usados para la clasificación de las variables 1 y 2.

Según G. Arias (2012; p.45) define a la variable independiente como aquella variable que sufre alteraciones por causa de la variable independiente y a la variable cualitativa cuando los valores son numerosos.

Y para la sustentación de la escala, se presenta la siguiente definición teórica:

Según G. Orlandoni (2010; P. 246) indica que la escala de razón es la escala más completa, pues posee el cero absoluto, como valor que reprenda la ausencia total de la magnitud que está midiendo. Un ejemplo de esta escala es la longitud, masa, peso.

Tabla 2.2.2. Operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	ESCALA
INTENSIDAD SÍSMICA	M. Astroza (2012, p.107) “La intensidad sísmica es una medida cuantificable instrumental o no de los efectos que	Mr. Ezla, y parlogiotipla (2014, p.25) Definición de (...) Medida de Intensidad de Movimiento en	Pico de aceleración del suelo (PGA) intensidades sísmicas de densidad	Racional

ÍNDICE DE DAÑO	ocasiona el movimiento del suelo en los objetos”.	Tierra que debe captar las características importantes del movimiento del sísmico que afecta la respuesta de la estructura y los componentes no estructurales. La intensidad puede ser un parámetro de movimiento en tierra tal como la aceleración máxima del terreno o la cantidad de respuesta.	energía (Sa(T1))	Ductility ratio	Racional
	L. Gonzaga (2003,p.20) es el valor numérico que expresa el grado de degradación causado por los fenómenos cíclicos sobre las estructuras	L. Gonzaga (2003,p.11) cita a el autor Dolce (1995, p.23) el cual indica que el índice de daño es un valor que Cuantifica la respuesta calculada a partir del análisis de un modelo mecánico para un grupo de	Park and Ang (1985)	Racional	

movimientos
sísmicos, el cual
representa el grado
de daño sufrido
por un miembro
y/o toda la
estructura.

Fuente: Elaboración Propia

2.3. Población y muestra

2.3.1. Población

Según R. Hernández (2010; p.174) define a la población o universo de estudio como el conjunto de todos los casos o elementos que tiene un lugar, característica o cualidad en común.

Por lo consiguiente el universo poblacional está limitada por las edificaciones aporticadas de la ciudad de Lima.

2.3.2. Muestra

Según E. Cortés (2004; p.174) define como un tipo de muestra, las muestra no probabilística o también conocida como dirigida, este tipo de muestra es un grupo de en la cual se eligen los elementos, sin depender de la probabilidad, si no de las cualidades afines a la investigación.

En la presente investigación, la muestra es de carácter no probabilística ó dirigida.

Considerando lo anteriormente mencionado, el tamaño de la muestra estará compuesto de una estructura de un modelo propuesto por el autor, debido a su uso común en la ciudad de Lima, cuyas propiedades y respuestas corresponden a una estructura aporticada.

2.3.3. Muestreo

Según R. Hernández (2010; p.98) indica que el muestreo no depende de las probabilidades y se realiza basado al juicio del investigados, quien puede actuar de arbitraria o intencionalmente es el muestreo no probabilístico

Además, el muestreo es no probabilista intencional si es que la muestra es seleccionada a criterio de autor por contemplar las características adecuadas para el estudio.

Por ende, el muestreo empleado es intencional, no probabilístico

2.4. Técnicas e instrumentación de recolección de datos, validez y confiabilidad

2.4.1. Técnicas de recolección de datos

Según Méndez (1999; p.143) define a la técnica de recolección de datos e información, como los actos o documentos que el investigado analiza o usa para estar informado o tener los datos suficientes para la investigación.

En esta búsqueda de los datos que se requieren para poder resolver los problemas planteados, emplear, tomando en cuenta el sustento de Méndez, las siguientes técnicas:

- Análisis sísmico no lineal tiempo historia
- Análisis y filtros de registros sísmicos
- Análisis no lineal estático Push over
- Análisis arquetípico de edificaciones

2.4.2. Instrumento de recolección de datos

Según G. Arias (2012; p.54) indica que el instrumento de recolecciones datos es cualquier recurso, forma y/o dispositivo sea digital o físico, el cual se emplee para obtener, calcular, registrar o almacenar la información.

Consecuentemente con lo descrito por el autor, la información que se obtuvo, fue a través de programas matriciales que ayudan al proceso de análisis y verificación de esfuerzos, los cuales son descritos a continuación:

2.4.2.1. ETABS v16 – CSI

ETABS es un software de cálculo estructural revolucionario e innovador que analiza y Dimensiona edificios, este programa es resultado de cuarenta años de investigación y desarrollo contante, contemplando herramientas de visualización y enderezado 3D, análisis no lineal e informes detallados del cálculo.

2.4.2.2. Seismosignal

Seismosignal es una aplicación que puede ajustar las aceleraciones de los registros sísmicos con el fin de que puedan coincidir con el espectro de respuesta objetivo, este programa emplea el algoritmo de wavelets.

2.4.2.3. Base de datos de resistiros sísmicos REDACIS – CISMID además de registros internacionales.

Empleada para acceder a los registros sísmicos registrado por los acelerogramas distribuidos en el Perú.

2.4.2.4. Fichas de encuesta

Se idealizo una ficha de encuesta para recolectar la información proporcionada o identificada de las viviendas aporticadas que fueron seleccionadas para el presente estudio, en ellas se almacena la siguiente información vital para el análisis.

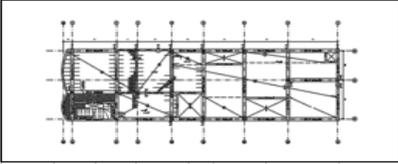
1. Nombre y código asignado a la estructura
2. Número de pisos
3. Ubicación
4. Altura del primer nivel y niveles típicos

5. Sistema y distribución estructural
6. Uso
7. Dimensiones de elementos estructurales

FICHA DE EDIFICACION MUESTRA

Nombre de edificio:					
Vigencia de Dimensiones:					
Código:					
Número de pisos:					
Dirección:					
Distrito:			San Martín de Porres		
Altura del 1° piso:			3.25 m		
Altura típica:			2.75 m		
Profundidad de planta:			8.8 m		
Fecha de levantamiento:					
Uso:					

Eje X	Spanning [m]	H' [m]	Eje Y	Spanning [m]	H' [m]
A	8.88	8	1	8	8
B	2.38	2	2	4.4	8
C	4.45	8	3	2	2
D	2.45	7	4	3.15	2
E	-	-	5	2.55	2
F	-	-	6	3.8	2
-	-	-	7	4.85	8
-	-	-	8	4.4	8
-	-	-	9	-	-
-	-	-	10	-	-
-	-	-	11	-	-



Haga clic para agregar pie de página

Figura 2.4.2.4. Ficha de encuesta Fuente: Elaboración propia

2.4.3. Validación y confiabilidad

Según M. Iidefonso (2003; p. 22) indica que todo instrumento de recolección de datos debe ser validado. Teniendo en cuenta la validez como el acto en donde se elabora un instrumento que se puede aplicar con confiabilidad obteniendo resultados veros, y que si se aplica varias veces se obtiene el mismo resultado.

Con lo anteriormente mencionado, se considera para este trabajo de investigación que los programas empleado serán correctamente evaluado y validados, comprobando su efectividad con modelos similares a través de una cita.

Por lo descrito, se menciona las validaciones realizadas en los siguientes instrumentos:

La validación para el análisis Tiempo historia del programa ETABS, está dada por Computers y Structure Inc (2016, p.451) que indica que el método no lineal del tiempo historia es realizado con el Fast Nonlinear Analisis (FNA), el cual es completamente confiable, altamente exacto y muy eficiente. Este método es empleado en estructuras lineales, pero también para no lineales con ciertos límites, por ello enfoca lo no línea en las conexiones. Su exactitud es mayor cuando se usa con los modos apropiados.

2.5. Métodos de análisis de datos

Primero se elaboró una base de datos de las intensidades sísmicas registradas en el lugar de estudio. En donde se guardaron las propiedades de todos los registros obtenidos:

Se analiza los registros sísmicos recolectados y se disgrega los datos para el análisis.

Con la ayuda del programa Seismosignal, calibramos los registros sísmicos que requieran ser calibrados, con el fin de hacerlos compatibles para el análisis tiempo historia.

Se realizó un estudio estadístico de un grupo representativo de las edificaciones aporticadas Limeñas.

Se modela la estructura propuesta por el autor en el programa ETABS.

Se aplica las cargas gravitacionales a la estructura en análisis.

Se diseñó la edificación arquétipica con la normativa peruana E0.20, E 0.30 y E0.60.

Se introduce al ETABS los registros sísmicos ya escalado con anterioridad (mencionado en el paso 4).

Se realiza el análisis sísmico tiempo historia con el registro seleccionado.

Se realiza el análisis sísmico estático no lineal Push over

Se analizan las respuestas obtenidas de los programas de cálculo.

Se calcula a través de hojas de cálculo los índices de daño especificados en la presente investigación

Se generan los gráficos comparativos de los variables para elaboración del borrador de investigación.

Finalmente se realiza el análisis de los resultados.

2.6. Aspectos administrativos

Según G.Arias (1997) indica que los aspectos administrativos de la investigación son una breve descripción en términos cuantificables de los recursos, tiempo y costo que se requiere para desarrollar y ejecutar la investigación. (p. 122)

Por lo mencionado, se presenta los metrados de recursos, presupuesto y el protocolo de investigación para la administración de costo y tiempo

III. RESULTADOS

3.1. Condiciones Generales del modelo arquetípico

El presente estudio busca como primer objetivo de análisis, calcular el índice de daño en un modelo arquetípico de la ciudad de Lima, para ello se identifican los parámetros y agentes que intervienen en la cuantificación del daño y la relación que mantiene esta con las estructuras incluyendo las condiciones externas de Lima

Se observan tres factores importantes los cuales se describe como:

a. Tipología de Edificación

Este factor comprende la identificación, cuantificación y modelación de la demanda arquitectónica, las costumbres constructivas, las estructuraciones típicas y cargas normativas de la zona que se realizan en una edificación apartico de la ciudad del Lima.

b. Sismicidad y Peligro sísmico

Este factor contempla la característica típica del historial sísmico, las condiciones de falla, la velocidad de propagación y el tratamiento de las señales sísmicas.

c. Condiciones externas

Este factor refiere al estudio y aplicación de las condiciones externas, tales como el tipo de suelo.

Para un mejor análisis de estos factores, se presentan en los siguientes párrafos los estudios y análisis realizados.

3.2. Estudio de las edificaciones aporticadas Típicas en lima

3.2.1. Descripción de la edificación en análisis

En la presente investigación se realizó un análisis estadístico de sensibilidad con el objetivo de definir un modelo representativo, el cual abarca todas las viviendas de sistemas aporticado en la ciudad de lima. Para alcanzar este propósito se emplearon fichas de recolección y solicitudes formales a través de los cuales se obtuvo importante información sobre las características típicas, geométricas, arquitectónicas y de configuración estructural de dichas edificaciones, adicionalmente a ello se cuantificaron la irregularidad y dificultades de configuración comunes observadas en las mencionadas estructuras. (Fig. 2.1 Distribución de planta)

3.2.1.1. Muestra de viviendas aporticadas

En concordancia con el título en donde se limita el lugar de estudio, se emprendió la recolección de información a través de los planos, solicitudes y fichas mencionadas. Con lo cual se logró recolectar los caracteres requeridos de 25 edificaciones con el mismo uso o usos similares, las cuales se muestra a continuación.

Edificación aporticada de uso residencial, ubicada en el distrito de San Martín de Porres, que presenta un volado que fue validado por un área cuadrada.

Eje X	Espaciamento entre ejes (m)	Nº columna
A	0.00	8
B	2.90	2
C	1.15	3
D	2.65	7

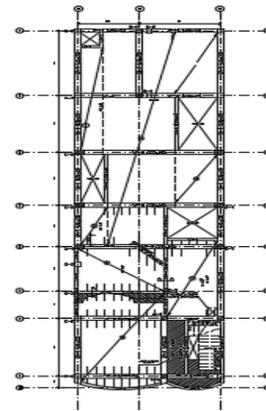


Figura 3.2.1.1.a. Muestra E1

Fuente: Elaboración propia

Vivienda Multifamiliar Villa norte

Edificación aporticada de uso residencial, ubicada en el distrito de Los Olivos, que presenta un Volados y varios huecos en la losa.

Eje X	Espaciamento entre ejes (m)	Nº columna
A	0.00	8
B	2.90	2
C	1.15	3
D	2.65	7

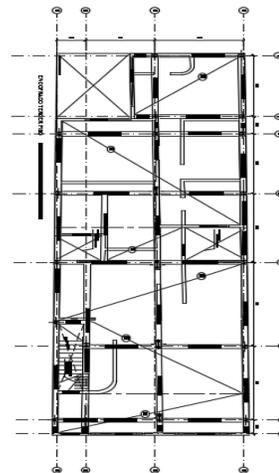


Figura 3.2.1.1.b. Muestra E2

Fuente: Elaboración propia

Vivienda Ampliación

Edificación aporticada de uso residencial, ubicada en el distrito de San Martín de Porres, que presenta un entrante en la esquina pronunciada.

Eje X	Espaciamiento entre ejes (m)	Nº columna
A	0	7
B	4.06	4
C	3.71	7

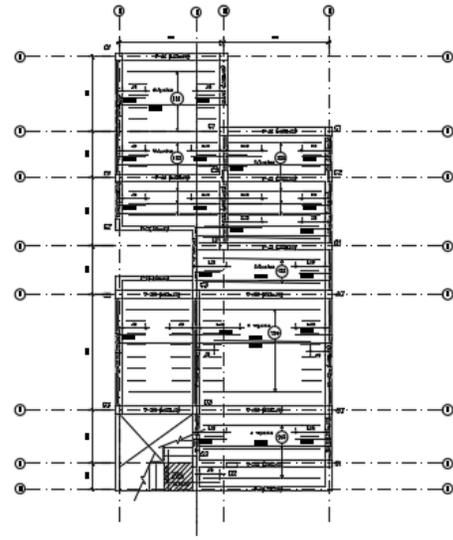


Figura 3.2.1.1.c. Muestra E3

Fuente: Elaboración propia

Vivienda Multifamiliar Carlos

Edificación aporticada de uso residencial, ubicada en el distrito de La Molina, que presenta un entrante en la esquina.

Eje X	Espaciamiento entre ejes (m)	Nº columna
A	0.00	6
B	3.63	5
C	3.63	5

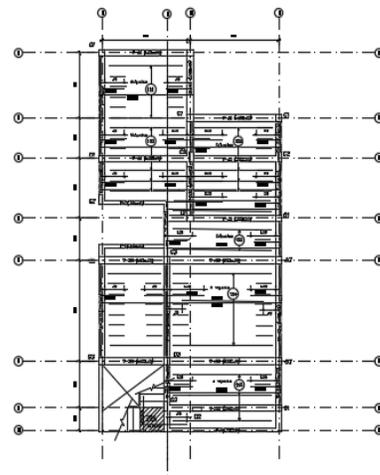


Figura 3.2.1.1.d. Muestra E4

Fuente: Elaboración propia

Vivienda Bifamiliar San Remo II

Edificación de uso residencial- comercial, ubicada en Los olivos, que presenta un entrante en la esquina pronunciada un volado que se validó en un área cuadrada

Eje X	Espaciamiento entre ejes (m)	Nº columna
A	0.00	5
B	2.48	4
C	4.13	5

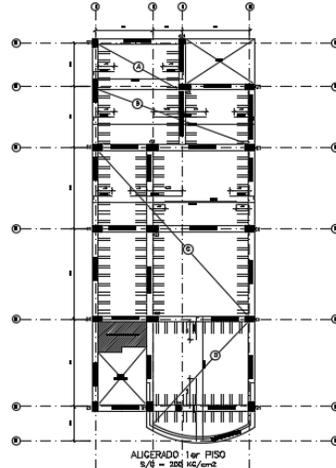


Figura 3.2.1.1.e. Muestra E5

Fuente: Elaboración propia

Vivienda Jorge La china

Edificación aporricada de uso residencial, ubicada en el distrito de Independencia, que presenta un entrante en la esquina pronunciada.

Eje X	Espaciamiento entre ejes (m)	Nº columna
A	0.00	3
B	5.18	6
C	4.58	7

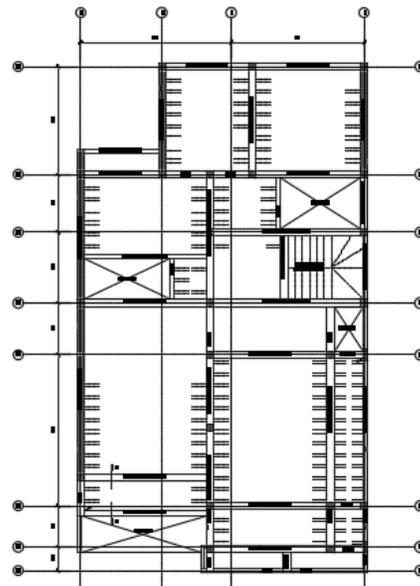


Figura 3.2.1.1.f. Muestra E6

Fuente: Elaboración propia

Vivienda unifamiliar Henrios

Edificación aporticada de uso residencial, ubicada en el distrito de Comas, que presenta dos escaleras e irregularidades en su configuración estructural

Eje X	Espaciamiento entre ejes (m)	Nº columna
A	0.00	8
B	2.58	6
C	1.23	5
D	5.36	6

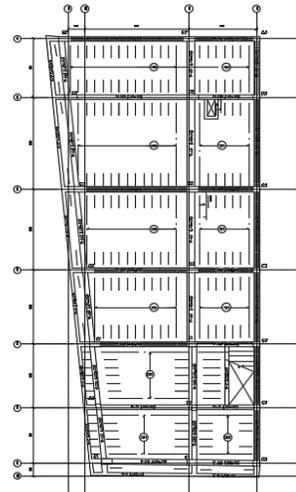


Figura 3.2.1.1.g. Muestra E7

Fuente: Elaboración Propia

Vivienda Comercial Luz

Edificación aporticada de uso residencial, ubicada en el distrito de Comas, que presenta un entrante, una inclinación en el eje extremo y un volado de los dos sentidos que también fueron cualificados.

Eje X	Espaciamiento entre ejes (m)	Nº columna
A	0.00	6
B	5.06	6
C	3.30	6

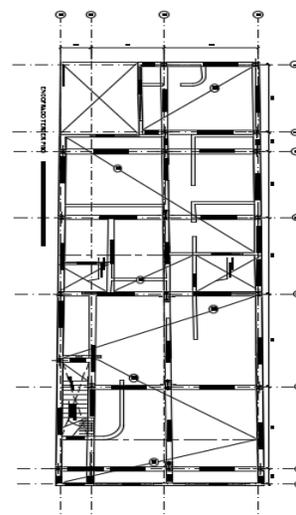


Figura 3.2.1.1.h. Muestra E08

Fuente: Elaboración Propia

Vivienda unifamiliar Víctor Hugo

Edificación aporticada de uso residencial, que presenta dos entrantes en la esquina pronunciada.

Eje X	Espaciamiento entre ejes (m)	Nº columna
A	0.00	7
B	5.34	6
C	3.96	7

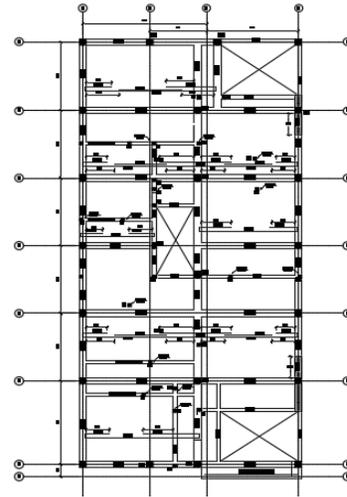


Figura 3.2.1.1.i. Muestra E09

Fuente: Elaboración Propia

Casa el Maestro

Edificación aporticada de uso residencial educativo, que no presenta irregularidades ni en planta ni en elevación.

Eje X	Espaciamiento entre ejes (m)	Nº columna
A	0.00	11
B	4.72	11
C	4.89	11
D	4.72	11

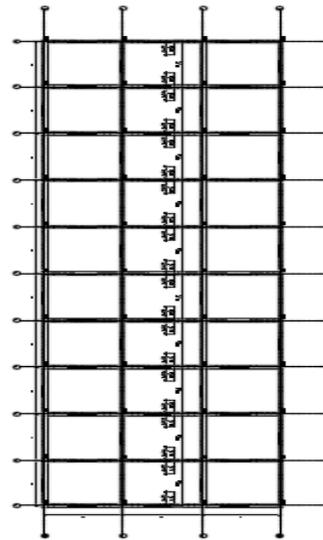


Figura 3.2.1.1.j. Muestra E10

Fuente: Elaboración Propia

Vivienda Comercial Aliaga

Edificación aporricada de uso Comercial, ubicado en el distrito de San Martin de Porres, que presenta un gran hueco en la parte central de la estructura.

