

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**RELACION DEL FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO
ESTRUCTURAL EN EL ANÁLISIS SÍSMICO DEL
PUESTO DE SALUD DE MAZARONQUIARI-
DISTRITO DE PANGOA**

PRESENTADO POR:

BACH. TORRES TORRES ARTURO JUNIOR

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN INSTITUCIONAL:

NUEVAS TECNOLOGÍAS Y PROCESOS

LÍNEA DE INVESTIGACION DEL PROGRAMA DE ESTUDIO:

ESTRUCTURAS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

HUANCAYO – PERU

2022

ASESOR:
Ing. Carlos Gerardo Flores Espinoza

DEDICATORIA

*A MI QUERIDA FAMILIA QUE SIEMPRE ESTA DIA
A DIA CON SU APOYO.*

Bach. TORRES TORRES ARTURO JUNIOR

AGRADECIMIENTO

*A LA UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES POR
SU GUIA EN MI FORMACION PROFESIONAL*

Bach. TORRES TORRES ARTURO JUNIOR

HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS

**DR. RUBEN DARIO TAPIA SILGUERA
PRESIDENTE**

**Ing. Jeannelle Sofia Herrera Montes
JURADO**

**Ing. Rando Porras Olarte
JURADO**

**Ing. Christian Mallaupoma Reyes
JURADO**

**Mg. LEONEL UNTIVEROS PEÑALOZA
SECRETARIO DE DOCENTE**

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	iii
HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS	v
ÍNDICE GENERAL	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
ÍNDICE DE TABLA.....	xvi
RESUMEN	xviii
ABSTRACT.....	xix
INTRODUCCIÓN	xx
CAPÍTULO I:	22
PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	22
1.1. Planteamiento del problema de investigación	22
1.2. Formulación y sistematización del problema	23
1.2.1. Problema general	23
1.2.2. Problemas específicos.....	23
1.3. Delimitación	23
1.3.1. Delimitación espacial.....	23
1.3.2. Delimitación temporal	23
1.3.3. Delimitación económica	24
1.4. Justificación.....	24
1.4.1. Social	24
1.4.2. Científica	24
1.4.3. Metodología.....	24
1.5. Objetivos.....	24
1.5.1. Objetivo general	24
1.5.2. Objetivos específicos.....	25
CAPÍTULO II	26
MARCO TEÓRICO	26
2.1.1. Antecedentes.....	26
2.1.2. Antecedentes internacionales.....	26

2.1.3.	Antecedentes nacionales	29
2.2.	Marco conceptual.....	32
2.2.1.	Concepto de amortiguamiento:.....	32
2.2.2.	Amortiguamientos internos en estructuras:	32
2.2.2.1.	Amortiguamiento viscoso lineal:.....	33
2.2.3.	Amortiguamientos histeréticos:.....	34
2.2.4.	Amortiguamientos en las estructuras:.....	35
2.2.4.1.	Disipación de energía mediante amortiguamiento en estructuras:	36
2.2.4.2.	Amortiguamientos experimentales en estructuras:	37
2.2.5.	Algunos métodos para determinaciones de amortiguamientos:	38
2.2.5.1.	Métodos de decrementos logarítmicos:	38
2.2.5.2.	Métodos del anchos de bandas:	39
2.2.6.	Ecuaciones de movimientos en las estructuras:.....	40
2.2.6.1.	Vibraciones libres no amortiguadas:	42
2.2.6.2.	Tipo de movimientos:	44
2.2.7.	Demanda sísmica:.....	47
2.2.7.1.	Peligros sísmicos:	48
2.2.7.2.	Cuantificaciones del peligros sísmicos:.....	49
2.2.7.3.	Nivel de peligros sísmicos:.....	50
2.2.7.4.	Vulnerabilidades sísmicas:	51
2.2.7.5.	Riesgos sísmicos:.....	52
2.2.7.6.	Representaciones de las demandas sísmicas para fines de ingeniería estructural: .	52
2.2.8.	Métodos de Newmark - Hall:	60
2.2.9.	Amplificaciones de ondas sísmicas:	64
2.2.9.1.	Factores de amplificaciones de suelo:	64
2.2.9.2.	Factores de amplificaciones sísmicas:.....	66
2.3.	Definición de términos	67
2.4.	Hipótesis	70
2.4.1.	Hipótesis general:	70
2.4.2.	Hipótesis específicas:	70
2.5.	Variables:.....	71

2.5.1.	Definición conceptual de la variable:	71
2.5.2.	Operacionalización de la variable:.....	71
CAPÍTULO III.....		73
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN		73
3.1.	Método de investigación.....	73
3.2.	Tipo de investigación.....	73
3.3.	Nivel de investigación	73
3.4.	Diseño de Investigación.....	73
3.5.	Población y muestra.....	74
3.5.1.	Población	74
3.5.2.	Muestra	74
3.6.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	74
3.7.	Procesamiento de la información:	74
3.8.	Procesamiento de la información.....	75
3.9.	Técnicas y análisis de datos:.....	75
CAPÍTULO IV		76
RESULTADOS		76
4.1.	Ubicación del inmueble:.....	76
4.1.1.	Descripción del inmueble:	76
4.1.1.1.	Primera planta:.....	76
4.1.1.2.	Segunda planta:.....	76
4.1.2.	Normas de diseño:	77
4.1.3.	Consideraciones de diseño:	77
4.1.4.	Propiedades de los materiales:.....	77
4.1.5.	Dimensiones de los elementos estructurales:	78
4.1.6.	Metrado de cargas:.....	79
4.1.7.	Parámetros de diseño sísmico:.....	80
4.1.7.1.	Factor de zona (Z):.....	80
4.1.8.	Factor de ampliación de suelo (S):	81
4.1.9.	Periodo largo (TL) y periodo de plataforma (Tp):.....	82
4.1.10.	Factor de ampliación sísmica (C):.....	83

4.1.11.	Factor de uso (U):	83
4.1.12.	Coefficientes de reducciones de las fuerzas sísmicas (R):.....	84
4.1.13.	Resumen de los parámetros de diseño sísmico:.....	88
4.1.14.	Espectro Pseudo – Aceleraciones:.....	88
4.2.	Modelamiento del puesto de salud de la comunidad nativa de mazaronquiari EN el software ETABS:.....	89
4.2.1.	Definir materiales:	89
4.2.1.1.	Concreto $F'c= 210Kg/cm^2$:	90
4.2.2.	Refuerzo $Fy= 4200Kg/cm^2$:	90
4.2.3.	Definir elementos estructurales:	91
4.2.3.1.	Columnas:	91
4.2.4.	Vigas:	92
4.2.4.1.	Losa aligerada:.....	96
4.2.5.	Definir los casos de carga:.....	96
4.2.6.	Definir la estimación de peso:	97
4.2.7.	Asignar brazo rígido:	97
4.2.8.	Asignar diafragma rígido:.....	98
4.2.9.	Asignar cargas:	99
4.2.10.	Definir el espectro Pseudo – Aceleraciones:	101
4.2.11.	Definir cargas sísmicas:.....	101
4.2.12.	Asignar apoyos fijos en la base:	105
4.2.13.	Asignar modos de vibración:	105
4.2.14.	Correr el software etabs:.....	106
4.3.	Resultados del análisis sísmico con 5% de amortiguamiento:	107
4.3.1.	Peso de la estructura:	107
4.3.2.	Modos y periodo fundamental de vibración:	107
4.3.3.	Derivas de piso:	108
4.3.3.1.	En el sentido X – X:	108
4.3.3.2.	En el sentido Y – Y:	109
4.3.4.	Cortante basal dinámica:.....	109
4.3.4.1.	En el sentido X – X:	109