Eje X	Espaciamiento entre ejes (m)	N° columna
A	0	6
B	5.65	5
C	3.85	6

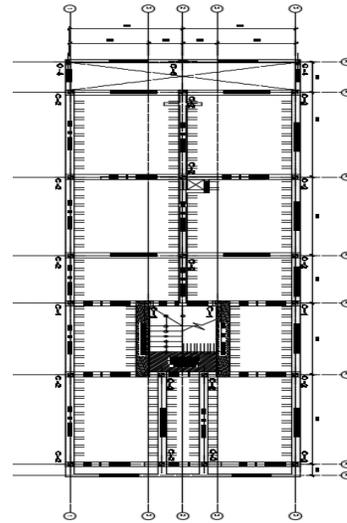


Figura 3.2.1.1.k. Muestra E11

Fuente: Elaboración Propia

Vivienda Familiar Covoings

Edificación aporricada de uso residencial, ubicada en el distrito de San Martin de Porres.

Eje X	Espaciamiento entre ejes (m)	N° columna
A	0	7
B	6.52	6
C	8.99	7

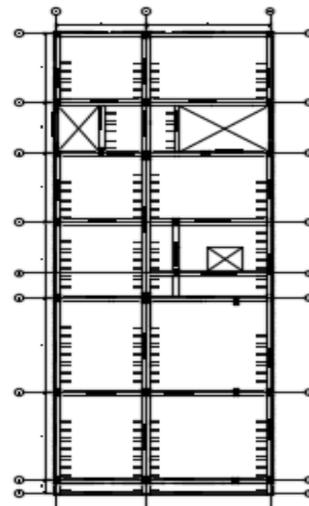


Figura 3.2.1.1.l. Muestra E12

Fuente: Elaboración Propia

Vivienda Isabel Cáceres

Edificación aporricada de uso residencial, ubicada en el distrito de Ventanilla, que presenta un entrante en la esquina pronunciada.

Eje X	Espaciamiento entre ejes (m)	Nº columna
A	0	6
B	3.15	7
C	1.35	7
D	3.25	7

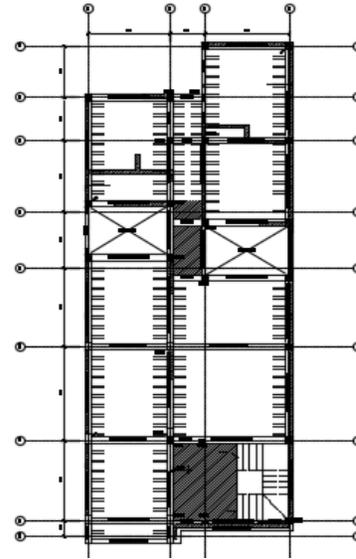


Figura 3.2.1.1.m. Muestra E13

Fuente: Elaboración Propia

Por lo consiguiente se decidió emplear un método analítico que permita simular adecuadamente las características y el comportamiento sísmico de las edificaciones típicas recolectadas de la data generados por el autor, estas se pueden clasificar en dos.

3.2.1.2. Análisis arquetípicos

Arkon (2003) en busca de modelar adecuadamente sus muestras en base a algunos patrones encontrados, describe los modelos arquetípicos como modelos que representan un mecanismo básico para organizar, resumir estructurar y generalizar en el mundo, uno de sus aspectos es que existe variabilidad natural para adaptarse a contextos culturales específicos mientras que su semántica central permanece fija. Un ejemplo claro de estos modelos se refleja en el comercio, el precio siempre está asociado de alguna manera con el producto, pero este se altera dependiendo el contexto.

Otro ejemplo relacionado a la investigación, se puede definir cuándo se emplea en las viviendas de sistemas apórticos comúnmente la colocación de albañilería inconscientemente adosada a la estructura, ubicadas en sus ejes extremos, en esta acción se aprecia la relación directa que hay en el tipo de uso y la configuración estructural, pero la respuesta de estas pueden variar debido al contexto, que en este caso está definida por el material, el tipo de estructura interna, propiedades de la unidad de albañilería empleada y sus Dimensiones.

3.2.1.3.. Análisis paramétricos

Thomas (2011) menciona que el método paramétrico, se define como la identificación de los parámetros o muestras de condiciones las cuales se deriva una estructura teórica, esta identificación está guiada por los criterios de elección de propiedades, Esto puede ser de referencia a una asociación de existencia inversa o directamente proporcional, además de caracteres similares en muestras similares, estos criterios de identificación paramétricos se desarrollan adecuadamente en la publicación de *ECONOMETRICA* de Thomas el cual clasifica en una Identificación global y una identificación local, a los distintos criterios que emplean en la investigación.

En esta investigación se adopta el método de análisis estadísticos, Arquetípico, considerando el siguiente:

Teniendo en cuenta el objetivo de la investigación, la cual busca en segunda instancia definir el comportamiento de la estructura diseñada en base al requerimiento arquitectónico y no edificaciones ya existentes con propiedades alteradas en el tiempo, se comprende que no se requiere los parámetros de respuesta estructural, sino las condiciones y con ellos se puede establecer un diseño estructural propuesto por el autor.

3.2.2. Definición de las propiedades arquetípicas

La agenda de esta investigación comienza por captar adecuadamente las características arquetípicas en la edificación mencionadas, para lo cual fue necesario considerar los siguientes caracteres típicos, como:

- Cantidad de ejes en la dirección “X” (dirección paralela a la fachada de las edificaciones modelos considerados).
- Cantidad de ejes en la dirección “Y” ((dirección perpendicular a la fachada de las edificaciones modelos considerados).
- Número de columnas por eje en la dirección “Y” y “X”
- Espaciamiento entre los ejes estructurales paralelos a el eje “Y”
- Dimensión promedio de los lados de las edificaciones
- Dimensiones de volado
- Cantidad de hueco, entrantes e irregularidades en las losas
- Ubicación de las aberturas
- Distribución típica de la arquitectura

En los posteriores párrafos se analizó y cuantifico las propiedades anteriormente descritas y en conjunto se idealizó el modelo arquetípico a emplear en el presente estudio.

3.2.2.1. Cantidad de ejes en la dirección “X” y “Y”

Una vez identificado los caracteres a cuantificar, se elaboró una hoja de cálculo que nos permitió realizar un cálculo estadístico para conseguir idealizar un modelo derivado de las 23 muestras representativas, en la primera etapa se análisis la cantidad de ejes en la dirección “X” y la dirección “Y” respectivamente, despreciando los ejes que contenían columnas sueltas o no estructura de confinamiento y además de ello despreciado la inclinación de algunos ejes debido a diseños aislados y no comunes.

Estas excepciones estructurales se analizaron estadísticamente para ver el grado de representatividad que tenían entre las nuestras recolectadas, resultando un porcentaje mínimo y despreciable. Además, es necesario indicar que los volados fueron considerados y analizados aparte.

Se presenta los cuadros de resume de Cuadro de ejes en “X” y “Y”

Tabla N° 3.2.2.1.a. Cuadro de número de ejes estructurales en los tres sentidos.

N ^a	Código	Nombre de Edificación	Ubicación	N° Pisos	N° EJE X	N° EJE Y
1	E01	Vivienda machi	Zona I	3	4	8
2	E02	vivienda villa norte	Zona I	3	5	8
3	E03	vivienda ampliación	Zona I	3	3	7
4	E04	vivienda Carlos	Zona I	4	3	7
5	E05	vivienda san remo ii	Zona I	4	3	6
6	E06	vivienda lachira	Zona I	3	3	7
7	E07	vivienda henrios	Zona I	3	4	6
8	E08	vivienda comercial	Zona I	4	3	7
9	E09	Vivienda Víctor	Zona I	3	3	7
10	E10	casa maestro	Zona I	3	4	6
11	E11	vivienda aliga	Zona I	3	3	0
12	E12	vivienda coings	Zona I	3	3	7
13	E13	vivienda Isabel	Zona I	3	4	8
14	E14	vivienda Cáceres ii	Zona I	3	4	7
15	E15	mariscal guille 2038	Zona I	3	3	7
16	E16	vivienda Miller	Zona I	2	4	5
17	E17	vivienda cesar	Zona I	3	3	7
18	E18	vivienda manzana	Zona I	4	3	7
19	E19	vivienda Nelly	Zona I	2	3	5
21	E21	vivienda Miller	Zona I	2	3	6
22	E22	vivienda Wilson	Zona I	2	3	8
23	E23	vivienda Fernando	Zona I	5	4	5
24	E24	vivienda Wilson	Zona I	2	3	6

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 3.2.2.1.b. Cuadro de número de ejes estructurales aislados.

N ^a	Código	Nombre de Edificación	Ubicación	N° Pisos	N° EJE SX	N° EJE SY
1	E01	Vivienda machi	Zona I	3	0	0
2	E02	vivienda villa norte	Zona I	3	0	0
3	E03	vivienda ampliación	Zona I	3	1	0
4	E04	vivienda Carlos	Zona I	4	1	0
5	E05	vivienda san remo ii	Zona I	4	1	0
6	E06	vivienda Jorge	Zona I	3	1	0
7	E07	vivienda henrios	Zona I	3	2	3
8	E08	vivienda luz	Zona I	4	0	0
9	E09	vivienda Víctor	Zona I	3	1	0
10	E10	casa maestro	Zona I	3	0	0
11	E11	vivienda aliga	Zona I	3	2	0
12	E12	vivienda coings	Zona I	3	0	0
13	E13	vivienda Isabel	Zona I	3	0	0
14	E14	Vivienda Cáceres ii	Zona I	3	0	1
15	E15	mariscal guille 2038	Zona I	3	1	0
17	E17	vivienda cesar	Zona I	3	0	0
18	E18	vivienda manzana	Zona I	4	0	0
19	E19	vivienda Nelly	Zona I	2	0	0
21	E21	vivienda Miller	Zona I	2	0	0
22	E22	vivienda Wilson	Zona I	2	0	0
23	E23	vivienda Fernando	Zona I	5	0	0
24	E24	vivienda junes vilca	Zona I	2	0	1

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 3.2.2.1.c. Número de ejes estructurales del modelo arquético, además los ejes aislados no representativos.

N° Pisos	N° EJE X	N° EJE Y	N° EJE SX	N° EJE SY
3	3.39	6.390	0.435	0.217

Fuente: Elaboración Propia

Por los resultados descritos anteriormente, se opta por considerar una estructura de 3 ejes en la dirección Y y 6 ejes en la dirección X. además de ello se concluye en el presente análisis que la representatividad de los ejes aislados es menor al 1% por lo cual no se consideran en el modelo arquetípico.

3.2.2.2. Número de columnas por eje en la dirección “Y”.

Se cuantifica el número de columnas en cada eje paralelo a la dirección “y”.

Tabla N° 3.2.2.2.a. Cuadro de número de columnas con cada eje paralelo al eje “Y”.

Nº	Código	Nombre de Edificación	Nº columnas				
			Eje A	Eje B	Eje C	Eje D	Eje E
1	E01	Vivienda machi	8	2	3	7	-
2	E02	Vivienda villa norte	7	5	4	7	6
3	E03	Vivienda ampliación	7	4	7	-	-
4	E04	vivienda Carlos	6	5	5	-	-
5	E05	vivienda san remo ii	5	4	5	-	-
6	E06	vivienda Jorge	3	6	7	-	-
7	E07	vivienda henrios	8	6	5	6	-
8	E08	vivienda luz	6	6	6	-	-
9	E09	vivienda Víctor	7	6	7	-	-
10	E10	casa maestro	11	11	11	11	-
11	E11	vivienda aliga	6	5	6	-	-
12	E12	vivienda coings	7	6	7	-	-
13	E13	vivienda Isabel	6	7	7	7	-
14	E14	vivienda Cáceres ii	8	8	4	6	-
15	E15	mariscal guille 2038	5	7	6	-	-
16	E16	vivienda Miller	5	5	3	5	-
17	E17	vivienda cesar	5	6	7	-	-
18	E18	vivienda manzana	7	5	7	-	-
19	E19	vivienda Nelly	5	5	5	-	-
21	E21	vivienda Miller	6	6	5	-	-
22	E22	vivienda Wilson	7	5	7	-	-
23	E23	vivienda Fernando	5	5	3	5	-
24	E24	vivienda junes vilca	7	7	4	-	-

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 3.2.2.2.b. Número de columnas por cada eje paralelo al eje “Y” considerado.
(Considerando tres ejes típicos resultantes de la tabla 2.2.1.c.)

Eje A	Eje B	Eje C
6.39	5.78	6.26

Fuente: Elaboración Propia

3.2.2.3. Espaciamientos entre columnas por eje paralelo a la dirección “Y”.

Se cuantifica la dimensión de los espaciamientos entre columnas por cada eje paralelo a la dirección “y”, estos espaciamientos son expresados en porcentaje para normalizarlos a las dimensiones de lote típico propuestos en la tabla 3.2.2.3.c. (ancho de 9 m y largo de 20 m), Para posteriormente valorar la media con el fin de emplearlas en el modelo arquetípico.

Tabla N° 3.2.2.3.a. Espaciamientos en metros por cada eje paralelo a la dirección “Y”.

N ^a	Código de Edificación	Espacios entre ejes estructurales (m)									
		1 a 2	2 a 3	3 a 4	4 a 5	5 a 6	6 a 7	7 a 8	8 a 9	9 a 10	10 a 11
1	E01	4.10	2.00	3.15	2.95	3.80	4.05	4.10	-	-	-
2	E02	2.58	2.30	2.15	1.55	3.10	4.05	3.90	-	-	-
3	E03	4.53	5.10	4.20	3.64	1.05	3.73	-	-	-	-
4	E04	1.79	3.89	1.62	2.32	1.53	2.50	-	-	-	-
5	E05	3.88	4.00	3.60	2.70	1.93	-	-	-	-	-
6	E06	1.43	5.25	1.80	2.45	2.00	3.75	-	-	-	-
7	E07	3.28	4.00	3.91	3.88	2.63	-	-	-	-	-
8	E08	2.83	3.28	3.79	4.13	4.72	3.00	-	-	-	-
9	E09	3.90	3.15	3.15	3.15	3.15	3.20	-	-	-	-
10	E10	4.57	4.73	4.73	4.73	4.73	4.73	4.73	4.73	4.73	4.57
11	E11	5.65	3.85	2.35	3.50	4.40	-	-	-	-	-
12	E12	7.75	8.35	6.75	6.05	4.50	6.10	-	-	-	-
13	E13	3.35	3.91	3.25	2.33	3.00	1.80	2.15	-	-	-
14	E14	2.60	3.15	4.17	4.14	3.22	2.47	-	-	-	-
15	E15	2.90	3.55	2.55	2.75	2.75	3.25	-	-	-	-
16	E16	4.00	3.30	2.50	3.80	-	-	-	-	-	-
17	E17	1.42	3.03	2.05	3.06	3.07	2.04	-	-	-	-
18	E18	2.45	2.41	3.35	3.12	3.47	3.41	-	-	-	-
19	E19	3.35	5.00	4.25	4.10	-	-	-	-	-	-
21	E21	3.83	3.72	3.86	3.12	2.83	-	-	-	-	-
22	E22	4.00	2.15	3.75	2.30	2.70	2.55	2.30	-	-	-
23	E23	4.00	3.30	2.50	3.80	-	-	-	-	-	-
24	E24	3.50	3.51	3.49	4.41	3.50	-	-	-	-	-
		3.55	3.78	3.34	3.31	2.97	3.37				

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 3.2.2.3.b. Porcentaje de espaciamientos con respecto al largo de las edificaciones por cada eje paralelo a la dirección “Y”

Largo de edificación (m)	Espaciamiento ente ejes estructurales (%)						
	1 a 2	2 a 3	3 a 4	4 a 5	5 a 6	6 a 7	7 a 8
24.15	16.98%	8.28%	13.04%	12.22%	15.73%	16.77%	16.98%
19.63	13.14%	11.72%	10.95%	7.90%	15.79%	20.63%	19.87%
22.25	20.36%	22.92%	18.88%	16.36%	4.72%	16.76%	-
13.65	13.11%	28.50%	11.87%	17.00%	11.21%	18.32%	-
16.11	24.08%	24.83%	22.35%	16.76%	11.98%	-	-
16.68	8.57%	31.47%	10.79%	14.69%	11.99%	22.48%	-
17.7	18.53%	22.60%	22.09%	21.92%	14.86%	-	-
21.75	13.01%	15.08%	17.43%	18.99%	21.70%	13.79%	-
19.7	19.80%	15.99%	15.99%	15.99%	15.99%	16.24%	-
46.98	9.73%	10.07%	10.07%	10.07%	10.07%	10.07%	10.07%
19.75	28.61%	19.49%	11.90%	17.72%	22.28%	-	-
39.5	19.62%	21.14%	17.09%	15.32%	11.39%	15.44%	-
19.79	16.93%	19.76%	16.42%	11.77%	15.16%	9.10%	10.86%
19.75	13.16%	15.95%	21.11%	20.96%	16.30%	12.51%	-
17.75	16.34%	20.00%	14.37%	15.49%	15.49%	18.31%	-
13.6	29.41%	24.26%	18.38%	27.94%	-	-	-
14.67	9.68%	20.65%	13.97%	20.86%	20.93%	13.91%	-
18.21	13.45%	13.23%	18.40%	17.13%	19.06%	18.73%	-
16.7	20.06%	29.94%	25.45%	24.55%	-	-	-
17.36	22.06%	21.43%	22.24%	17.97%	16.30%	-	-
19.75	20.25%	10.89%	18.99%	11.65%	13.67%	12.91%	11.65%
13.6	29.41%	24.26%	18.38%	27.94%	-	-	-
18.41	19.01%	19.07%	18.96%	23.95%	19.01%	-	-
20.323478	18.06%	19.63%	16.92%	17.62%	13.20%	10.26%	3.02%

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla N° 3.2.2.3.c. Cuadro de espaciamientos en metros, resultante de la normalización de los porcentajes hallados con respecto a un largo propuesto de 20 m.

Largo propuesto de la edificación (m)	Distancia en metros				
	Del eje 1 a 2	Del eje 2 a 3	Del eje 3 a 4	Del eje 4 a 5	Del eje 5 a 6
	17.48%	18.60%	16.46%	23.60%	23.87%
20	3.5	3.72	3.29	4.72	4.77

Fuente: Elaboración Propia

3.2.2.4. Dimensionamiento de Volado típico

Para poder obtener la longitud típica de los volados y su respectiva ubicación se realizó un promedio de las medidas tomadas en los planos de referencia, por lo cual se manifiesta un volado típico de 0.68 m en dirección a la fachada y un porcentaje despreciable en la dirección perpendicular a esta, por lo que se consideran las siguiente Dimensiones expresadas en la tabla 3.2.2.4.a.

Tabla N° 3.2.2.4.a. Promedio de longitud de volados en ambas direcciones (“X” y “Y”), no se considera el volado perpendicular al eje “X”.

N ^a	Código	Nombre de la edificación	Volado en X (m)	Volado en Y (m)
1	E01	Vivienda Familiar Nachi	0.00	0.85
2	E02	Vivienda villa norte	0.00	0.68
3	E03	Vivienda Ampliación	0.00	0.85
4	E04	Vivienda Carlos	0.00	0.86
5	E05	Vivienda San remo II	0.00	1.53
6	E06	Vivienda Jorge Lachira	0.00	0.82
7	E07	Vivienda Henrios	0.00	0.68
8	E08	Vivienda Comercial luz	0.83	0.66
9	E09	Vivienda Unifamiliar Hugo	0.00	0.56
10	E10	Casa maestro	0.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia

3.2.2.5. Altura típica de entrepisos y el primer piso

Se toma la media de las alturas diferenciando la altura del primer piso a la media obtenida de las alturas de los entrepisos. Para ello se considera que la altura del primer piso parte desde la cara superior de la zapata hasta el nivel del segundo piso contando el espesor de la losa.

Tabla N° 3.2.2.5 Promedio de altura del primer piso y entre piso.

N ^a	Código	Nombre de la edificación	Altura de entrepiso (m)	Altura de 1° piso (m)
1	E01	Vivienda Bi-familiar Nachi	2.75	3.85
2	E02	Vivienda Villa norte	2.60	3.55
3	E03	Vivienda Ampliación	2.76	3.84
4	E04	Vivienda Carlos	2.75	3.25
5	E05	Vivienda San remo II	2.60	3.45
6	E06	Vivienda Jorge Lachira	2.60	3.80
7	E07	Vivienda Henrios	3.40	4.10
8	E08	Vivienda Comercial luz	3.35	3.70
9	E09	Vivienda Víctor Hugo	2.80	3.40
10	E10	Casa maestro	2.95	3.50
11	E11	Vivienda Comercial aliga	2.85	3.35
12	E12	Vivienda Familiar Ccvoings	2.80	3.80
13	E13	Vivienda Isabel	2.75	3.30
14	E14	Vivienda Isabel Cáceres	2.85	3.80
15	E15	Mariscal guille 2038	2.70	3.75
16	E16	Vivienda Unifamiliar Milder	2.80	3.35
17	E17	Vivienda Cesar Espinoza	2.70	3.10
18	E18	Vivienda Manzana	2.60	3.25
19	E19	Vivienda - Comercio Nelly	2.60	3.60
21	E21	Vivienda Unifamiliar Milder	2.60	3.05
22	E22	Vivienda familiar Wilson	2.57	3.43
23	E23	Vivienda Fernando	2.80	4.50
24	E24	Vivienda Wilson Junes	2.80	3.40
Promedio de Alturas:			2.83	3.57

Fuente: Elaboración Propia

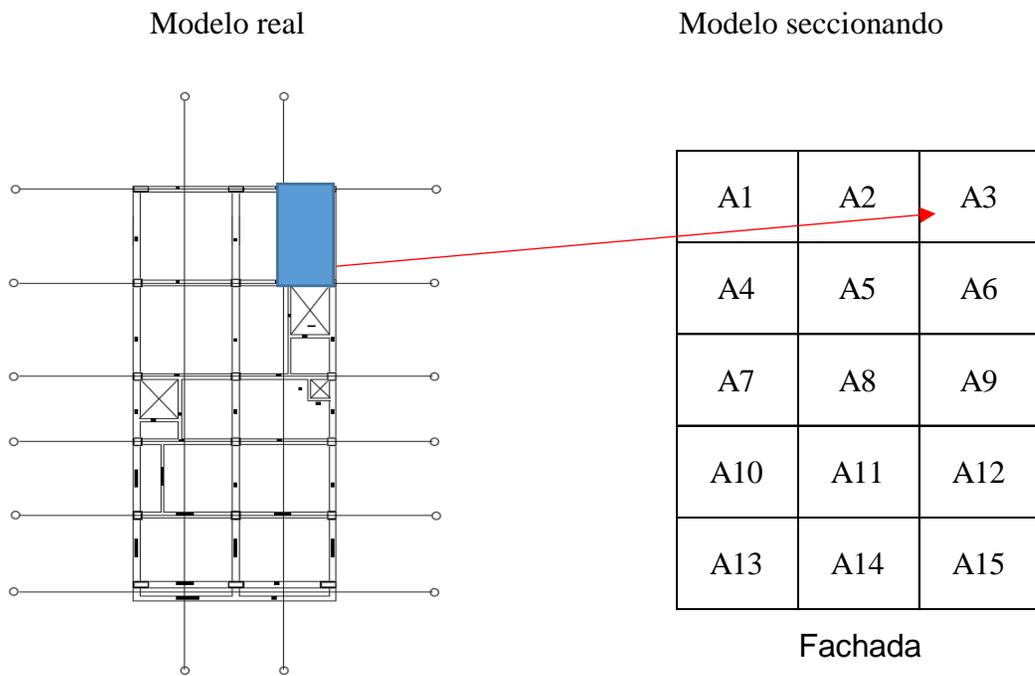
3.2.2.6. Arquitectura y distribución

Por último, el modelo arquético propuesto contempla en su distribución arquitectónica, una configuración típica las cuales se consideran el en análisis, puesto a que estas generan intervenciones importantes en la respuesta de la estructura.

Para ello se generaron las siguientes tablas con el fin de estudiar el grado de coincidencia de los vanos de techo con respecto a el área total de la losa, bajo presente premisa se opta por dividir la losa se techo en quince cuadrantes.

Tabla N° 3.2.2.6.a. Modelo de distribución del modelo arquético propuesto.

Esquema de ubicación



Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 3.2.2.6.b. Cuadros de concurrencia de área con vanos (vanos de escalera, ventilación y tragaluz), los números indica el condigo de las viviendas indicados en la tabla 2.2.5.a.

Ubicación de escalera

	7	
21		18
	2,9	6
3,7,14,18,24	11	15,8,19,22
4,5,17		1,13

Ubicación de ductos

1	2	24
19,7	11	17,8
19,2		2,6,12
		21

Ubicación de tragaluzes

22,14		19,9
22,2,7,12,13,18,16		22,2,1.,5,6,12,13,16,21
1,3,4.5,6,7,14,15.17,24		18,3
A		191
		9

Fuente: Elaboración Propia

3.2.3. Elección de Edificaciones modelos

Para la elección de los modelos estructurales se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Mediante la revisión de los datos obtenidos de 25 edificaciones aporticada y la revisión ocular de las alturas más recurrentes en la zona de análisis, se optó por emplear un modelo de altura recurrente, el cual constan de 3 niveles.
- Se toma en consideración el espectro de diseño que nos define la normativa peruana E 0.30 para condiciones de suelo (S1). El investigador considera referencias las alturas obtenidas de la estadística a la primera pendiente del mencionado espectro.

Tabla N° 3.2.3.a. Ubicación de la altura seleccionada de la edificación arquétipica.

Zona	H (m)	N° Pisos
Pendiente llana	8	3

Fuente: Elaboración Propia

Por consiguiente, del análisis estadístico realizados, se obtuvo un modelo con tres ejes estructurales paralelos a la dirección “Y” y 6 ejes paralelos a la dirección “X”, el cual cuenta con un volado en la fachada de 0.68 m y una altura de entrepisos 2.85 m. esta estructura presenta huecos en la losa debido a los ductos de ventilación, tragaluz y escalera.

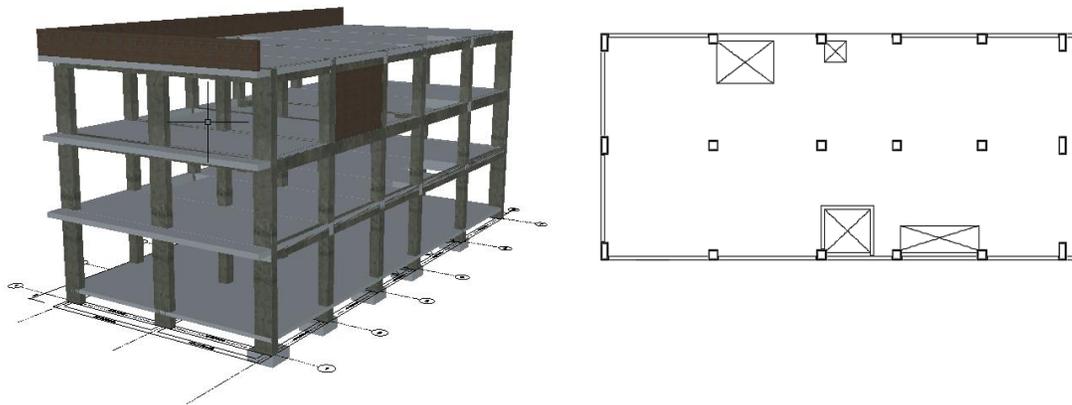


Figura 3.2.3.b. Modelo arquétipico de lima propuesto por el autor. **Fuente:** Elaboración Propia

3.3. Selección de Zona de estudio

Para la mejor representación de los factores sísmicos y geotécnicos de lima, se considera las siguientes características preponderantes:

- Se considera para la investigación el tipo de suelo que abarca mayor área en relación al área total de la ciudad de lima. Para ello se toma como referencia el mapa actualizado de Zonificación sísmica del Centro de investigación sísmica. (CISMID)

En donde se concluye que el tipo de suelo predominante es el S1 comprendido en el tipo de zona 4 tiene un 45% de representatividad.

Tabla N°3.3.b. Porcentaje de área representativa por cada tipo de suelo de la ciudad de Lima.

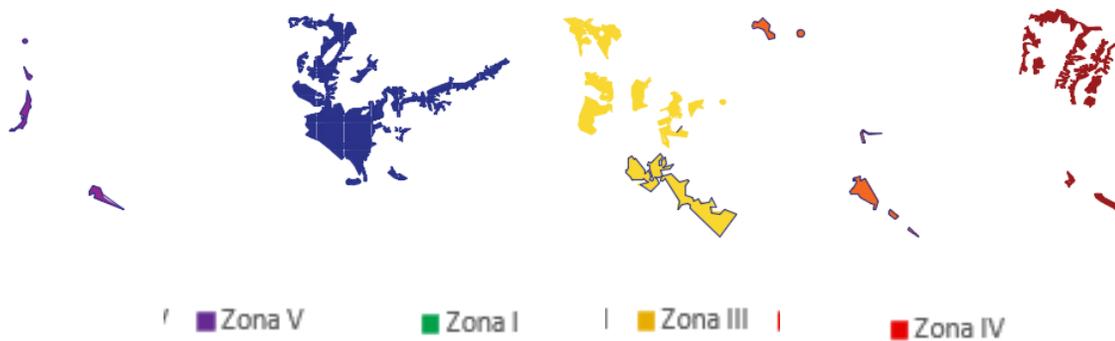
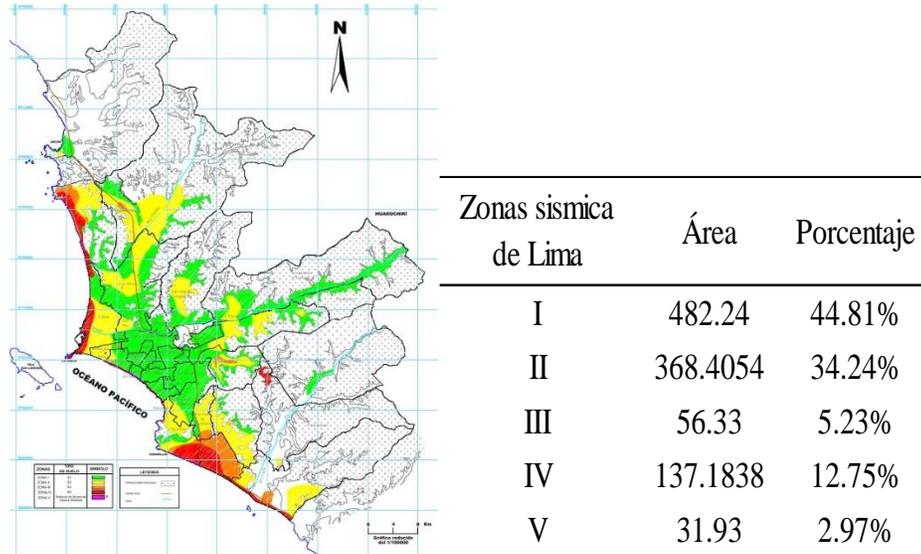


Figura 3.3.b. Área referencia por cada zona de tipo de suelo, Cismid Fuente: Elaboración Propia

3.4. Selección de registros sísmicos

Se ha considerado una serie de registro de aceleración natura predominados por los espectros de mayor intensidad, los cuales definen el espectro de diseño sismo resistente de la norma peruana E0.30 para lograr un resultado más genuino y realista en la zona de análisis. (Referencial)

Además de ello se considera que los registros artificiales para el análisis tiempo historia no lineales tienden a ser ineficiente pues tienen un contenido energético alto.

Ante lo descrito se presenta diversas condiciones y metodologías para la selección adecuada de las señales sísmicas, así lo describen Shome (1998) o Bommer y Acevedo (2004) quienes han abordado el tema sobre “la selección y agrupación de registros basado en magnitud” ampliamente.

Los registros sísmicos empleados en la investigación han sido seleccionados del historial sísmico registrado en Perú y en menor número registros internacionales cuyas condiciones de lugar son similares a las condiciones que contempla la ciudad de Lima.

Los registros sísmicos mencionados fueron recopilados de la red nacional de acelerógrafos del Perú REDACIS y de la base de datos del PEER,

K. Tarbali, A. Bradlet and W. Baker (2017) los movimientos en tierra y el riesgo sísmico proporcionan el análisis de respuesta, presenta características sobre salientes del suelo para obtener la distribución de la demanda, por lo cual es pertinente tomar en cuenta los siguientes criterios:

- a. El número de registros sísmicos a emplear para el tipo de análisis sísmico proyectado (análisis dinámico) esta normado por el FEMA P58-1, el cual recomienda usar como mínimo 11 pares.
- b. Para ser capaz de evaluar el desempeño estructura con un grado de confianza aceptable Shome. (1998) indica un intervalo de confianza adecuada con 7 registros,
- c. En cuanto los códigos internacionales como UBC 1997 y IBC 2000 favorecen a los registros naturales, estos son en mínimo 3 registros para un análisis tiempo historia.
- d. El tipo de falla la cual la provoca
- e. Se deben considera los rangos de velocidad de propagación del suelo
- f. Se emplean los sismos de mayor magnitud.

En la Tabla 4 se muestra la base de datos de los registros considerados.

Tabla N° 3.4.a. Sismos peruanos y ubicación.

N°	Sismo	Fecha	Latitud	Longitud	Profunda.
1	Pisco 2007	15/08/2007	-13.67	-76.76	40
2	Ático 2001	23/06/2001	-16.08	-73.77	33
3	Lima 1951	31/01/1951	-12.21	-76.93	50
4	Lima 1966	17/10/1996	-10.7	-78.7	24
5	Lima 1970	31/05/1970	-9.36	-78.87	64
6	Lima 1971	29/11/1971	-11.34	-77.79	53.9
7	Lima 1974-1	5/01/1974	-12.39	-76.29	91.7
8	Lima 1974-2	3/10/1974	-12.5	-77.98	13
9	Lima 1974-3	9/11/1974	-12.52	-77.59	12.8
10	Lima 2011	24/08/2011	-9.5	-76	149
11	Lima 1991	29/04/1991	-11.26	-77.67	126

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 3.4.b. Sismo peruanos, base de datos y estación. Escala de Mercalli magnitud de movimiento (M_w).

N°	Sismo	Magnitud	Red	Estación
1	Pisco 2007	7.0 ML	Redacis	Cal001
2	Atico 2001	6.9 Mb	Redacis	Moq001
4	Lima 1966	8.1 Mw	Redacis	Prq
5	Lima 1970	6.6 Mb	Redacis	Prq
8	Lima 1974-2	6.6 Mb	Redacis	Prq
9	Lima 1974-3	6.0 Mb	Redacis	Prq
10	Lima 2011	7.0 ML	Redacis	Lim002
11	Lima 1991	5.7 Mw	Redacis	Lim005

Fuente: Elaboración Propia

Se presentan las intensidades sísmicas para los registros considerados en el estudio, los cuales están expresados en las tres clases de parámetro sísmico, tales como aceleraciones máximas del terreno (PGA, PGV, PGD), parámetros espectrales (SA (T1), SV (T1)). Los parámetros mencionados fueron definidos en el capítulo, 3.2.

Tabla N° 4.c. *Sismos expresados en cm/s², en función a g y en intensidad espectral.*

N°	Sismo X	Cm/s ²	Aceleración	
			a(g)	Sa (T1)
1	Lima 1966	193.272	0.200	0.181
2	Lima 1970	97.799	0.100	0.181
3	Lima 1974-2	179.022	0.180	0.401
4	Lima 1974-3	42.992	0.040	0.124
5	Lima 2011	5.633	0.010	0.007

N°	Sismo Y	Cm/s ²	a(g)	Sa (T1)
6	Lima 1966	260.522	0.270	0.499
7	Lima 1970	111.613	0.110	0.199
8	Lima 1974-3	72.747	0.070	0.120
9	Lima 1991	28.331	0.030	0.036

Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 4.a se muestra los acelerogramas y sus espectros de respuesta, con el fin de calcular la intensidad espectral. Se tiene como dato del análisis que el periodo fundamental en la dirección analizada es de 0.422 segundos, el cual se interpola a través de la tabla 3.4.d. sacada del registro sísmico 1974-1. Para ello se tomado como ejemplo de todos los registros presentados en tabla 3.4.c.

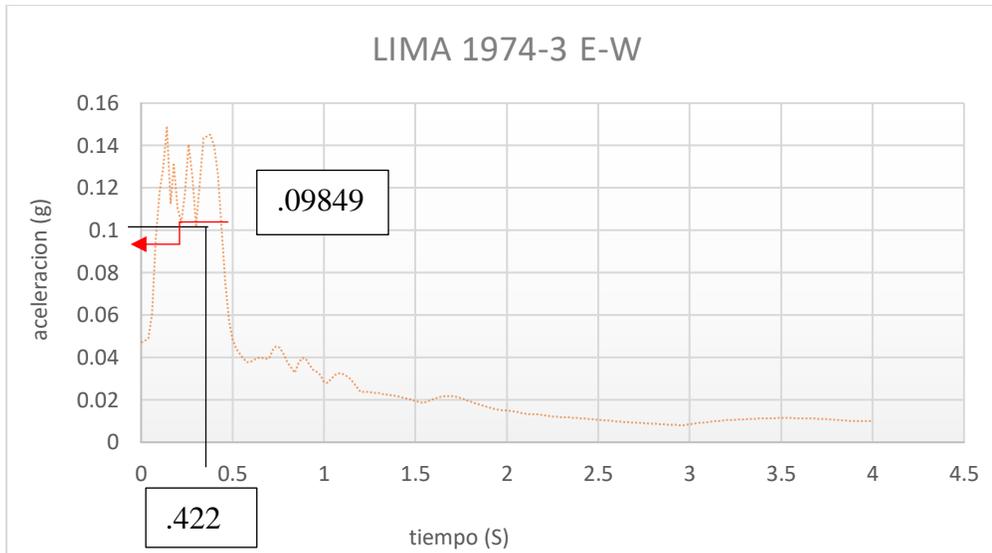


Figura 3.4.d. Intersección del espectro sísmico con el periodo fundamental de la estructura, para calcular la intensidad espectral. **Fuente:** Elaboración Propia

Tabla N° 3.4.e. Segmento del registro sísmico de lima 1974-1, con interpolación para hallar los valores correspondientes al periodo fundamental de la estructura en el eje “X”.

Resisto sísmico de Lima 1974-3					
REGISTRO E-W			REGISTRO E-W		
Per[sec]	A[Cm/s ²]	Accel[g]	Per[sec]	A[Cm/s ²]	Accel[g]
0.42	124.36657	0.1267295	0.42	118.55206	0.1208046
0.422	121.84791	0.124163	0.422	117.75809	0.1199955
0.44	99.18001	0.1010644	0.44	110.61235	0.112714

Fuente: Elaboración Propia

3.5. Tratamiento y corrección de registros sísmicos

Los registros considerados en la investigación, se extrajeron de los acelerógrafos más cercanos al epicentro de los respectivos sismos, esta información fue procesado, tratada y corregida para un mejor análisis tiempo historia. Luego se establecieron los picos máximos, tiempo de duración e intervalos de tiempo mediante las fichas de recolección descritas en el anexo 01

3.5.1. Filtrado de registros sísmicos considerados

Los registros sísmico nacionales fueron parametrados para ser compatibles con el historial sísmico de la zona en estudio, estos también fueron tratados y recolectados mediante la ficha.

Todos los registros fueron filtrados mediante el programa NGAWEST del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) tomando en cuenta lo siguiente:

- a. Se usó el espectro de diseño contemplado en la norma E0.30 considerando las condiciones de suelo del lugar de estudio y despreciando los factores de amplificación R y U provenientes de la estructura ($R=1;U=1$).
- b. El tipo de falla que ocasiona. Para este caso se especificó una falla por subducción.
- c. Un rango de aceleraciones.
- d. La velocidad de propagación de las ondas, este parámetro se consideró tomando en cuenta el tipo de suelo (S1) 1500 m/s.

3.5.2. Corrección de registros

Para poder realizar el análisis sísmico tiempo historia lineal o no lineal adecuadamente se deben de realizar algunos procesos previos como la corrección de las señales sísmicas, esto debido a errores frecuentes que se presentan en la calibración de los dispositivos de medición (acelerógrafos), los cuales se tratarán en las siguientes líneas.

3.5.3. Corrección por línea base

Debido a la inadecuada calibración de los dispositivos suele presentarse antes del sismo desviaciones con respecto a la línea base (línea 0) lo que distorsiona el valor que es obtenido de los desplazamientos, esto debido a que se calcula la doble integral del área bajo la curva.

Se puede verificar este error, comparando el registro corregido y el registro sin corregir, en esta comprobación (Figura. 5.3.b. y Figura. 5.3.c.) Se puede apreciar que el registro no corregido tiene desplazamientos que se incrementan de manera irracional, por lo que se requiere una corrección de línea base.