4.3.4.2. En el sentido Y – Y:	110
4.3.5. Fuerzas internas:	110
4.3.5.1. En columnas:	110
4.3.6. En vigas:	111
4.4. Resultados del análisis sísmico con 2% de amortiguamiento:	111
4.4.1. Peso de la estructura:	111
4.4.2. Modos y periodo fundamental de vibración:	112
4.4.3. Derivas de piso:	112
4.4.3.1. En el sentido X – X:	112
4.4.3.2. En el sentido Y – Y:	112
4.4.4. Cortante basal dinámica:.....	113
4.4.4.1. En el sentido X – X:	113
4.4.4.2. En el sentido Y – Y:	113
4.4.5. Fuerzas internas:	114
4.4.5.1. En columnas:	114
4.4.5.2. En vigas:	115
4.5. Resultados del análisis sísmico con 8% de amortiguamiento:	115
4.5.1. Peso de la estructura:	115
4.5.2. Modos y periodo fundamental de vibración:	115
4.5.3. Derivas de piso:	115
4.5.3.1. En el sentido X – X:	115
4.5.3.2. En el sentido Y – Y:	116
4.5.4. Cortante basal dinámica:.....	116
4.5.4.1. En el sentido X – X:	117
4.5.5. En el sentido Y – Y:	117
4.5.6. Fuerzas internas:	118
4.5.6.1. En columnas:	118
4.5.6.2. En vigas:	118
CAPÍTULO V	119
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	119
5.1. Comparación de las derivas de piso:	119

5.1.1.	En el sentido X – X:	119
5.1.2.	En el sentido Y – Y:	120
5.2.	Comparación de la cortante basal dinámica:	120
5.2.1.	En el sentido X – X:	120
5.2.2.	En el sentido Y – Y:	121
5.3.	Comparación de las fuerzas internas:	122
5.3.1.1.	En columnas:	122
5.3.2.	En vigas:	123
CONCLUSIONES		125
RECOMENDACIONES		127
BILIOGRAFIA		128
ANEXOS.....		130
Anexos 1: Matriz de Consistencia		131
Anexos 2: Matriz de operacionalización de variables		133
Anexos 3: Panel Fotográfico		134

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Representaciones de las fuerzas actuantes para estructuras de 1.G.L.	32
Figura 2 Idealización de las fuerzas de amortiguamiento.....	33
Figura 3 Comportamiento elástico e inelástico de los materiales.....	34
Figura 4 Pórticos de Aluminios y Resinas Sintéticas en mesas vibratorias, Decaimientos del movimientos del Pórticos de Aluminios, Decaimientos del movimientos	35
Figura 5 Curva de carga y descarga para materiales inelásticos.....	37
Figura 6 Respuesta al impulso para un oscilador simple.....	39
Figura 7 Métodos de los anchos de bandas para la determinaciones de la amortiguación en un sistema con un grado de libertad.....	39
Figura 8 Idealización de una estructura de un grado de libertad y Diagrama de cuerpo libre.	40
Figura 9 Ecuaciones de los movimientos.	41
Figura 10 Sistemas de 1.G.D.L.: Vibraciones libres no amortiguadas	43
Figura 11 Vibraciones libres de unos sistemas críticamente amortiguados, sobre amortiguado y sub-amortiguado	44
Figura 12 Respuestas de los sistemas con amortiguamientos críticos.....	45
Figura 13 Amortiguamientos críticos con distintas velocidades iniciales.	45
Figura 14 Amortiguamiento supercrítico.....	46
Figura 15 Movimientos armónicos amortiguados con periodos constantes	46
Figura 16 Amortiguamiento cada ocasión que sean mayores, aumentan los periodos y el decrementos de la amplitudes.	47
Figura 17 Mapas de Peligros sísmicos en suelo Firme.....	48
Figura 18 Daños en edificios de concreto armado y albañilería ante el sismo de Ica-2007 .	51
Figura 19 Datos que se pueden registrar en un acelerogramas.....	53
Figura 20 Métodos de K.Y.O.J.I. S.U.Y.E.H.I.R.O.	54
Figura 21 Construcciones de un espectros de respuestas de desplazamientos.	55
Figura 22 Representaciones de Acelerograma 7031 del sismo de 16 de noviembre de 1967, Lima y Callao, T vs Aceleración.	56

Figura 23 Representaciones de Acelerograma 7031 del sismo de 16 de noviembre de 1966, Lima y Callao, T vs Velocidad.	56
Figura 24 Representaciones de Acelerograma 7031 del sismo de 16 de noviembre de 1966, Lima y Callao, T vs Desplazamiento.....	56
Figura 25 Espectros de Respuestas de desplazamiento de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de octubre de 1966, Lima y Callao.....	57
Figura 26 Espectros de respuesta de velocidad de Acelerogramas 7031 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao.....	58
Figura 27 Espectros de Respuestas de Aceleraciones de Acelerogramas 7031 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao.....	58
Figura 28 Espectro Elástico de Aceleraciones y Espectros Suavizados para la Costa Peruana	59
Figura 29 Espectro de Respuestas de Aceleraciones Normalizado.	61
Figura 30 Espectros de Respuesta de Velocidad Normalizado.	62
Figura 31 Espectro de Respuestas de Desplazamientos Normalizado.	62
Figura 32 Amplificación de las Solicitaciones Sísmicas en la Estructura.	64
Figura 33 Amplificaciones de las aceleraciones en las superficies de los terrenos Comparada con la Aceleración en la Roca a Profundidad.....	65
Figura 34 Amplificaciones de las Solicitaciones Sísmicas por estrato de los Suelos.....	66
Figura 35 Tabla de Factor de Suelo.	66
Figura 36 Espectro de Respuesta para Suelo Firme.	67
Figura 37 Tabla para Periodos TP y TL	67
Figura 38 Estructura 1° planta	79
Figura 39 Estructura 2° planta	79
Figura 40 Zonas sísmicas.....	80
Figura 41 Factor de ampliación sísmica	83
Figura 42 Espectro Pseudo – Aceleraciones.....	89
Figura 43 Concreto $F'c= 210Kg/cm^2$	90
Figura 44 Refuerzo $Fy= 4200Kg/cm^2$	90
Figura 45 Columnas C1 – 25x50cm	91
Figura 46 Columnas C2 – 25x25cm	91

Figura 47 Viga V1 – 25x50cm	92
Figura 48 Viga V2 – 25x50cm	92
Figura 49 Viga V3 – 25x20cm	93
Figura 50 Viga variable 25x50x20cm	93
Figura 51 Viga VB 15x20cm.....	93
Figura 52 Viga VA01	94
Figura 53 Viga VA02	94
Figura 54 Viga VA03	94
Figura 55 Viga VA04	95
Figura 56 Viga VA05	95
Figura 57 Viguetas 20x10cm.....	95
Figura 58 Viguetas 20x10cm.....	96
Figura 59 Casos de carga.....	97
Figura 60 Estimación de peso.....	97
Figura 61 brazo rígido.....	98
Figura 62 Diafragma rígido	98
Figura 63 Carga muerta en la 1° planta	99
Figura 64 Carga viva en la 1° planta.....	99
Figura 65 Carga muerta en la 2° planta	100
Figura 66 Carga viva en la 2° planta.....	100
Figura 67 Carga de parapeto en corredor.....	100
Figura 68 Espectro Pseudo – Aceleraciones en el software etabs	101
Figura 69 Carga sísmica en el sentido X – X con el 5% de amortiguamiento	102
Figura 70 Carga sísmica en el sentido Y – Y con el 5% de amortiguamiento	102
Figura 71 Carga sísmica en el sentido X – X con el 2% de amortiguamiento”.....	103
Figura 72 Carga sísmica en el sentido Y – Y con el 2% de amortiguamiento	103
Figura 73 Carga sísmica en el sentido X – X con el 8% de amortiguamiento	104
Figura 74 Carga sísmica en el sentido Y – Y con el 8% de amortiguamiento	104
Figura 75 Carga sísmica en el sentido Y – Y con el 8% de amortiguamiento	105
Figura 76 Modos de vibración.....	105