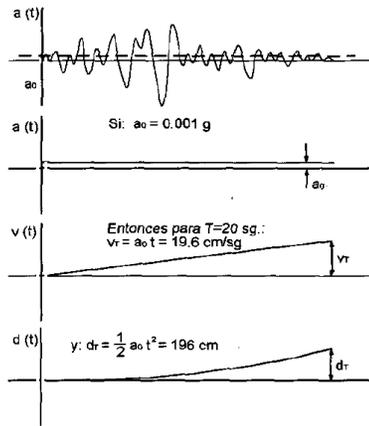


Figura 3.5.3.a. Corrección por line base de (Hudson, 1979) Fuente: Elaboración propio

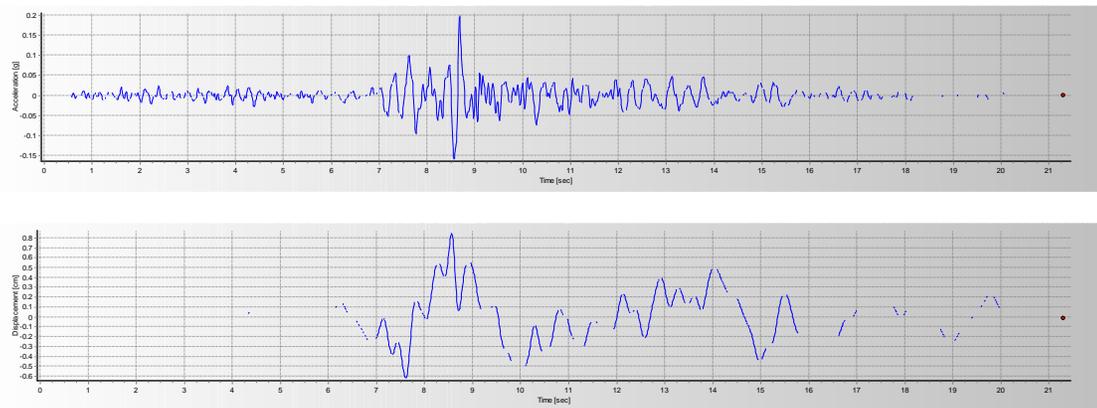


Figura 3.5.3.b. Comparación, de un mismo registro corregido por line base Fuente: Elaboración propia

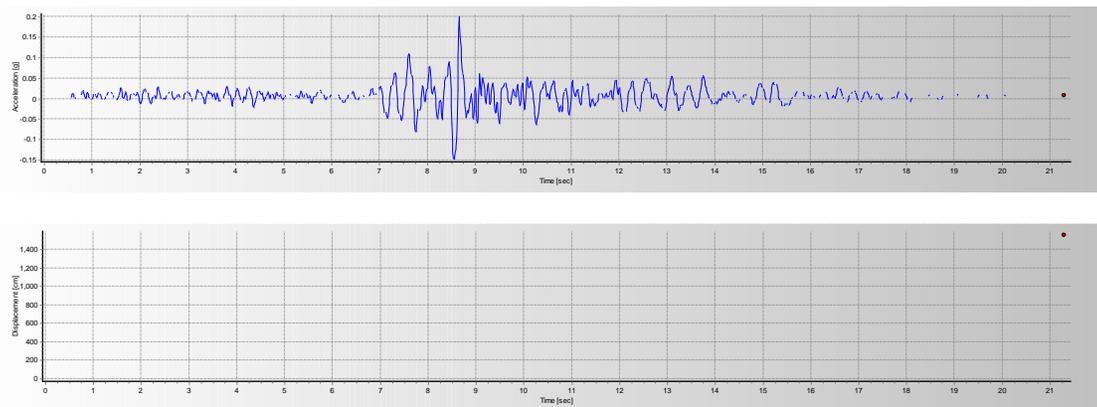


Figura 3.5.3.c. Comparación, un mismo registro alterado intencionalmente para que presente error por line base

Fuente: Elaboración propia

3.5.4. Corrección por filtros de ruido $r(t)$

Los registros deben ser corregidos por la infiltración de vibraciones ajenas a la señal sísmica, estos ruidos tienen una frecuencia común de 20 y 0.15.

Los ruidos ajenos pueden clasificarse en dos, de alta frecuencia y de baja frecuencia.

- a. Alta frecuencia.
- b. Baja frecuencia.

A fines de la presente investigación se utiliza el filtro de ruido Bandpass, el cual elimina los ruidos de alta y baja frecuencia simultáneamente. Para ello se consideraron las frecuencias límites para el corte como las siguientes,

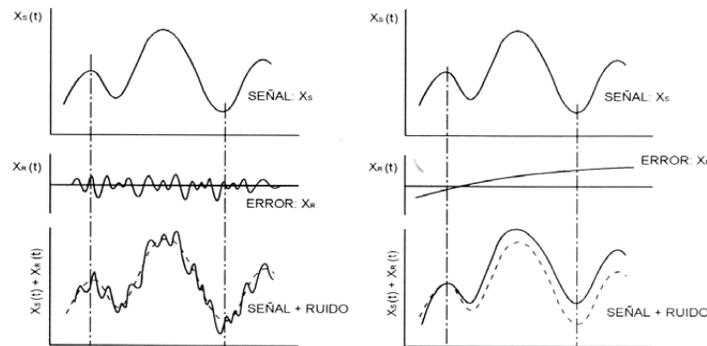
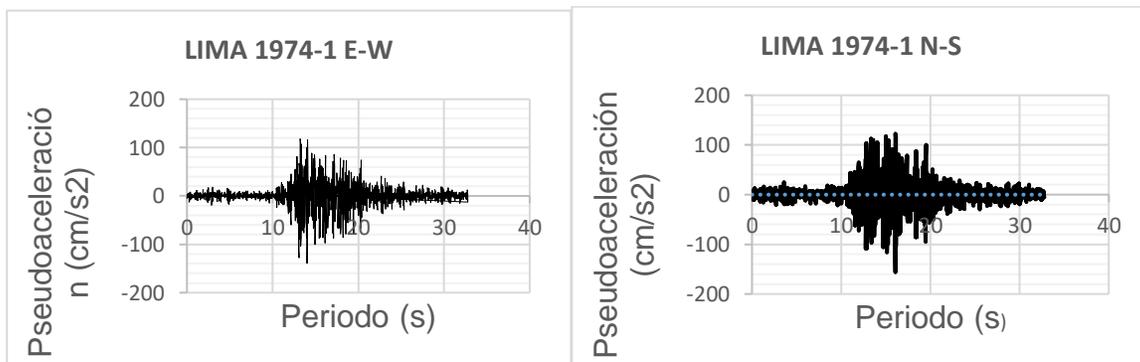


Figura 3.5.4.a. Efectos de los ruidos de baja y alta frecuencia, externos al registro sísmico (Hudson, 1979)

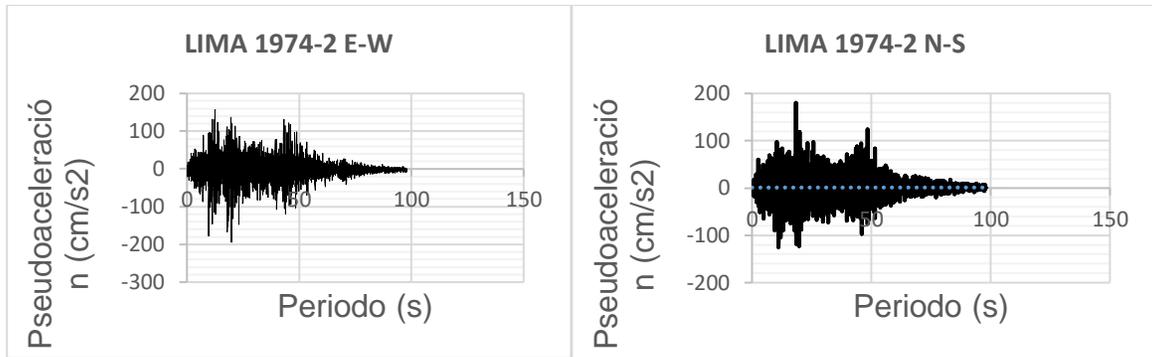
Fuente: Elaboración propia

A Continuación, se presenta en la Figura 5.4.b. algunos de los registros sísmicos corregidos.



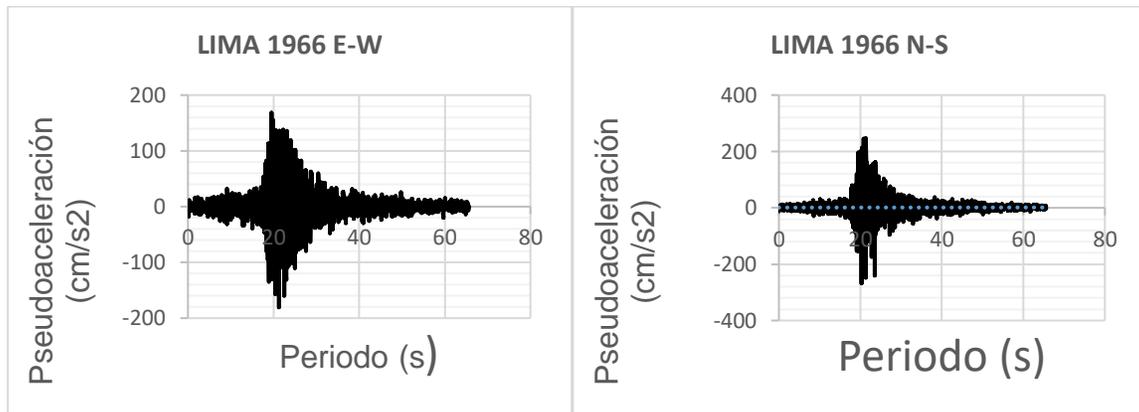
a. Sismo Lima 1974 E-W

b. Sismo Lima 1974 N-S



c. Sismo Lima 1974 - 2 E-W

d. Sismo Lima 1974 -2 N-S



e. Sismo Lima 1966 E-W

f. Sismo Lima 1966 N-S

Figura 3.5.4.b. Resistiros corregidos por línea base y filtros de ruido. Fuente: Elaboración propia

3.6. Descripción del modelo Estructural

El proyecto de análisis computacional no lineal realizado, consistió en someter a sismos anteriormente seleccionados por sus propiedades al modelo arquetípico desarrollado por el autor, las cuales representan a todas las edificaciones comerciales y viviendas que se encuentra ubicadas en la ciudad de lima con un suelo predominante (S1).

El modelo estructural derivado del método arquetípico consta de una edificación de 3 pisos sin sótanos ni estacionamiento. Cuanta con una esquina entrante, escalera de concreto armado y alturas típicas Dimensionadas a partir de las muestras arquetípicas recogidas.

El modelo resultante no contempla caja de ascensores ni placas de corte, pues la presente investigación se limita al análisis de sistemas netamente aporticado.

Como resultado del análisis estadístico anteriormente mencionado, se presenta la configuración estructural de la edificación, la cual tiene una misma distribución en planta.

En la Figura 6. Distribución en planta se muestra el detalle de vanos y ejes de las edificaciones arquetípicas.

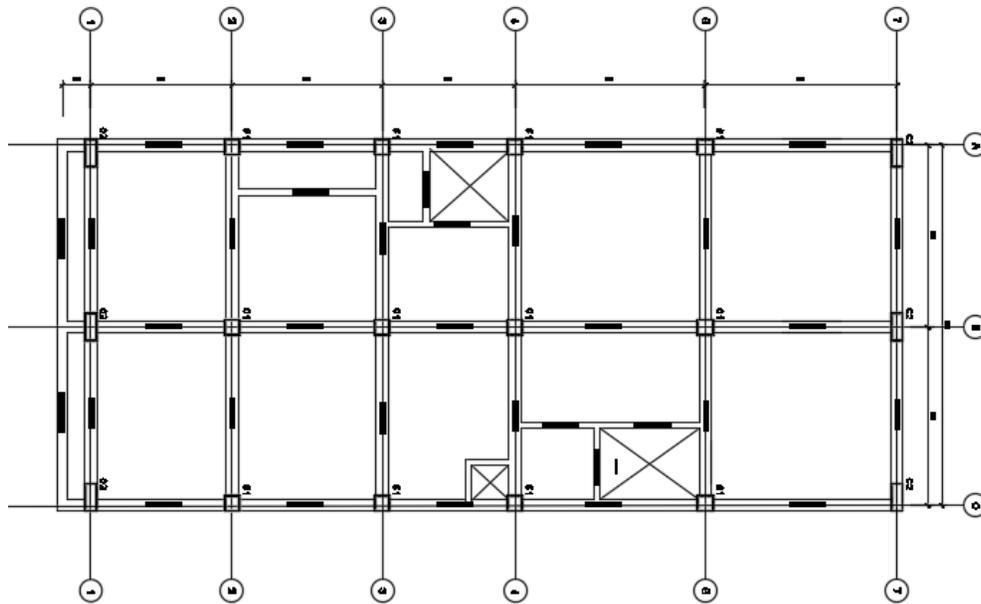


Figura 3.6. Distribución de planta Fuente: Elaboración propia

3.6.1. Consideraciones adicionales del modelado de la estructura arquetípica

Mediante el presente procedimiento se buscó en primera instancia diseñar bajo las condiciones arquitectónicas y del lugar, los cuales fueron anteriormente analizados. Y luego de ello determinar a través de análisis tiempo historia, los parámetros de demanda de ingeniería, los cuales describe la respuesta de la estructura debido a lo movimiento sísmico inducidos (IM).

3.6.2. Recolección de datos para el diseño estructural para el diseño

Mediante una hoja de cálculo diseñada por el autor se recolectó la información y variables necesarias para el diseño, en el cual se almacenó la información resultante del análisis estadístico, a continuación, se menciona los hitos del documento.

3.6.2.1. Datos de sismicidad

De acuerdo al reglamento nacional de edificaciones y a la normativa técnica de edificaciones E 0.30 Diseño sísmo resistente, se tomaron los siguientes valores referenciales, los cuales fueron validados por un estudio de suelos realizado por la empresa EM ingenieros en la zona de interés.

a. Factor de amplificación del suelo (S):

Para el diseño estructural se toma en consideración los grados de facturación y velocidad de propagación de onda de un suelo de tipo (S1) igual a 1.00. En la normativa descrita indica como suelo tipo s1 como fundación que varía entre roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada con capacidad admisible mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²). Y arena muy densa o grava arenosa densa.

b. Factor de zona (Z):

La zona propuesta está delimitada por el título de la presente investigación, el cual referencia a la ciudad de Lima que tiene un valor de (Z) igual a 0.45, clasificada como Zona 4. En la normativa descrita, indica que este factor (Z) se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral.

c. Factor de uso (U):

Se otorga la clasificación de uso de acuerdo a los estándares que expresa la tabla N°5 de la norma peruana E 0.30 y teniendo en cuenta el sistema estructura de interés en el presente estudio. Por lo cual se toma el valor de 1.00 para edificaciones perteneciente a la categoría C,

edificaciones comunes, las cuales contemplan edificaciones tales como, viviendas, oficinas hoteles y restaurantes.

d. Factor de amplificación sísmica (C):

De acuerdo a las características de la ubicación y el tipo de suelo, se toma C igual a 2.5.

Se desarrolla un ejemplo tomando las formulaciones de la norma peruana E. 0.30, El cual en el artículo 2.5 Factor de amplificación sísmica (C) nos brinda las siguientes formulas:

La condición resulta ser la siguiente:

$T_L > T_x$ y $T_y > T_P$, por lo tanto

$$C = 2.5 \times (T_p / T) \quad (\text{E 0.30 2016})$$

$$C_x = 2.5 \times ((0.4/1.154) = 0.8666$$

$$C_y = 2.5 \times (0.4/1.100) = 0.9091$$

Luego de haber hallado el factor “C”, Sacamos lo datos de la base creada y los remplazamos en la fórmula del cortante basal (Programa directo)

$$V = Z \times U \times C \times S \times P / R \quad (\text{E 0.30 2016})$$

Remplazando:

$$V_x = (0.45 \times 1 \times 0.866 \times 1 / 8) \times P = 0.0487 \times P$$

$$V_y = (0.45 \times 1 \times 0.9091 \times 1 / 8) \times P = 0.0511 \times P$$

Verificando que la relación C/R no sea menor a 0.125

$$C / R > 0.125 \quad (\text{E 0.30 2016})$$

Verificar

$$0.8666/8 = 0.10825, \text{ incorrecto, se toma el valor límite que es } 0.12$$

Factor K

- a. Para T menor o igual a 0.5 segundos: $K = 1.0$

b. Para T mayor que 0.5 segundos: $K = (0.75 + 0.5 T) < 2.0$

$$K_x = 0.75 + (0.5 \times 1.154) = 1.327 < 2 \text{ ok}$$

$$K_y = 0.75 + (0.5 \times 1.100) = 1.300 < 2 \text{ ok}$$

e. Sistemas estructurales (R):

Para la presente investigación el sistema estructural en consideración es el sistema aporticado, con marcos de concreto armado, al cual le corresponde un factor de 8.

De acuerdo a la normativa peruana se multiplica al factor del sistema estructural por factores de amplificación según la irregularidad que pueda derivar de la estructura.

Bajo la distribución en planta de los elementos estructurales y vanos se obtuvo una irregularidad torsional extrema.

3.6.3. Materiales empleados

3.6.3.1. Concreto Armado

El concreto armado es un material Isotrópico que contempla las siguientes características.

a. Tipo de histéresis

Es necesario definir a la histéresis como el comportamiento de los materiales en un estado no lineal ante cargas cíclicas (carga en que los ciclos pueden ser positivos o negativo, de carga o descarga), se debe tener en cuenta también que las cargas producidas por fuerzas monótonas es una envolvente de las gráficas de cargas cíclicas. El concreto tiene un tipo de histéresis llamada “histéresis de Concreto”, Esta depende de su ductilidad, la distribución de los refuerzos, cantidad y el confinamiento que tenga los elementos estructurales, para un mejor ejemplo de la histéresis podemos ver el contraste que hay entre una viga confina, doblemente reforzada y una viga sin confinar.

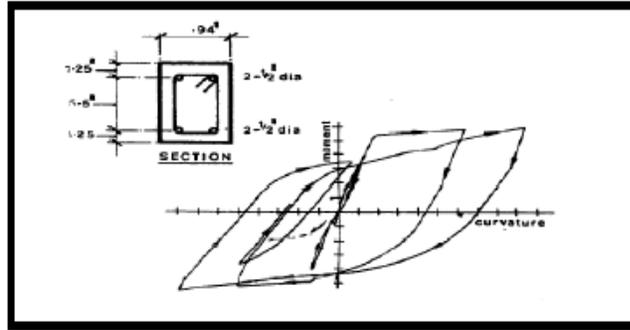


Figura 3.6.3.1.a. Histéresis del concreto armado Fuente: Elaboración propia

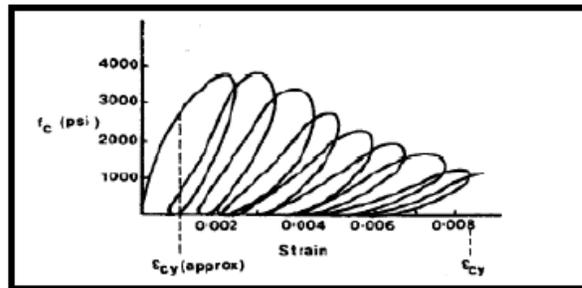


Figura 3.6.3.1.b. Histéresis con cargas altas Fuente: Elaboración propia

En las anteriores gráficas, se puede observar dos estados notables, el primero es cuando la carga es relativamente baja, la histéresis es completamente lineal en el dominio negativo como positivo. y otra es cuando las cargas son mayores a el 0.5 Fc es cuando se producen deformaciones Irrecuperables en el acero y concreto y el cual se expresa en el diagrama hysteretica como aros hystereticos.

b. Comportamiento

Para hacer el análisis más exacto y detallado se requiere que los nudos de falla o nudos rígidos, se comporten como en verdad estos actúan en la vida real, por lo cual se activa la teoría de Mandel, que indica que existe una zona confinada la cual actúa adecuadamente debido al confinamiento que indirectamente aumenta su capacidad de carga y otra zona llamada “zona no confinada” el cual es la más propenso a falla. Este método es validado por una serie de ensayos tri-axiales del concreto reforzado.

c. Propiedad

El concreto convencionalmente empleado en estas edificaciones tiene las siguientes propiedades:

Esfuerzo máximo a la compresión: $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

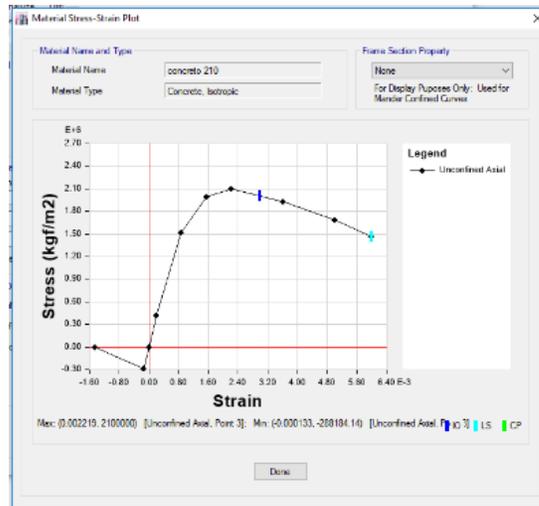


Figura 3.6.3.1.c. Diagrama de esfuerzo deformación de concreto Fuente: Elaboración propia

3.6.3.2. Acero de refuerzo

d. Tipo de histéresis

El acero tiene un tipo de histéresis llamada “histéresis de Kinematic”,

El acero debido a su ductilidad puede resistir ciclos de carga repetitiva sin disminución considerable de su resistencia.