Figura 77 Estructura del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari en el software ETABS Fuente: Elaboración propia.....	106
Figura 78 Estructura deformada del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari en el software ETABS.....	106

ÍNDICE DE TABLA

Tabla 1 Periodo Natural de las vibraciones y fracciones de amortiguamiento modales de las bibliotecas millikans.	38
Tabla 2 Tipo de Obra vs. Vida Útil.	49
Tabla 3 Niveles de peligro sísmico.....	50
Tabla 4 Acelerogramas de la costa peruana.....	60
Tabla 5 Coeficiente de amplificaciones sísmicas para respuestas horizontales elástica.	63
Tabla 6 Operacionalización de la variable independiente.	71
Tabla 7 Dimensionamiento de los elementos estructurales	78
Tabla 8 Factores de zona	81
Tabla 9 Clasificación de los perfiles de suelo.....	81
Tabla 10 Factor de suelo (S)	82
Tabla 11 Periodos “Tp” y TL	82
Tabla 12 Categoría de la edificaciones y factor U.....	83
Tabla 13 Coeficiente básico de reducción sísmica	85
Tabla 14 Irregularidad estructural en altura.....	85
Tabla 15 Irregularidad estructural en planta	87
Tabla 16 Parámetros de diseño sísmico de la estructura	88
Tabla 17 Peso de la estructura con 5% de amortiguamiento	107
Tabla 18 modos y periodo fundamental de vibración con 5% de amortiguamiento	107
Tabla 19 Derivas de piso con 5% de amortiguamiento en sentido X – X	108
Tabla 20 Derivas de piso con 5% de amortiguamiento en sentido Y – Y	109
Tabla 21 Cortante basal dinámica con 5% de amortiguamiento en sentido X – X	109
Tabla 22 Cortante basal dinámica con 5% de amortiguamiento en sentido Y – Y	110
Tabla 23 Fuerzas internas en columnas con 5% de amortiguamiento	111
Tabla 24 Fuerzas internas en vigas con 5% de amortiguamiento.....	111
Tabla 25 Derivas de piso con 2% de amortiguamiento en sentido X – X	112
Tabla 26 Derivas de piso con 2% de amortiguamiento en sentido Y – Y	112
Tabla 27 Cortante basal dinámica con 2% de amortiguamiento en sentido X – X	113
Tabla 28 Cortante basal dinámica con 2% de amortiguamiento en sentido Y – Y	114

Tabla 29 Fuerzas internas en columnas con 2% de amortiguamiento.....	114
Tabla 30 Fuerzas internas en vigas con 2% de amortiguamiento.....	115
Tabla 31 Derivas de piso con 8% de amortiguamiento en sentido X – X.....	116
Tabla 32 Derivas de piso con 8% de amortiguamiento en sentido Y – Y.....	116
Tabla 33 Cortante basal dinámica con 8% de amortiguamiento en sentido X – X.....	117
Tabla 34 Cortante basal dinámica con 8% de amortiguamiento en sentido Y – Y.....	117
Tabla 35 Fuerzas internas en columnas con 8% de amortiguamiento.....	118
Tabla 36 Fuerzas internas en vigas con 8% de amortiguamiento.....	118
Tabla 37 Comparación de las derivas de piso en el sentido X – X.....	119
Tabla 38 Comparación de las derivas de piso en el sentido Y – Y.....	120
Tabla 39 Comparación de las cortantes basales en el sentido X – X.....	121
Tabla 40 Comparación de las cortantes basales en el sentido Y – Y.....	121
Tabla 41 Comparación del momento flector en columnas.....	122
Tabla 42 Comparación de la fuerza cortante en columnas.....	122
Tabla 43 Comparación de la fuerza axial en columnas.....	123
Tabla 44 Comparación del momento flector en vigas.....	123
Tabla 45 Comparación de la fuerza cortante en vigas.....	124

RESUMEN

Esta investigación tuvo como problema general: ¿Cómo identificar si existe una relación del factor de amortiguamiento estructural en el análisis sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa?, de donde se definió el objetivo general: Determinar la relación del factor de amortiguamiento estructural en el análisis sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa, así mismo se planteó la siguiente hipótesis general: Existe una relación entre el factor de amortiguamiento estructural y el análisis sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa, Con respecto a la metodología se utilizó el método científico, tipo de investigación aplicada nivel de investigación es descriptivo correlacional y su diseño de investigación no experimental, en lo concerniente a la población está representada por los puestos de salud del distrito de Pangoa, catalogadas como Edificaciones esenciales en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones y la muestra es por conveniencia no probabilística, ya que se selecciona el puesto de salud de Mazaronquiari por tener acceso a la información y estar diseñada con la vigente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, con todo esto llegamos a la conclusión general: Se determinó la relación del factor de amortiguamiento estructural en el análisis sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa de la cual se concluye que, a un menor amortiguamiento, las derivas de piso, las cortante basales dinámicas y las fuerzas internas son mayores, mientras que, a mayor amortiguamiento, las derivas de piso, las cortante basales dinámicas y las fuerzas internas son menores.

Palabras clave: análisis sísmico, factor del amortiguamiento estructural, elementos estructural.

ABSTRACT

This research had as a general problem: How to identify if there is a relationship of the structural damping factor in the seismic analysis of the Mazaronquiari health post - Pangoa district ?, from where the general objective was defined: Determine the relationship of the factor of Structural damping in the seismic analysis of the Mazaronquiari health post - Pangoa district, likewise the following general hypothesis was raised: There is a relationship between the structural damping factor and the seismic analysis of the Mazaronquiari health post - Pangoa district, Con Regarding the methodology, the scientific method was used, type of applied research level of research is descriptive correlational and its non-experimental research design, regarding the

The population is represented by the health posts of the Pangoa district, cataloged as Essential Buildings in standard E.030 of the National Building Regulations and the sample is for non-probabilistic convenience, since the Mazaronquiari health post is selected for having access to the information and be designed with the current E.030 of the National Building Regulations, with all this we reached the general conclusion: The relationship of the structural damping factor was determined in the seismic analysis of the Mazaronquiari health post - Pangoa district from which it is concluded that, at lower damping, floor drifts, dynamic basal shear and internal forces are higher, while, at higher damping, floor drifts, dynamic basal shear and internal forces are lower. .

Keywords: seismic analysis, structural damping factor, structural elements.

INTRODUCCIÓN

La presente investigación considerará la evaluación del comportamiento sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari en el distrito de Pangoa con diferentes amortiguamientos incluyendo lo normado en el R.N.E., cumpliendo lo estipulado por Norma E0.30 de Diseño Sismorresistente.

Además, se corrobora si la edificación cumple con las solicitaciones más críticas de amortiguamiento en mención de acuerdo al sistema estructural empleado y buscar la relación con el factor de amortiguamiento estructural en el análisis sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari distrito de Pangoa, departamento de Junín y para una mejor comprensión, esta investigación se divide en cinco capítulos, los mismos que están desarrollados de la siguiente manera:

- **En el Capítulo I:** Este capítulo enfocado en el planteamiento de los problemas; así como la definición de los objetivos, las justificaciones necesarias que fundamentan esta investigación basándose en una delimitación del alcance de la tesis.
- **En el Capítulo II:** Este capítulo estuvo desarrollado en lo concerniente al aspecto teórico en el que se basa esta investigación y tomarán en cuenta investigaciones nacionales e internacionales, y también la teórica referida a las variables a estudiar así como definiciones puntuales de las mismas que sirven como sustento a lo que se quiere demostrar en la investigación actual, para posteriormente llegar a proponer las correspondientes hipótesis, también se definirán las variables su operacionalización conceptual y teórica.
- **En el Capítulo III:** Este capítulo estuvo comprendido la metodología donde se plantea en base al método de la investigación, tipo, nivel y diseño de la presente investigación, así mismo se definió de la población y muestra así también se utilizaron técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos, durante el desarrollo de la tesis.