Esta histéresis tiene una etapa de endurecimiento por deformación para luego llegar a la ruptura.

e. Comportamiento

Para que el acero pueda desarrollarse adecuadamente en el rango no lineal conforme a la realidad, se asigna el modelo de ParK.

f. Propiedad

El concreto convencionalmente empleado en estas edificaciones tiene las siguientes propiedades:

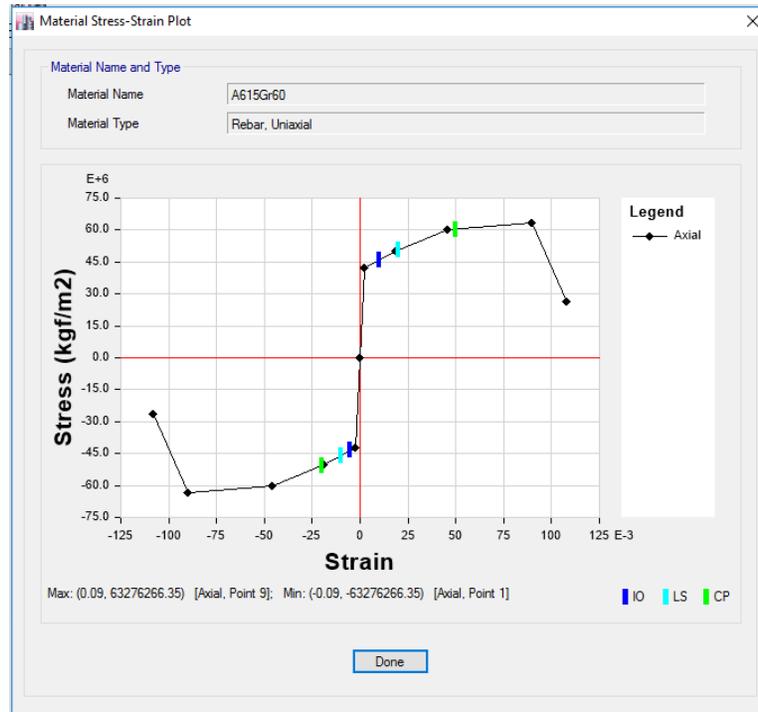


Figura 3.6.3.2. Diagrama de esfuerzo deformación de acero de refuerzo. Fuente: Elaboración propia

3.6.4. Propiedades geométricas de la estructura

3.6.4.1. Columnas

Se Dividió las áreas tributarias de cada columna, Dimensionado las columnas más críticas de acuerdo a su área tributaria. Considerando los siguientes criterios:

- f. Es pertinente coger una columna de cada tipo (central, esquina y excéntrica)
- g. Considerar una tonelada por metro cuadrado de losas (1000 kg/m²)
- h. Si por arquitectura no para las Dimensiones, aumenta la resistencia del concreto
- i. cuando para disminuir la sección de las columnas

DATOS GENERALES

P	=	1000.00	Peso por nivel
(PD+PL)	=	kg/m ²	maximizada
N	=	10.00	Número de niveles
At	=	6.32 m ²	Área tributaria
f _c	=	210.00	Resistencia a la compresión
		kg/cm ²	
Ubicad.	=	Columnas Esquinadas	
A	=	859.86 cm ²	Área de columna
L	=	29.32 cm	Dimensión Columna Cuadrada
L1	=	30.00 cm	Lado 1 de columna
L2	=	28.66 cm	Lado 2 de columna

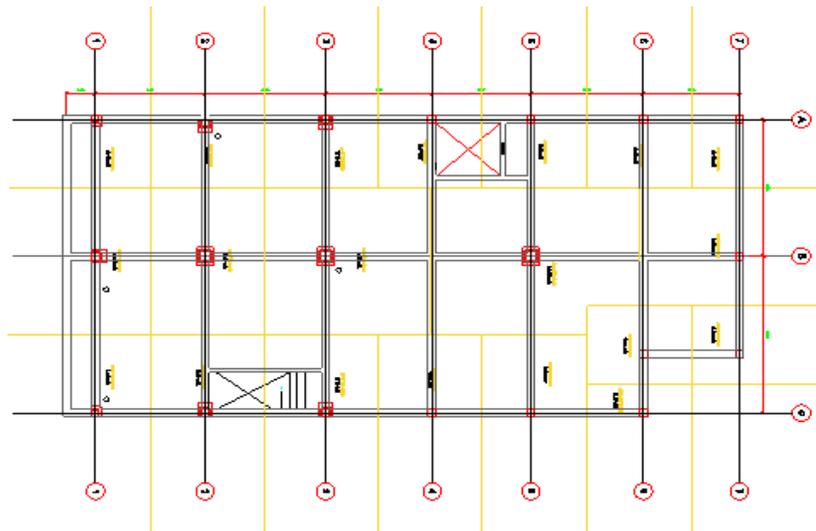


Figura 3.6.4.1. Áreas tributarias más críticas por cada tipo de columna. Fuente: Elaboración propia

De ello se presenta las siguientes tablas resultantes de sección por cada tipo de columna, con los cuales se ingresará al programa.

Tabla N° 3.6.4.1.a. Sección resultante del predimensionamiento de las columnas más esforzadas gravitacionalmente.

	Tipo de columna	Área tributaria	3 Niveles
C1	Columnas Esquinadas	6.32	C0.20x0.20
C2	Columnas Lateral	11.65	C0.20x0.25
C3	Columnas Centradas	21.1	C0.25x0.25

Fuente: Elaboración Propia

3.6.4.2. Viguetas

Se divide en áreas tributaria y se toma para el predimensionamiento que tiene luz

H	=	L/25	Uso de la Edificación
L	=	4.77 m	Longitud del lado menor del paño
H c	=	0.191 m	Peralte de Aligerado calculado
H asumido	=	0.20 m	Peralte de Aligerado Asumido

Tabla. 3.6.4.2. Condiciones de borde para predimensionamiento de viguetas (E 0.60)

	Condiciones de apoyo			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En volados
H mínimo	l/16	l/18.5	l/21	l/8

Fuente: Elaboración Propia

L	=	4.55 m	Longitud del lado menor del paño
C. apoyo	=	Con un extremo continuo	
H calculado	=	0.246 m	Peralte de Aligerado Calculado
H asumido	=	0.20 m	Peralte de Aligerado Asumido

3.6.4.3. Vigas

Se selecciona la sección más crítica y se asume un peralte igual a $L/10$ o $L/12$ que luego serán verificados, tomando en cuenta los siguientes criterios:

- La relación de B/H de la viga es como mínimo de uno a dos (1 a 2)
- Si las menciones de la viga no pasan por arquitectura usar la conversión.
- Para el Dimensionamiento del peralte usar $L/10$ en principales y $L/12$ en vigas chatas.

3.6.5. Condiciones de diseño

En las condiciones de diseño descritas para el presente proyecto de investigación se menciona a continuación:

- a. Se considera un buen proceso constructivo y con ello designar un brazo rígido de 0.70 %.
- b. Se considera que los sistemas estructurales están debidamente empotrados al suelo
- c. Para este estudio no se considera la interacción suelo estructura.
- d. Se considera el sistema de losas como un sistema de diafragma rígido, considerando lo siguiente:
 - Diafragma rígido, cuando la relación entre su lado no exceda de 4, de lo contrario el elemento no trabaja como rígido.
 -

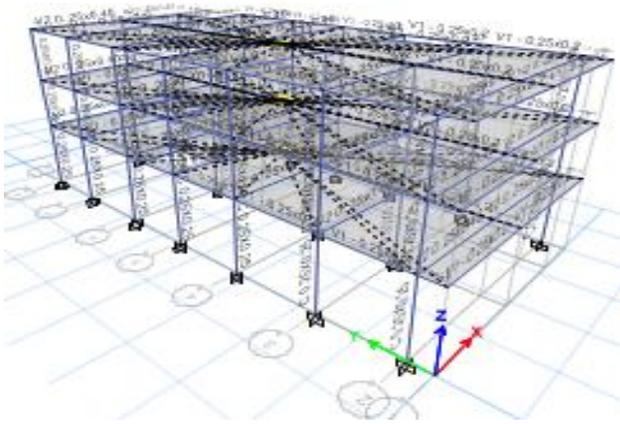


Figura 3.6.5.a. Diafragma rígido

Fuente: Elaboración Propia

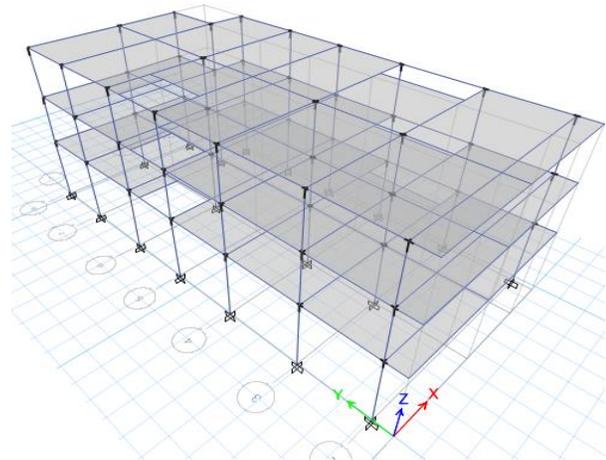


Figura 3.6.5.b. Brazos rígido (0.50 %)

Fuente: Elaboración Propia

3.6.6. Asignación de carga estáticas

Las cargas actuantes en la estructura esta demarcadas por el uso, siendo estas las mismas para todos los niveles.

Tabla N° 3.6.6.a. Cuadro de metrado de cargas consideradas para el diseño.

WD	Carga Muerta	Carga en Kg/m ²
P. Tabiquería		0
P. Acabado		120
P. Ladrillo de techo		65
Total :		185

WL	Carga Viva	Carga en Kg/m ²
P. Tabiquería móvil		0
P. Sobre Carga		200
Total :		200

Fuente: Elaboración Propia

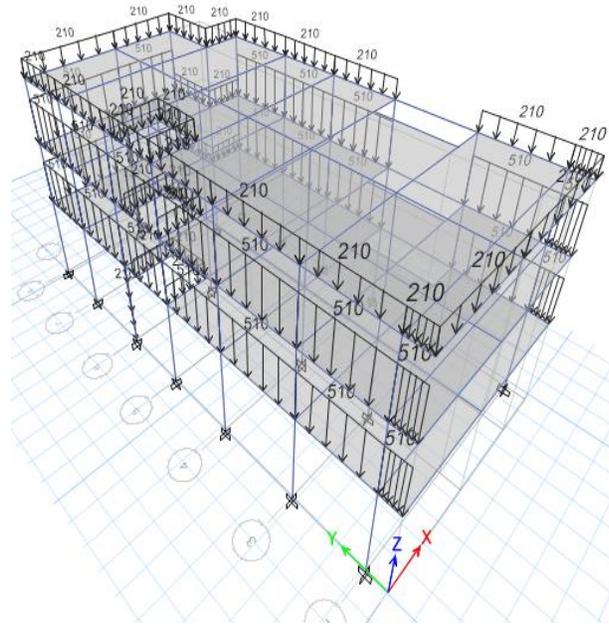


Figura 3.6.6.b. Asignación de cargas en la estructura. **Fuente:** Elaboración Propia

3.6.7. Secciones resultanditos de análisis lineal

Para el desarrollo del análisis tiempo historia se consideran el diseño realizado anteriormente. El mismo que se presenta en la figura

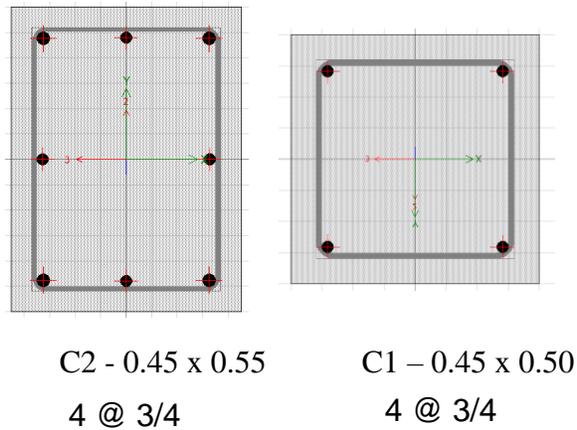


Figura 3.6.7.a. Secciones de columnas **Fuente:** Elaboración Propia

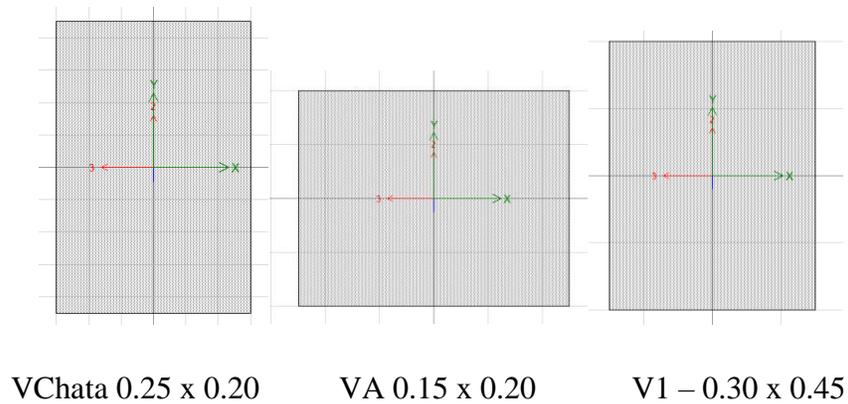


Figura 3.6.7.b. Secciones de vigas resultantes del diseño **Fuente:** Elaboración Propia

3.7. Modelo no lineal

El modelado no lineal de las estructuras descritas en el presente trabajo de investigación se llevó a cabo considerando dos modelos diferentes de la estructura analizada, esto debido a los diferentes análisis sísmicos que se realizaron. El primer bloque de modelos se consideró para un análisis estático no lineal, al cual se le implementaron no linealidad de geometría y no linealidad de materiales. Al segundo grupo de modelos se le implementó además de las no linealidades ya mencionada, la no linealidad de segundo orden.

Estos componentes de la no linealidad son descritos a continuación.

3.7.1. No linealidad de geometría

Para los grupos de modelos descritos se consideraron dos tipos de rotulas plástica, las cuales están acordes a los requerimientos del diseño por desempeño.

Las rotulas plásticas buscan simular la pérdida de restricción al giro que se producen durante el movimiento sísmico, estas se encuentran ubicadas adyacentes a los extremos de los elementos estructurales, sin embargo, no se conoce con precisión a que distancia de esta se pueden formarse,

para ello se considera una longitud de alta densidad sísmica donde es muy probable que se presente la falla, esta teoría se basa en los momentos de curvatura de las secciones.

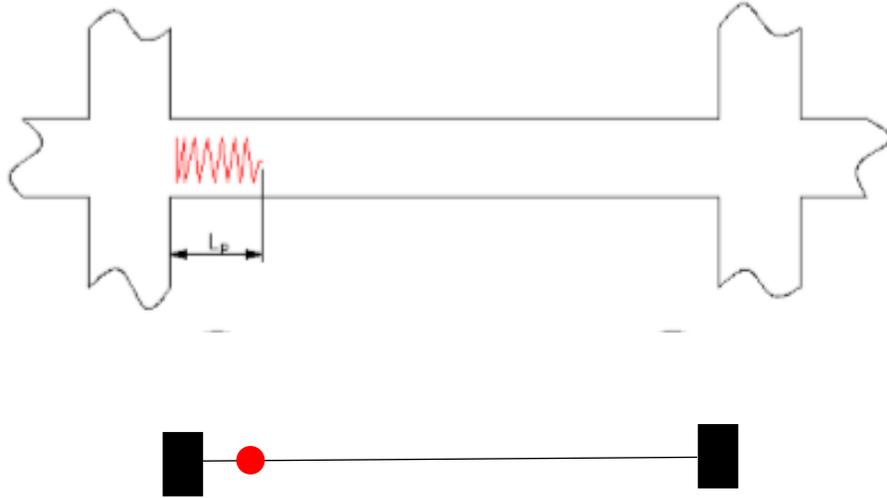


Figura 3.7.2.a. Distribución de rotulas plástica. Fuente: Elaboración Propia

Se crearon las rotulas plásticas en el modelo arquétípico no lineal, considerando los brazos rígidos que se producen en los encuentros de vigas y columnas.

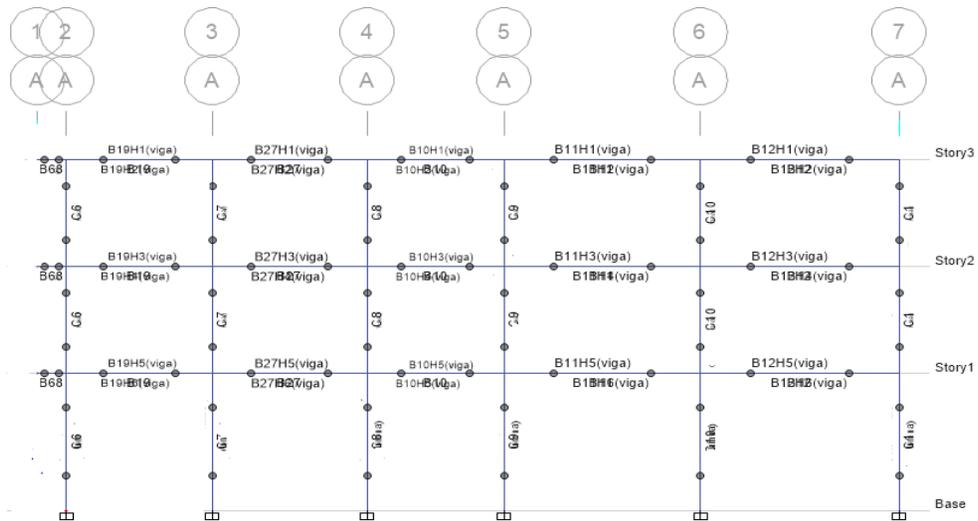


Figura 3.7.2.b. Distribución de rotulas plásticas en el modelo en análisis Fuente: Elaboración Propia

3.8. Análisis sísmico no lineales

3.8.1. Análisis estático no lineal Push over

El índice de daño considera como el límite máximo de desempeño, los desplazamientos últimos que resultan del comportamiento de la edificación ante acciones estáticas laterales, debido a que el daño está estrechamente vinculado al desplazamiento.

Por lo que se somete a la estructura propuesta a fuerzas monotonicas, fuerzas propuestas mediante varios métodos que simulan las fuerzas inerciales producidas por los sismos, en cada uno de sus niveles a través de un análisis sísmico push over, con el objetivo de obtener la respuesta máxima de cada uno de los elementos estructurales.

El ensayo computacional se realizó mediante el programa de cálculo ETABS 2016.2

Para el análisis se consideraron fuerzas laterales distribuidas en los centros de masa de cada diafragma rígido (cada nivele de la estructura), proporcionales a la masa concentrada, debido a la relación directa que existe entre masa y la fuerza sísmica.

El análisis contempla una carga inicial de gravedad, que comienza a incrementarse desde cero hasta el cien por ciento de la carga muerta más el veinticinco por ciento de la carga viva ($100\% \text{ WD} + 25\% \text{ WT}$)



Figura 3.8.1.a. Diagrama de tiempo aceleración de la carga de gravedad. **Fuente:** Elaboración Propia

Estas fuerzas se incrementales imponiendo un conjunto sucesivo de fuerzas hasta provocar desplazamiento controlado que producen el colapso total de la estructura.

Para esta investigación se considera un desplazamiento de 0.60 m, como el desplazamiento de control, el cual toma como punto de referencia el centro de masa del ultimo nivel sin tener en cuenta estructuras ligeras que se encuentre posteriores a este nivel.

Cono respuesta al análisis se logró obtener el desplazamiento máximo de la estructura global, así como de cada elemento estructural modelado, además de ello se puede identificar el estado de los elementos y las posibles rotulas plásticas que se hayan podido generar.

En la Figura 3.8.1.b. se presenta la curva de capacidad obtenida del modelo arquétípico de tres niveles.

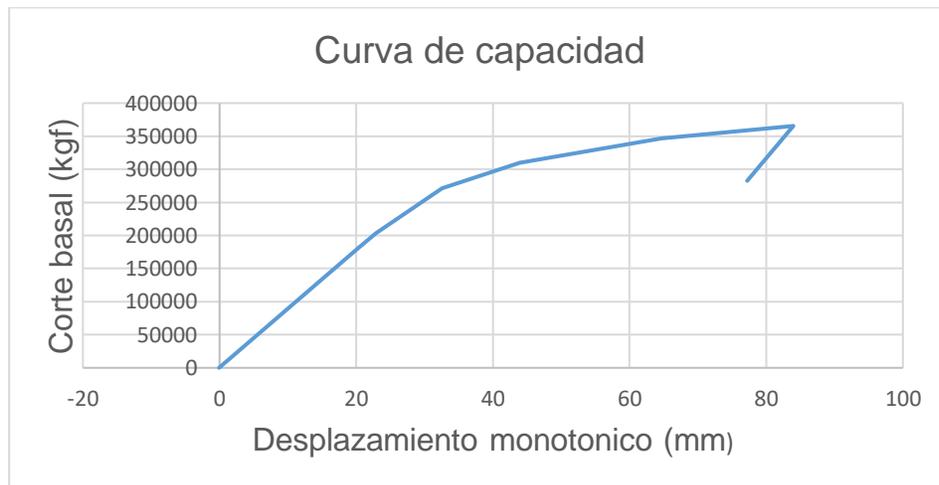


Figura 3.8.1.b. Curva de capacidad del modelo arquétípico. **Fuente:** Elaboración Propia

Resultado de análisis se obtuvieron los desplazamientos y las histéresis de las rotulas plásticas.

Según indica la teoría de índice de daño de park and ang y de Ductility ratio, el desplazamiento hallado del ensayo monotonico es equivalente al du (deformación ultima).

Siendo este el máximo desplazamiento experimentado por el elemento estructural, para caso de elemento con eje local uno paralelo a la vertical, este desplazamiento se encuentra en el extremo superior y en el eje del momento 2 o momento 3.

3.8.2. Comportamiento de columnas

Las deformaciones se dan en los tres ejes locales del elemento, pero las deformaciones axiales son relativamente menores a las producidas por los desplazamientos en el eje 2 y 3 respectivamente. Esto debido a alta resistencia a compresión del concreto y la ductilidad del sistema porticado.

Por lo mencionado se toman las deformaciones del eje 2 o 3 correspondiente mente con el sentido del análisis sísmico empleado y para las vigas se toman las máximas deformaciones en provocadas por el momento del eje local 3.

Teniendo como base las fallas típicas propias del sistema estructural porticado. Partiendo de lo mencionado por

Serrano, 2001, p,4 que indica que “cuando el sistema estructura permite una respuesta sísmica dúctil, se presentan deformaciones debido a la compresión provocada por la combinación de la fuerza axial y el momento flector.

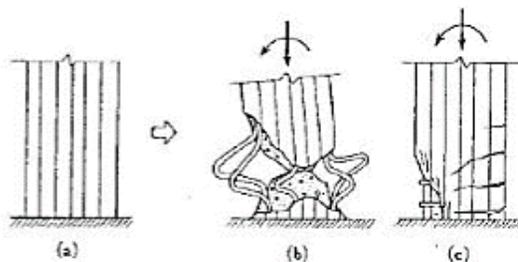


Figura 3.8.2.a. Efectos de combinación carga axial y momento (Serrano,2001) **Fuente:** Elaboración Propia

Por lo consiguiente se presenta el siguiente caso de deformación, estas están expresadas considerando dos rotulas a los extremos.

Caso A. La columna presenta una falla de tipo C en el extremo inferior, provocando el máximo desplazamiento en el extremo superior.

Caso B. La columna presenta una falla de tipo B en el extremo superior y genera una rotula plástica, provocando el máximo desplazamiento en el extremo superior.

Caso C. La columna presenta una falla de tipo B en el extremo inferior y genera una rotula plástica, provocando el máximo desplazamiento en el extremo superior.

Caso D. La columna presenta una falla de tipo B en ambos extremos y genera una rotula plástica a cada lado, provocando el máximo desplazamiento en el extremo superior.

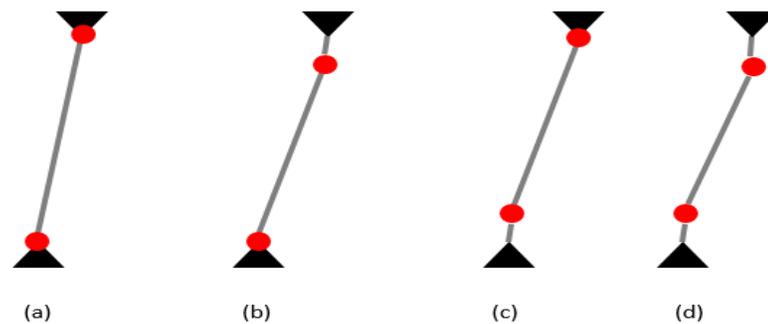


Figura 3.8.2.b. Estado de deformaciones en columna Fuente: Elaboración Propia

De eso podemos argumentar que el análisis de la deformación máxima se realizara en los extremos de los elementos.

Tabla N° 3.8.2.c. Desplazamiento último de columnas en mm

Elemento	Desplazamiento (mm)		
	Piso 01	Piso 02	Piso 03
C1	25.651	27.452	14.819
C2	45.126	27.247	14.409
C3	42.875	27.452	14.819
C4	45.126	27.247	14.409
C5	52.704	27.452	14.819
C6	22.281	24.268	13.101
C7	41.429	24.952	13.402
C8	42.601	25.68	13.722
C9	14.377	26.324	14.004
C10	45.126	27.247	14.409
C11	39.184	24.268	13.101
C12	22.871	24.952	13.402
C13	23.498	25.68	13.722
C14	43.638	26.324	14.004
C15	40.326	24.268	13.101
C16	41.429	24.952	13.402
C17	42.601	25.68	13.722
C18	43.638	26.324	14.004

Fuente: Elaboración Propia

3.8.3. Análisis tiempo historia

Para muestra del análisis tiempo historia realizado se toma el historial de las deformaciones de la columna 1, estas deformaciones máximas son registradas por cada 0.02 segundo en el caso de registros sísmico ocurrido en Lima 1974-3.

El desplazamiento máximo en el piso 1,2 y 3 se dan en el mismo tiempo y son desplazamiento acumulativo, por lo cual se considera calcular los desplazamientos relativos impidiendo que los desplazamientos de pisos inferiores influyan en este.

Durante el proceso se encontraron varias posibilidades de desplazamiento relativo, a lo cual se generó una formulación sencilla que reúne los criterios suficientes para ser empleada. Estos posibles modos son los siguientes:

- Cuando los dos extremos del elemento en análisis se desplazan a una misma dirección.
- Cuan los dos extremos del elemento en análisis se desplazan en direcciones opuestas.
- Cuando la parte superior del elemento se desplaza y la parte inferior se mantiene en el eje de la posición inicial.

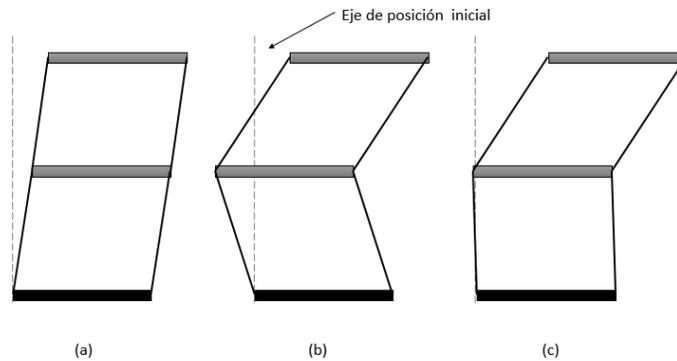


Figura 3.8.3.a. Modos de deformaciones en entrepisos. **Fuente:** Elaboración Propia

Se encontró que la resta de los pisos superior con el inferior cumple con los tres casos observados y sus respectivas oposiciones. Por lo que se utiliza esta operación a los resultados obtenidos de calcula el valor absoluto obteniendo así los verdaderos desplazamientos relativos.

Tabla N° 3.8.3.b. Relación de casos por modo

CASO	Desplazamiento de piso 1	Desplazamiento de piso 2	Resultado Real	Resultado de resta
A	-0.003	-0.004	0.001	0.001
B	-0.004	0.002	0.006	-0.006
C	0	0.005	0.005	0.005
-A	0.003	0.004	0.01	0.001
-B	0.004	-0.002	0.006	0.006
-C	0	-0.005	0.005	0.005

Fuente: Elaboración Propia

Por lo que se empleó la operación mencionada, obteniendo de esa forma desplazamiento para cada tiempo de cada columna.

En el presente cuadro se muestra los desplazamientos obtenidos de la Columna 1 (C1) en un segmento de tiempo, para las demás columnas se ejecuta el mismo procedimiento.

Tabla N° 3.8.3.c. Desplazamiento para cada tiempo del registro sísmico de la columna C1

Columna 01 Tiempo (Seg)	Eje X Desplazamiento Absoluto (mm)			Eje Y Desplazamiento relativos (mm)		
	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 1	Piso 2	Piso 3
0	0.011	0.026	0.046	0.011	0.015	0.02
0.02	0.012	0.027	0.046	0.012	0.015	0.019
0.04	0.012	0.028	0.047	0.012	0.016	0.019
0.06	0.015	0.031	0.051	0.015	0.016	0.02
0.08	0.023	0.043	0.063	0.023	0.02	0.02
0.1	0.031	0.06	0.084	0.031	0.029	0.024
0.12	0.037	0.074	0.108	0.037	0.037	0.034
0.14	0.05	0.097	0.141	0.05	0.047	0.044
0.16	0.075	0.14	0.188	0.075	0.065	0.048
0.18	0.098	0.184	0.242	0.098	0.086	0.058
0.2	0.094	0.195	0.276	0.094	0.101	0.081
0.22	0.059	0.156	0.255	0.059	0.097	0.099
0.24	0.004	0.065	0.152	0.004	0.061	0.087
0.26	-0.051	-0.059	-0.028	-0.051	-0.008	0.031
0.28	-0.087	-0.175	-0.233	-0.087	-0.088	-0.058
0.3	-0.119	-0.269	-0.404	-0.119	-0.15	-0.135

Fuente: Elaboración Propia

Luego se calcularon los máximos desplazamiento en cada elemento por cada piso.

Tabla N° 3.8.3.d. Desplazamiento máximos en columna 1

Desplazamientos (mm)	Eje X			Eje Y		
	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 1	Piso 2	Piso 3
Máximo	2.505	2.571	1.965	2.251	2.399	1.919
Mínimo	-2.516	-2.451	-1.757	-1.944	-2.007	-1.572
Absoluto	2.516	2.571	1.965	2.251	2.399	1.919

Fuente: Elaboración Propia

Y finalmente se recolectaron en una tabla de resumen los desplazamientos relativos de todas las columnas en la dirección “x” así como en la dirección “Y”.

Tabla N° 3.8.3.e. Desplazamiento de las edificaciones de tres niveles.

Columnas	Desplazamiento relativos (TH)					
	Eje X			Eje Y		
	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 1	Piso 2	Piso 3
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
C1	2.516	2.571	1.965	2.251	2.399	1.919
C2	2.513	2.526	1.931	2.258	2.398	1.91
C3	2.516	2.571	1.965	2.258	2.398	1.91
C4	2.516	2.571	1.965	2.258	2.398	1.91
C5	2.516	2.571	1.965	2.266	2.409	1.902
C6	2.506	2.465	1.824	2.251	2.399	1.919
C7	2.508	2.463	1.849	2.251	2.399	1.919
C8	2.51	2.46	1.875	2.251	2.399	1.919
C9	2.511	2.48	1.898	2.251	2.399	1.919
C10	2.513	2.526	1.931	2.251	2.399	1.919
C11	2.506	2.465	1.824	2.258	2.398	1.91
C12	2.508	2.463	1.849	2.258	2.398	1.91
C13	2.51	2.46	1.875	2.258	2.398	1.91
C14	2.511	2.48	1.898	2.258	2.398	1.91
C15	2.506	2.465	1.824	2.266	2.409	1.902
C16	2.508	2.463	1.849	2.266	2.409	1.902
C17	2.51	2.46	1.875	2.266	2.409	1.902
C18	2.511	2.48	1.898	2.266	2.409	1.902

Fuente: Elaboración Propia

Para el cálculo de la rotación en las vigas se realiza un procedimiento similar, a través de cual se obtiene la siguiente tabla.

Tabla N° 3.8.3.f. *Reptación en las rotulas de vigas, se muestra solo algunas vigas.*

Vigas	Extremo de análisis	Piso 1	Piso 2	Piso 3
		Rotación (rad)	Rotación (rad)	Rotación (rad)
V1	Inicial (i)	0.001906	0.001586	0.001163
V1	Final (j)	0.001805	0.001547	0.001081
V2	Inicial (i)	0.001805	0.001546	0.001079
V 2	Final (j)	0.001902	0.001584	0.001158
V 3	Inicial (i)	0.002094	0.001585	0.000995
V 3	Final (j)	0.000722	0.000547	0.000343
V 4	Inicial (i)	0.002258	0.001685	0.001089
V 4	Final (j)	0.000779	0.000581	0.000376
V 5	Inicial (i)	0.001741	0.001483	0.001033
V 5	Final (j)	0.001478	0.001357	0.000848
V 9	Inicial (i)	0.002394	0.001867	0.001144
V 9	Final (j)	0.002581	0.001944	0.001245
V 11	Inicial (i)	0.002282	0.00186	0.001133
V 11	Final (j)	0.002623	0.002012	0.001312
V 12	Inicial (i)	0.002317	0.001749	0.001151
V 12	Final (j)	0.000799	0.000603	0.000397
V 13	Inicial (i)	0.002234	0.001746	0.00102
V 13	Final (j)	0.002278	0.001766	0.001043
V 15	Inicial (i)	0.002412	0.00183	0.001134
V 15	Final (j)	0.002119	0.001694	0.000996
V 16	Inicial (i)	0.000757	0.000567	0.000358
V 16	Final (j)	0.002272	0.001701	0.001073
V 17	Inicial (i)	0.001872	0.001505	0.001032
V 17	Final (j)	0.001978	0.001543	0.001111
V 18	Inicial (i)	0.001981	0.001545	0.001115
V 18	Final (j)	0.001873	0.001506	0.001035
V 19	Inicial (i)	0.000786	0.000606	0.000388
V 19	Final (j)	0.002357	0.001819	0.001164

V 20	Inicial (i)	0.001798	0.001462	0.001008
V 20	Final (j)	0.001627	0.001392	0.000888
V 21	Inicial (i)	0.001625	0.001389	0.000884
V 21	Final (j)	0.001792	0.001458	0.001002
V 22	Inicial (i)	0.00077	0.000587	0.000371
V 22	Final (j)	0.002309	0.001761	0.001113
V 23	Inicial (i)	0.002463	0.001883	0.001161
V 23	Final (j)	0.002321	0.001823	0.001088
V 27	Inicial (i)	0.002516	0.001966	0.001235
V 27	Final (j)	0.002239	0.001839	0.001096
V 55	Inicial (i)	0	0	0
V 55	Final (j)	0	0	0

Fuente: Elaboración Propia

3.9. Cálculo del índice daño

3.9.1. Índice de Ductility ratio

El índice de Ductility ratio es el índice que resulta de la relación entre la deformación máxima del análisis tiempo historia no lineal y el desplazamiento último del análisis Push over.

Tabla 3.9.1.a. Índice de Ductility Ratio de columnas en edificaciones de tres niveles.

1974-3 TH X				
(G)	Elemento	Du (mm)	D máx. (mm)	ID Local
Piso 1	C1	25.651	2.404	0.094
	C2	45.126	2.471	0.055
	C3	42.875	2.404	0.056
	C4	45.126	2.471	0.055
	C5	52.704	2.404	0.046
	C6	22.281	2.686	0.121
	C7	41.429	2.636	0.064
	C8	42.601	2.584	0.061
	C9	14.377	2.538	0.177
	C10	45.126	2.471	0.055
	C11	39.184	2.686	0.069
	C12	22.871	2.636	0.115
	C13	23.498	2.584	0.11

1974-3 TH X				
(G)	Elemento	Du (mm)	D máx. (mm)	ID Local
Piso 1	C1	25.651	2.404	0.094
	C2	45.126	2.471	0.055
	C3	42.875	2.404	0.056
	C4	45.126	2.471	0.055
	C5	52.704	2.404	0.046
	C6	22.281	2.686	0.121
	C7	41.429	2.636	0.064
	C8	42.601	2.584	0.061
	C9	14.377	2.538	0.177
	C10	45.126	2.471	0.055
	C11	39.184	2.686	0.069
	C12	22.871	2.636	0.115
	C13	23.498	2.584	0.11

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se normaliza en función a la sumatoria de energías disipadas, los índices de daño locales calculado de las tablas representadas por la Tabla 3.9.1.a. y de esa forma hallar los índices individuales (índice de daño por piso), para posteriormente realizar el mismo procedimiento y obtener el índice de daño global, como se muestra en la tabla 3.9.1.c.

Tabla N° 3.9.1.b. Índice de Ductility Ratio de pisos en la edificación de tres niveles.

NIVEL	Elemento	Índice de Daño Local	E_{Local}	$\sum \frac{E_{Local}}{E_{Piso}}$
1° Piso	C1	0.094	446.476	0.003
	C2	0.055	671.643	0.002
	C3	0.056	536.747	0.002
	C4	0.055	168.005	0.001
	C5	0.046	327.457	0.001
	C6	0.121	972.536	0.007
	C7	0.064	490.106	0.002
	C8	0.061	721.705	0.003
	C9	0.177	603.029	0.007
	C10	0.055	460.754	0.002
	C11	0.069	956.082	0.004
	C12	0.115	509.087	0.004
	C13	0.110	849.060	0.006
	C14	0.058	846.733	0.003
	C15	0.067	861.161	0.004
	C16	0.064	379.147	0.002
	C17	0.061	577.101	0.002
	C18	0.058	562.789	0.002
B	B1	0.055	62.238	0.000
	B1	0.000	172.171	0.000
	B2	0.054	17.178	0.000
	B2	0.000	434.796	0.000
	B3	0.000	6.663	0.000
	B3	0.000	6.376	0.000

	B4	0.000	405.160	0.000
	B4	0.000	60.671	0.000
	B5	0.059	0.000	0.000
	B5	0.000	30.166	0.000
	B9	0.000	203.677	0.000
	B9	0.000	450.618	0.000
	B11	0.000	11.328	0.000
	B11	0.000	398.974	0.000
	B12	0.000	24.217	0.000
	B12	0.000	396.474	0.000
	B13	0.000	59.771	0.000
	B13	0.000	589.909	0.000
	B15	0.000	17.934	0.000
	B15	0.000	11.320	0.000
	B16	0.000	3.850	0.000
	B16	0.000	9.759	0.000
	B17	0.078	4.402	0.000
	B17	0.000	29.498	0.000
	B18	0.078	0.091	0.000
	B18	0.000	29.667	0.000
	B19	0.000	3.336	0.000
	B19	0.000	15.930	0.000
	B20	0.076	25.426	0.000
	B20	0.000	7.832	0.000
	B21	0.077	36.346	0.000
	B21	0.000	34.835	0.000
1° Piso	B22	0.000	55.456	0.000
	B22	0.000	22.043	0.000
	B23	0.000	14.953	0.000
	B23	0.000	620.136	0.000
	B27	0.000	14.220	0.000
	B27	0.000	604.416	0.000
	B55	0.000	20.554	0.000
	B55	0.000	0.000	0.000
	B61	0.000	0.000	0.000
	B61	0.000	0.000	0.000
	B62	0.000	0.000	0.000
	B62	0.000	0.000	0.000

	B64	0.000	0.000	0.000
	B64	0.000	0.000	0.000
	B65	0.000	0.000	0.000
	B65	0.000	0.000	0.000
	B66	0.000	0.000	0.000
	B66	0.000	0.000	0.000
	B67	0.000	0.000	0.000
	B67	0.000	0.000	0.000
	B68	0.000	0.000	0.000
	B68	0.000	0.000	0.000
	B6	0.000	0.000	0.000
	B6	0.000	0.000	0.000
	B7	0.000	0.000	0.000
	B7	0.000	0.000	0.000
	B8	0.000	0.000	0.000
	B8	0.000	0.000	0.000
	B10	0.000	0.000	0.000
	B10	0.000	0.000	0.000
	B14	0.000	0.000	0.000
	B14	0.000	0.000	0.000
	B24	0.000	0.000	0.000
	B24	0.000	0.000	0.000
	B25	0.000	0.000	0.000
	B25	0.000	0.000	0.000
	B26	0.000	0.000	0.000
	B26	0.000	0.000	0.000
1° Piso	B29	0.000	0.000	0.000
	B29	0.000	0.000	0.000
	B30	0.000	0.000	0.000
	B30	0.000	0.000	0.000
	B28	0.000	0.000	0.000
	B28	0.000	0.000	0.000
			ID Individual	0.0559431

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 3.9.1.c. Índice de Ductility Ratio de toda la edificación de tres niveles.

Nivel	ID		$\sum \frac{E_{Piso}}{E_{Global}}$	ID Global
	Individual	Eh (Piso).		
Piso 1	0.056	15852.007	0.022	
Piso2	0.070	14509.770	0.025	0.068
Piso 3	0.082	10685.852	0.021	
		41047.629		

Fuente: Elaboración Propia

Se presenta el resumen de índice de daños del modelo arquétipo, ante los diferentes registros sísmicos, se consideró someter a las estructuras, estas aceleraciones sísmicas fueron indicadas en un lado de la estructura, paralela al eje de las axisas, el cual es el lado más vulnerable (“x”).

Tabla N° 3.9.1.d. Índices de daño hallados, Ductility ratio.

Sismos	Intensidad en PGA	Índice de daño Ductility ratio	Intensidad espectral Sa(T1)
1974-3 TH Y	0.07	0.0682	0.1200
1974-3 TH X	0.04	0.0679	0.1242
1974-2 TH X	0.18	0.2728	0.4008
1970 TH Y	0.11	0.0923	0.1990
1970 TH X	0.1	0.1084	0.1814
1966 TH Y	0.27	0.2738	0.4992
1966 TH X	0.2	0.1495	0.1814

Fuente: Elaboración Propia

Con los índices obtenidos se analiza la correlación entre el índice de Ductility ratio y las intensidad sísmica PGA así como con la intensidad sísmica espectral Sa (T1).

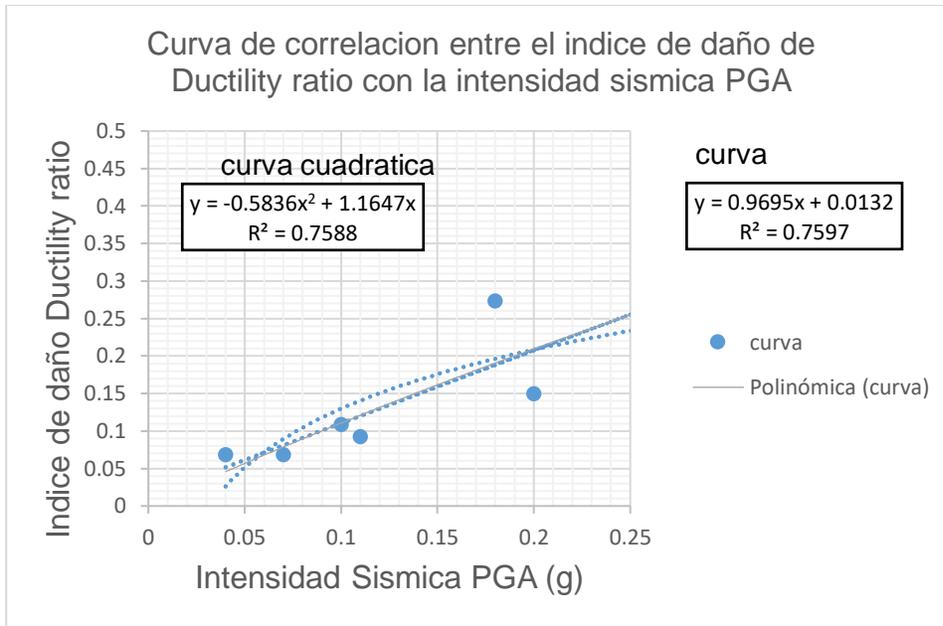


Figura 3.9.1.e. Índice de Ductility Ratio versus intensidad sísmica en PGA. **Fuente:** Elaboración Propia

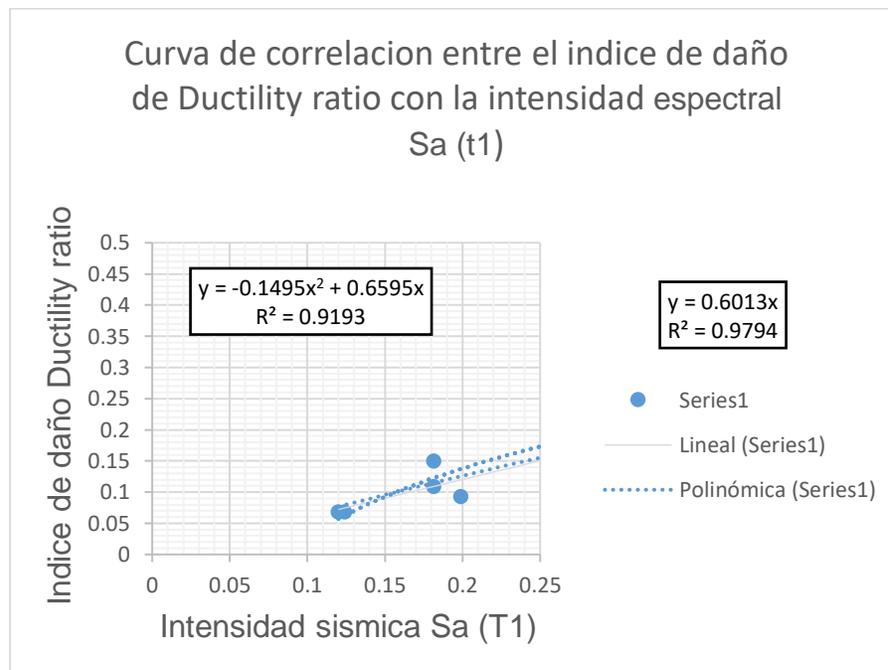


Figura 3.9.1.f. Índice de Ductility Ratio versus intensidad sísmica espectral Sa (T1) **Fuente:** Elaboración

Propia

En la figura 3.9.1.e y 3.9.1.f, se observa que el grado de correlación que existe entre el índice de Ductility ratio con la intensidad sísmica de aceleración máxima (PGA) y la intensidad sísmica espectral S_a (T1) correspondientemente, estas correlaciones se analizan en función a una ecuación lineal y otra ecuación cuadrática, se obtiene como resultante que existe una relación media del 76% en función a una ecuación lineal entre el índice de Ductility ratio y la intensidad PGA y una muy buena correlación entre el índice de Ductility ratio y la intensidad sísmica espectral S_a (T1) del 91%.

3.9.2. Índice de Park and Ang

El índice de daño establecido por Park and Ang considera el índice con mayor empleabilidad.

Para edificaciones de concreto armado se tomó como referencia un B igual a 0.15 para el parámetro β (Cosenza et al., 1993), este parámetro está en función al cuadro de propiedades.

Tabla N° 3.9.2.a. Propiedades de secciones empleadas en la edificación.

Sección	Dimensión (mm)		R	D	min.	Ref. Longitudinal		
	L (mm)	A (mm)				As (mm ²)	Pt	Fy
C1 45 x 50	450	500	40	390.95	3/4	3176	0.014	411.879
C1 45 x 60	450	600	40	390.95	3/4	3176	0.012	411.879
V1 45 x 25 (1)	450	250	40	394.13	1/2	1136	0.010	411.879
V1 45 x 25 (2)	450	250	40	390.95	3/4	1420	0.013	411.879
V1 45 x 25 (3)	450	250	40	394.13	1/2	1704	0.015	411.879
V1 45 x 25 (4)	450	250	40	394.13	1/2	1136	0.010	411.879
V1 45 x 25 (5)	450	250	40	394.13	1/2	1265	0.011	411.879
VA 20 x 20	200	200	40	140.95	3/4	7950	0.199	411.879
VCH 20 x 25	200	250	20	160.95	3/4	1136	0.023	411.879

Fuente: Elaboración Propia

Se presenta el cálculo de índices de daño locales para cada columna del primer nivel,

Tabla N° 3.9.2.b. Rotación en las vigas.

Viga	1° Nivel		2° Nivel		3° Nivel	
	Rotación min	Rotación máx.	Rotación min	Rotación máx.	Rotación min	Rotación máx.
V1	0.013	0.001	62.238	18619761.000	0.150	0.055
V1	0.000	0.001	172.171	-403039.800	0.150	0.000
V2	0.012	0.001	17.178	18581288.000	0.150	0.054
V2	0.000	0.001	434.796	-216020.000	0.150	0.000
V3	0.000	0.001	6.663	-1381879.000	0.150	0.000
V3	0.000	0.000	6.376	1089282.500	0.150	0.000
B4	0.000	0.001	405.160	-1675758.000	0.150	0.000
B4	0.000	0.000	60.671	1207190.000	0.150	0.000
B5	0.011	0.001	30.166	18757609.000	0.150	0.059
B5	0.000	0.001	203.677	-866964.800	0.150	0.000
B9	0.000	0.001	450.618	-663811.500	0.150	0.000

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.9.2.c. Índice de daño local en columnas

Nivel	Columna	Du (mm)	Dm (mm)	Eh	Fy	B	ID Local
1° Piso	C1	25.651	10.842	27269.79	42	0.15	4.219488
	C2	45.126	10.909	29154.8	42	0.15	2.549158
	C3	42.875	10.842	32196.61	42	0.15	2.934808
	C4	45.126	10.909	21933.23	42	0.15	1.977617
	C5	52.704	10.842	31262.32	42	0.15	2.324172
	C6	22.281	11.123	12862.4	42	0.15	2.560933
	C7	41.429	11.074	13194.83	42	0.15	1.404774
	C8	42.601	11.022	11132.79	42	0.15	1.192037
	C9	14.377	10.975	20075.79	42	0.15	5.750453
	C10	45.126	10.909	24237.82	42	0.15	2.160011
	C11	39.184	11.123	19447.23	42	0.15	2.056385
	C12	22.871	11.074	11093.24	42	0.15	2.216462
	C13	23.498	11.022	18496.53	42	0.15	3.280323
	C14	43.638	10.975	26365.4	42	0.15	2.409303
	C15	40.326	11.123	12586.28	42	0.15	1.390517
	C16	41.429	11.074	14222.17	42	0.15	1.493337
	C17	42.601	11.022	13259.6	42	0.15	1.370336
	C18	43.638	10.975	19673.4	42	0.15	1.861615

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 3.9.2.d. Índice de Park and Ang de las columnas del edificio con tres

Nivel	Columna	ID Local	Eh Local	$\frac{\sum E_{Local}}{E_{Piso}}$
1° Piso	C1	4.219	27269.790	0.272
	C2	2.549	29154.800	0.176
	C3	2.935	32196.610	0.223
	C4	1.978	21933.230	0.102
	C5	2.324	31262.320	0.172
	C6	2.561	12862.400	0.078
	C7	1.405	13194.830	0.044
	C8	1.192	11132.790	0.031
	C9	5.750	20075.790	0.273

C10	2.160	24237.820	0.124
C11	2.056	19447.230	0.094
C12	2.216	11093.240	0.058
C13	3.280	18496.530	0.143
C14	2.409	26365.400	0.150
C15	1.391	12586.280	0.041
C16	1.493	14222.170	0.050
C17	1.370	13259.600	0.043
C18	1.862	19673.400	0.087
B1	0.057	3656.830	0.000
B1	0.000	4762.135	0.000
B2	0.056	3242.184	0.000
B2	0.000	5514.855	0.000
B3	0.000	1058.182	0.000
B3	0.000	132.294	0.000
B4	0.000	670.786	0.000
B4	0.000	77.055	0.000
B5	0.062	3418.359	0.000
B5	0.000	2302.977	0.000
B9	0.000	334.074	0.000
B9	0.000	760.413	0.000
B11	0.000	740.352	0.000
B11	0.000	499.413	0.000
B12	0.000	859.129	0.000
B12	0.000	101.566	0.000
B13	0.000	1234.000	0.000
B13	0.000	628.738	0.000
B15	0.000	1848.424	0.000
B15	0.000	814.043	0.000
B16	0.000	130.167	0.000
B16	0.000	1301.225	0.000
B17	0.081	3043.424	0.001
B17	0.000	5081.052	0.000
B18	0.081	3361.102	0.001
B18	0.000	4387.140	0.000
B19	0.000	3361.102	0.000

1° Piso

	B19	0.000	225.793	0.000
	B20	0.078	2483.640	0.000
	B20	0.000	1091.117	0.000
	B21	0.079	1967.476	0.000
	B21	0.000	1686.960	0.000
	B22	0.000	50.780	0.000
	B22	0.000	555.935	0.000
	B23	0.000	507.882	0.000
	B23	0.000	1270.772	0.000
	B27	0.000	1509.859	0.000
	B27	0.000	101.330	0.000
	B55	0.000	0.000	0.000
	B55	0.000	0.000	0.000
	B61	0.000	0.000	0.000
	B61	0.000	0.000	0.000
	B62	0.000	0.000	0.000
	B62	0.000	0.000	0.000
	B64	0.000	0.000	0.000
	B64	0.000	0.000	0.000
	B65	0.000	0.000	0.000
	B65	0.000	0.000	0.000
	B66	0.000	0.000	0.000
	B66	0.000	0.000	0.000
	B67	0.000	0.000	0.000
	B67	0.000	0.000	0.000
	B68	0.000	0.000	0.000
	B68	0.000	0.000	0.000
	B6	0.000	0.000	0.000
	B6	0.000	0.000	0.000
	B7	0.000	0.000	0.000
	B7	0.000	0.000	0.000
	B8	0.000	0.000	0.000
	B8	0.000	0.000	0.000
1° Piso	B10	0.000	0.000	0.000
	B10	0.000	0.000	0.000
	B14	0.000	0.000	0.000
	B14	0.000	0.000	0.000
	B24	0.000	0.000	0.000
	B24	0.000	0.000	0.000
	B25	0.000	0.000	0.000
	B25	0.000	0.000	0.000

B26	0.000	0.000	0.000
B26	0.000	0.000	0.000
B29	0.000	0.000	0.000
B29	0.000	0.000	0.000
B30	0.000	0.000	0.000
B30	0.000	0.000	0.000
B28	0.000	0.000	0.000
B28	0.000	0.000	0.000
ID Individual			0.0559431

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se normaliza en función a la sumatoria de energías disipadas, los índices de daño locales calculado de las tablas representadas por la Tabla 9.2.c. y de esa forma hallar los índices individuales (índice de daño por piso), para posteriormente realizar el mismo procedimiento y obtener el índice de daño global, como se muestra en la tabla 9.2.d.

Tabla N° 3.9.2.e. Índice global de daño de Park and Ang de edificio con tres pisos.

Nivel	ID Individual	$E_{h(Piso)}$	$\sum \frac{E_{Piso}}{E_{Global}}$	ID Global
Piso 1	0.0559	15852.0070	0.0216	0.0679
Piso2	0.0704	14509.7695	0.0249	
Piso 3	0.0821	10685.8520	0.0214	
		41047.6285		

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 3.9.2.f. Resumen de índice e intensidad sísmica calculada

Sismo	Intensidad sísmica PGA	Índice de daño Park	Intensidad sísmica Sa (T1)
1974-3 TH Y	0.070	0.090	0.120
1974-3 TH X	0.040	0.125	0.124
1974-2 TH X	0.180	2.184	0.401
1970 TH Y	0.110	0.432	0.199
1970 TH X	0.100	0.709	0.181
1966 TH Y	0.270	1.794	0.499
1966 TH X	0.200	0.636	0.181

Fuente: Elaboración Propia

Con los índices obtenidos se elabora los siguientes cuadros para medir la correlacionen entre las variables en estudio.

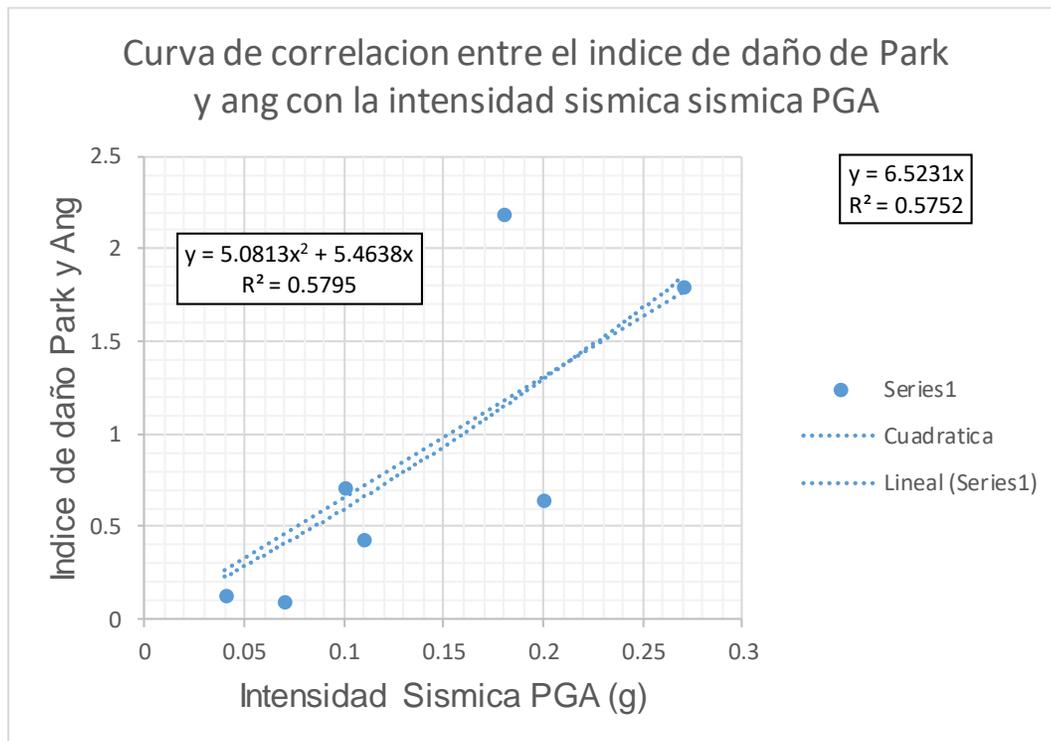


Figura 3.9.2.g. Índice de Park and Ang de versus intensidad sísmica PGA. **Fuente:** Elaboración Propia

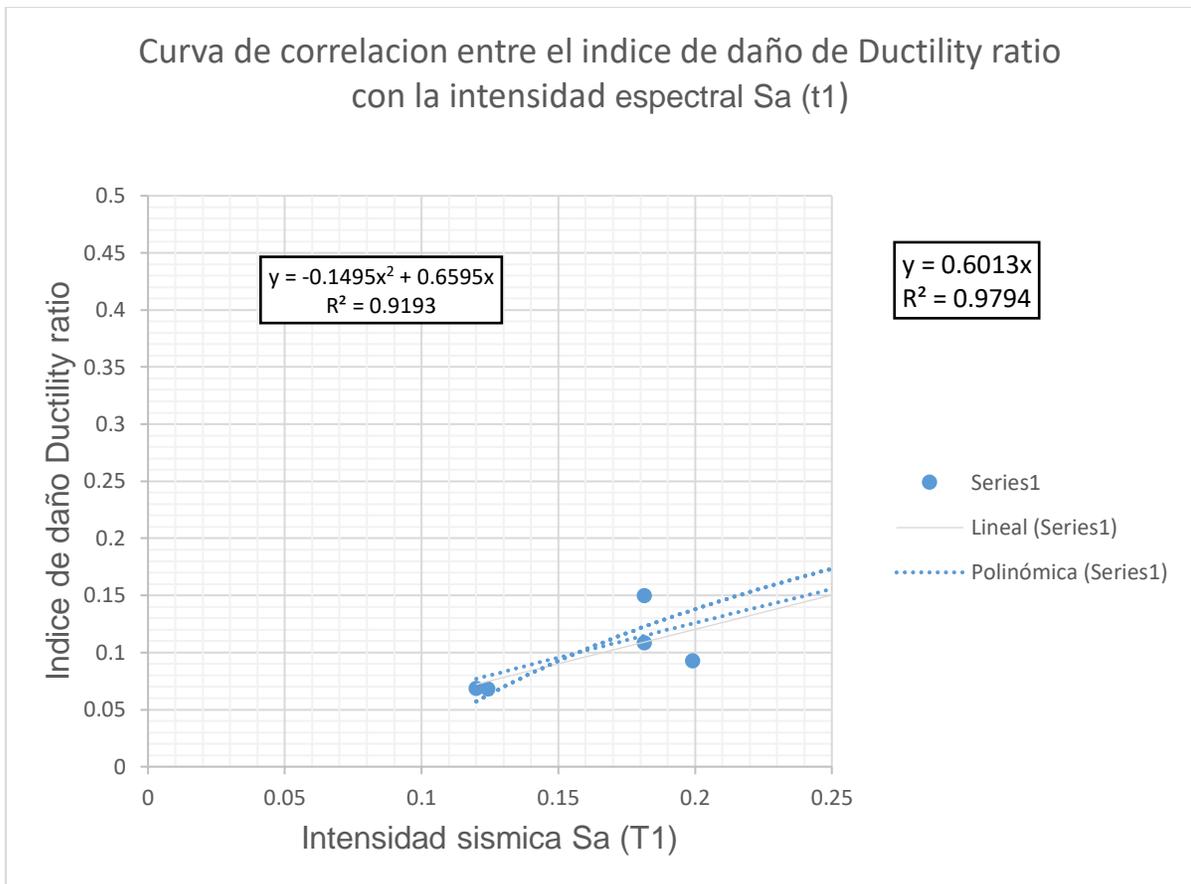


Figura 3.9.2.h. Índice de Park and Ang de versus intensidad sísmica espectral Sa (T1). **Fuente:** Elaboración Propia

En la figura 3.9.2.f y 3.9.2.g, se observa que el grado de correlación que existe entre el índice de daño de Park and Ang con la intensidad sísmica de aceleración máxima (PGA) y la intensidad sísmica espectral Sa (T1) correspondientemente, estas correlaciones se analizan en función a una ecuación lineal y otra ecuación cuadrática. En el análisis se obtiene como resultante que existe una mediana correlación del 58% en función a una ecuación cuadrática entre el índice de Park and Ang y la intensidad PGA, además se encuentra que hay una alta correlación entre el índice de Park and Ang y la intensidad sísmica espectral Sa (T1) del 91%.

IV. DISCUSIONES

- La presente investigación confirma los resultados obtenidos por el doctor Anaxágoras Elenas en su investigación titulada “parámetros de intensidad como dañinos descriptores potenciales de terremotos” la cual indica que los resultados demostraron una media correlación entre el índice de daño de Park and Ang y las intensidades pico como el PGA y PGV, adema se obtuvo que existe una alta correlación entre el índice mencionado y las intensidades espectrales como Sa (T1) y SV.
- También se comprueba la cuarta conclusión de Anaxágoras Elenas afirma que tras todos estos resultados obtenidos, llevan a concluir que los parámetros sísmicos espectrales y de energía son confiables
- En los índices de daño calculados se puede observar que las columnas son las que más influyen en el valor del índice de daño, pero las vigas aportan muy poco al índice resultante, esto está conforme a la investigación desarrollada por Saurabh shiradhonkar y Ravi Sinha, Índice de daños sísmicos para la clasificación de Daño estructural, el cual indica tras analizar el comportamiento
- de índice de daño mencionado en el tiempo, que el índice de Park y Ang está dominado por los daños en las columnas.
- Elenas y Meskouris estudiaron los parámetros de correlación sísmica lineal y el índice de daño de una estructura de un pequeño conjunto de terremotos y encontraron que la pseudoaceleración espectral, la intensidad de Arias y la energía de entrada muestran una buena correlación con el daño a estructuras
- Lio et al. investigaron el efecto de la velocidad espectral y la relación entre la velocidad máxima del suelo y la aceleración máxima en la respuesta dinámica de dos estructuras

- de cinco y doce pisos. Los resultados mostraron que hubo un mayor impacto de estos parámetros en la respuesta dinámica de la estructura de doce pisos
- Se observó durante la investigación que el registro sísmico con mayor PGA no necesariamente ocasiona la mayor intensidad destructiva en la estructura y es consecuente con lo expresado por C. Manfredi y E. Cosenza (2000, p. 51), esto se expresa a detalle en las conclusiones.

V. CONCLUSIONES

- Se obtuvo que la correlación entre el índice de daño de Ductility ratio con la intensidad sísmica de la máxima aceleración PGA y la intensidad sísmica espectral $S_a(T_1)$, es la correlación muy buena y buena con un 91% y 75% correspondiente mente, sin embargo, debe de considerar que el el índice de daño de Ductility ratio no expresa de manera adecuada el daño en las estructuras.
- Se obtuvo una correlación intermedio muy pegada al 53% entre el índice de daño de Park and Ang y la intensidad sísmica de máxima aceleración PGA
- Se observa que las diferencias en los índices de daño calculado están predominadas por la energía que pueda disipar el elemento en análisis, encontrones es relación que la variación es significativa cuando valores de disipación de energía son aproximadamente superiores a 1000 joule.
- Se pudo observar que el sismo de Lima 1974-2, a pesar de tener una intensidad menor al sismo de lima 1966, lleva a la estructura a un nivel de colapso, esto debida cantidad de energía disipada de la estructura que está relacionada a otros factores adicioneles, lo que explica que el R cuadrado de las líneas de tendencia no tenga una muy alta relación con la intensidad sísmica, pues esta no también depende de otros factores como el número de ciclo, la duración y los periodos de vibración.

Tabla N° 5. Resultados

SISMO	INTENSIDAD	
	SISMICA (PGA)	INDICE DE DAÑO
LIMA 1974-2 x	0.18	2.1835651
LIMA 1966 x	0.2	0.6359434

Fuente: Elaboración Propia

- Se puede encontrar en el análisis estático no lineal Push over, que las edificaciones típicas, las cuales comprenden edificaciones comerciales de pórticos de concreto armado son vulnerables a fallas primero en las columnas, a pesar de que el diseño contemple el criterio de la relación de inercias.

VI. RECOMENDACIONES

- Es recomendable el uso de las intensidades espectrales como el Sa (T1) pues tiene una muy buena correlación con la cuantificación del daño.
- En la edificación arquetípica propuesta (aporticada) no se consideran los muros de albañilería ni el efecto que esta producen en la respuesta estructural, por lo que se recomienda incluir en posteriores investigaciones estos parámetros (aporticada con muros de albañilería adosados), los cuales afinarán mejor el modelo representativo de las construcciones peruanas.
- Una de las desventajas que este en este tipo de análisis es el costo computacional que comprende los análisis no lineales, y la escasa automatización de algunos procesos que interviene en el análisis.
- Se debe incluir registros sísmicos compatibles a la zona en análisis, que tenga intensidades sísmicas con mayores aceleraciones en los dos métodos empleados, para obtener un mejor análisis de los resultados.

- Se deberían incluir modelos con diferentes alturas para ver la variación de los daños y la intensidad sísmica.
- Se recomienda para una futura ampliación de la presente investigación, el medir la correlación de los índices de daño con los otros factores que interviene en él, y de eso modo poder ver el porcentaje de participación la causa de los daños a las estructuras.

VII. REFERENCIAS

A. Muñoz, M. Tinman, y D. Quiun, Riesgo sísmico de edificaciones, peruanas, 1a. ed., Perú, [ed],[años], [11]p.

[En línea][Fecha de consulta: 14 Junio 2017] disponible en:

<file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20de%20INDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÌSMICA/Informacioin/Resistro%20sismico%20Peru.pdf>

A. Ghodrati, B. Mohebi y A. Yousefi, Seismic Damage Analysis of Tehran Using Damage Spectra, 1a. ed., India, ResearchGate, 2012, [11] p.

[En línea][Fecha de consulta: 15 Junio 2017] disponible en:

http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_5331.pdf

Computers y Structures, Inc, CSI Analysis Reference Manual for SAP2000. ETABS, SAFE and CSIBridge, 1a. ed., USA, 2016, [556]p.

ISSN: GEN062708M1

[En línea][Fecha de consulta: 14 Junio 2017] disponible en:

<file:///C:/Program%20Files/Computers%20and%20Structures/ETABS%202016/Manuals/Analysis%20Reference.pdf>

C. Méndez, Metodología diseño y desarrollo del proceso de investigación con énfasis en ciencias empresariales, 4ª ed., Colombia, Limusa, 1999, [351] p.

<https://es.scribd.com/document/324262554/METODOLOGIA-DE-LA-INVESTIGACION-CARLOS-MENDEZ-1-pdf>

E. Cosenza y G. Manfredi, Damage ÍNDICES and damage measures, 1a. ed., India, ResearchGate, 2012, [13] p.

[En línea][Fecha de consulta: 13 Junio 2017] disponible en:

<file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20del%20ÍNDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÍSMICA/Informacioin/ÍNDICE%20de%20daño.pdf>

E. Cortes, Generalidades sobre Metodología de la Investigación, 6ª ed., México, Colección material didáctico, 2004, [105] p.

[En línea][Fecha de consulta: 10 Julio 2017] disponible en:

http://www.unacar.mx/contenido/gaceta/ediciones/metodologia_investigacion.pdf

F. Arias, El proyecto de investigación, 6ª ed., México, ResearchGate, 2012, [143] p.

ISBN: 980 078 529 9

F. Colado, Metodología de la investigación, 6ª ed., México, Mc Graw Hill, 2015, [736] p.

[En línea][Fecha de consulta: 10 Julio 2017] disponible en:

<file:///F:/Metodologia/informacion/Metodologia%20del%20investigador.pdf>

FEMA, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, 1a. ed., E.E.U.U,

[edit], 2000, [519] p.

[En línea][Fecha de consulta: 02 Julio 2017] disponible en:

<http://sharif.edu/~ahmadizadeh/courses/strcontrol/CIE626-2-FEMA-356.pdf>

G. Rayes, J. Vielma, A. Barbat, L. Pujades, estado del conocimiento sobre metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios, 1a. ed., Venezuela, [edit.], [2008], [22] p.

[En línea][fecha de consulta: 20 junio 2017] disponible en:

<http://servicio.bc.uc.edu.ve/ingenieria/revista/IngenieriaYSociedad/a8n1/art01.pdf>

G.Alguacil, F.Vidal, D.Stich, F. Mancilla, J.Lopez, J.Morales y M.Navarro, Parámetros de la fuente y del movimiento del suelo del terremoto de Lorca de 2011, 1a. ed., Alemania, [edit.], 2011, [29] p.

[En línea][Fecha de consulta: 02 Julio 2017] disponible en:

<file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20del%20ÍNDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÍSMICA/Informacioin/40131-51720-2-PB.pdf>

G. Orlandoni, Escala de medición en Estadística, 12^a ed., México, Universidad Rafael Beloso Chacin, 2010, [247] p.

ISBN: 1317 – 0570

H. Sandoval “et al.”, Generación de mapas de intensidades sísmicas en tiempo real para el territorio nacional, 1a. ed., México, [edit.], 2014, [7]p.

[En línea][Fecha de consulta: 14 Junio 2017] disponible en:

<file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20del%20ÌNDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÌSMICA/Informacioin/Generaacion%20de%20mapa%20de%20intensidad%20SÌSMICA%20mexico.pdf>

I. Villemure, Damage ÌNDICES for reinforced concrete frames: Evaluation and correlation, 1a. ed., USA, 1993, [183] p.

[En línea][Fecha de consulta: 14 Junio 2017] disponible en:

file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20del%20ÌNDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÌSMICA/Informacioin/ubc_1995-0426.pdf

J. Alva, J. Meneses y V. Guzmán, distribución de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú, 1a. ed., Perú, [edit.], 1984, [11] p.

[En línea][Fecha de consulta: 14 Junio 2017] disponible en:

<file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20del%20ÌNDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÌSMICA/Informacioin/Distribucion%20SÌSMICA%20peru.pdf>

J. Poblete, determinación experimental de la intensidad de Mercalli modificada para Chile, 1a. ed., Chile, [edit.], 2008, [228] p.

[En línea][Fecha de consulta: 01 Julio 2017] disponible en:

http://www.tesis.uchile.cl/tesis/uchile/2008/poblete_jr/sources/poblete_jr.pdf

L. Gonzales, E. Jorge y Hurtado, Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada, 1a. ed., España, Universitat Politècnica de Catalunya, 2003.

[En línea][Fecha de consulta: 07 Julio 2017] disponible en:

ISBN: 8468850861

<http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/03CAPITULO2.pdf>

M. Mihai. A theoretical review of the damage ÌNDICES used to model the dynamic nonlinear behavior of reinforced concrete structures, 2a. ed., India, [edit], 2013, [11] p.

[En línea][Fecha de consulta: 13 Junio 2017] disponible en:

<http://www.bipcons.ce.tuiasi.ro/Archive/364.pdf>

M. Aztroza, S. Ruiz, R. Astroza y J. Molina, Intensidades sísmicas, 1ª ed., Chile, ResearchGate, 2014, [24] p.

[En línea][Fecha de consulta: 10 Julio 2017] disponible en:

https://www.researchgate.net/profile/Maximiliano_Astroza/publication/258406762_Seismic_Intensities/links/5412183b0cf2bb7347dadf66.pdf

M. Blondet y J.Velasquez, Estimacion de perdida sísmicas mediante curvas de fragilidad analíticas, 1a. ed., Perú, [edit.], 2014, [11] p.

[En línea][Fecha de consulta: 14 Junio 2017] disponible en:

<file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20del%20ÌNDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÌSMICA/Informacioin/Estimacion%20de%20perdidas%20SÌSMICAs.pdf>

M. Ildefonso, M. Borboa, J. Rodriguez, Enfoque mixto, 1a. ed., España, Tlatemoani, 2013, [25] p.
ISSN: 19899300

[En línea][Fecha de consulta: 14 Junio 2017] disponible en:

<file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20del%20ÌNDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÌSMICA/Informacioin/260186612-Enfoque-Mixto.pdf>

M. Safi y A. Soleymani, investigation of correlations between seismic parameters and damage ÌNDICES for earthquakes of Iran region (technical note), 1a. ed., Iran, 2013, [263] p.

[En línea][Fecha de consulta: 14 Junio 2017] disponible en:

<http://www.ije.ir/fulltext/%7Bd1e07d198bffc80dc3bfac91c96f852c%7D/1586/27/>

N. Bastias, Modelo Predictivo Para Intensidades Sísmicas Superficiales en Chile, 1a. ed., Chile, [edit.], 2016, [126] p.

[En línea][Fecha de consulta: 05 Julio 2017] disponible en:

http://repositorio.udec.cl/bitstream/handle/11594/1935/Tesis_Modelo_Predictivo_Para_Intensidades_SÌSMICAs.Image.Marked.pdf?sequence=1

R. Husid, Terremotos análisis espectral y características de acelerogramas como base del diseño sísmico, 1a. ed., Chile, Andres Bello, 1973, [444] p.

[En línea][Fecha de consulta: 01 Julio 2017] disponible en:

https://books.google.com.pe/books?id=P7Y4gMRWzGAC&pg=PA147&lpg=PA147&dq=autor+Housner,+intensidad&source=bl&ots=IgSHBwmQ4x&sig=j5j5JvGuGwqd2H-7qrNLkNZPoPQ&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwjH5ZzFjofVAhVD4yYKHa_vAdgQ6AEIKjAB#v=onepage&q=autor%20Housner%2C%20intensidad&f=false

Real academia española, Diccionario de estudiantes, 1a. ed., 2005,.

ISBN: 9788429405477

R. Hernández, C. Fernandez y P. Baptista, Metodología de la investigación, 5ª ed., Mexico, Mc Graw Hill, 2010, [736] p.

[En línea][Fecha de consulta: 10 Julio 2017] disponible en:

https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf

S. Okada, classifications of structural types and damage patterns of buildings for earthquake field investigation, 1a. ed.,[L], Takai, 2000, [8]p.

[En línea][Fecha de consulta: 14 Junio 2017] disponible en:

<file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20del%20ÌNDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÌSMICA/Informacioin/Clasificacion%20de%20tipo%20de%20estructuras%20y%20los%20modelos%20de%20daño.pdf>

S. Gómez, Sísmica moderna, 1a. ed., México, Trillas, 1997, [192]p.

ISBN: 9682473799

Structures subjected to seismic loads 1a. ed., Australia,[editorial],2011, [7]p.

[En línea][Fecha de consulta: 15 Junio 2017] disponible en:

file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20del%20ÌNDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÌSMICA/Informacioin/037_Ed%20Review_Vui-final%20version%20clasificacion%20de%20inidce.pdf

S.Shiradhonkar y R. Sinha, Detailed Evaluation of Available Seismic Damage ÌNDICES, 1a. ed., India, ResearchGate, 2012, [13] p.

[En línea][Fecha de consulta: 25 Junio 2017] disponible en:

https://www.researchgate.net/publication/262375272_Detailed_Evaluation_of_Available_Seismic_Damage_ÌNDICES

S.Shiradhonkar y R. Sinha, Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios, 1a. ed., España, A.H: Barbat, 2007, [113] p.

[En línea][Fecha de consulta: 25 Junio 2017] disponible en:

https://www.researchgate.net/profile/Alex_Barbat/publication/271586815_Herramientas_necesarias_para_la_evaluacion_SÌSMICA_de_edificios/links/54cd08fc0cf29ca810f74197/Herramientas-necesarias-para-la-evaluacion-SÌSMICA-de-edificios.pdf?origin=publication_detail

S. Shiradhonkar y R. Sinha, Seismic Damage index for classification of structural damage- Closing the loop, 1a. ed., India, ResearchGate, 2012, [12] p.

[En línea][Fecha de consulta: 15 Junio 2017] disponible en:
[file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20del%20ÌNDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÌSMICA/Informacioin/15%20WCEE%20Seismic%20Damage%20Index%20for%20Classification%20of%20Structural%20Damage-Closing%20the%20Loop".pdf](file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20del%20ÌNDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÌSMICA/Informacioin/15%20WCEE%20Seismic%20Damage%20Index%20for%20Classification%20of%20Structural%20Damage-Closing%20the%20Loop)

Sánchez, A. (15 de Febrero del 2017). Instituto nacional de estadística e informática: Población ocupada de Lima Metropolitana aumentó 1,7% de noviembre de 2016. Lima.

Recuperado en: <https://www.inei.gob.pe/prensa/noticias/poblacion-ocupada-de-lima-metropolitana-aumento-17-de-noviembre-de-2016-a-enero-2017-9571/>

Telesur. (24 de agosto del 2016). Telesur: Antes y después del terremoto que azotó dos localidades de Italia. Italia.

Recuperado en: <http://www.telesurtv.net/multimedia/Antes-y-despues-del-terremoto-que-azoto-dos-localidades-de-Italia--20160824-0017.html>

T. Susagna, L. Cabañas, X. Goula, J. Alcalde y M. Belvaux, Análisis de los parámetros de los acelerogramas registrados en los seísmos de Lorca, de interés para la Ingeniería, 24a. ed., Francia, Física de la tierra, 2012, [22] p.

[En línea][Fecha de consulta: 05 Julio 2017] disponible en:

<file:///F:/Investigacion/Tesis/Corelacion%20del%20ÌNDICE%20de%20daño%20y%20la%20intensidad%20SÌSMICA/Informacioin/40139-51753-2-PB.pdf>

T. Vidal “et al.”, Análisis de los parámetros de los acelerogramas registrados en los seísmos de Lorca, de interés para la Ingeniería, 1a. ed., Francia, Tsusagna, 2012, [234]p.

ISBN: 0214 45557

V. Cao, H. Reza, M. Ashraf y H. Baji. A new damage index for reinforced concrete structures subjected to seismic loads, 1a. ed., India, ResearchGate, 2012, [7] p.

[En línea][Fecha de consulta: 13 Junio 2017] disponible en:

<https://www.researchgate.net/publication/274721518>

Y. Ishiyama, Consideraciones sobre seguridad en el diseño sísmico de hospitales, de interés para la Ingeniería, 1a. ed., 2012, [162] p.

[En línea][Fecha de consulta: 10 Julio 2017] disponible en:

http://www.cridlac.org/cd/CD_Hospitales_Seguros/pdf/doc722/doc722-07.PDF

VIII. ANEXOS

III. Resultados de los índices de daño

resultados los índices en función a las repuestas estructurales obtenidas de análisis sísmico tiempo historia.

Índice de daño

	θ_m	θ_u	M_y	ID
Park y Ang				

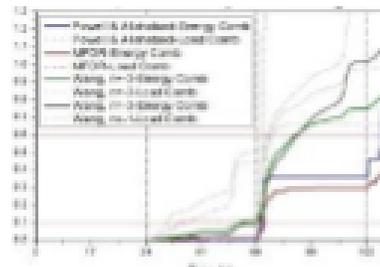
	u_m	u_u	U_y	ID
Powell and Allahbadi				

	U_m	U_y		
Ductility ratio				

	i	m	K_o	E_a
Hwang and Seridner	U_{mi}	K_{mi}	U_y	D_I

IV. Elaboración de borrador de la investigación.

Elaboración de cuadro correlaciona
entre los índices descritos y el
intensidad sísmica



FECHA DE REPORTE:

11 de Julio de 2017

DATOS DEL EXPERTO

NOMBRE:			
GRADO ACADÉMICO:			
REGISTRO CIP:			
TELÉFONO:		E - MAIL:	