- **En el Capítulo IV:** Este capítulo se exponen los resultado de la investigacion bajo los parametros que establece la normativa actual peruana, los mismo que sirven para el desarrollo de la tesis presente.
- **En el Capítulo V:** Este capítulo estuvo basada en al discusión de los resultados que se obtienen en el capitulo anterior y poner en duda con los resultados de investigaciones similares que se propusieron en el capitulo 2, para finalmente llegar a las conclusiones y recomendaciones de esta presente tesis.

El Autor (a)

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. Planteamiento del problema de investigación

El Perú es un país localizado en una zona de alto peligro sísmico, ya que se encuentra próximo al anillo de fuego del pacífico, donde la mayoría de eventos sísmicos del mundo de gran magnitud, ocurren en este lugar. Dado por esto la mayoría de diseños estructurales, se realizan en base a un evento sísmico probable de gran magnitud en este caso para la normativa peruana un sismo raro con una probabilidad de 10 % de excedencia en 50 años.

La mayoría de normas sismorresistentes toman un especial cuidado a las estructuras de usos esencial, como es en este caso el estudio un puesto de salud; es así que la norma sismorresistente confía en el correcto desempeño de estas estructuras ante un sismo de gran magnitud y este comportamiento se espera gracias a la correcta disipación de energía de los elementos estructurales por medio de las fuerzas de fricción entre ellas; a esta definición se le conoce como amortiguamiento, es así que (Chopra, 2014) hace una diferencia del amortiguamiento según el tipo de material de construcción que varía del 3 al 10%, pero para la mayoría de normas internacionales es 5%.

Para estructuras esenciales como los puestos de salud es necesario tener un valor significativo de amortiguamiento, puesto que el valor de 5% indicado en el RNE para todos los sistemas estructurales, no podría proporcionar buenos resultados al no ser conservador. Es por esto que la presente tesis evalúa el amortiguamiento y su afección en el comportamiento sísmico medido por los desplazamientos provocados por un nivel de peligro sísmico.

Se hace evidente el estudio del amortiguamiento en función de los desplazamientos para tener mayor seguridad respecto al comportamiento estructural frente a un sismo de gran magnitud, debido a la importancia de estas edificaciones.

1.2. Formulación y sistematización del problema

1.2.1. Problema general

¿Como identificar si existe una un relación del factor de amortiguamiento estructural en el análisis sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa?

1.2.2. Problemas específicos

- a) ¿Cual es el resultado del análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 2% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa?

- b) ¿Cual es el resultado del analisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 5% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa?

- c) ¿Cual es el resultado del analisis sismico con un factor de amortiguamiento estructural de 8% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa?

1.3. Delimitación

1.3.1. Delimitación espacial

El presente trabajo de investigacion se desarrollo en la región: Junín, provincia: Satipo, distrito: Pangoa y lugar: comunidad nativa de Mazaronquiari.

1.3.2. Delimitación temporal

La presente investigación se realizará entre el mes de noviembre de 2021 y abril de 2022.

1.3.3. Delimitación económica

La presente investigación se realizó con los gastos propios del investigador, que asiendo a s/. 4,700.00 soles.

1.4. Justificación

1.4.1. Social

La presente investigación evalúa el comportamiento sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari, variando el amortiguamiento y utiliza la técnica de espectros de respuesta para obtener los desplazamientos y analizarlos finalmente con respecto a la variación de amortiguamiento, de esta manera podremos obtener un diseño mas cercano a la realidad y asegurar el bienestar de sus usuarios frente a un evento sísmico.

1.4.2. Científica

La información procesada servirá para base teórica para futuras investigaciones similares o de punto de inicio para ampliar el conocimiento científico referido al tema a investigar en todo lo conserniente a la ingenieria civil en su especialidad de estructuras sismoresistentes, bajo los parametros propios de las normas vigentes del Perú.

1.4.3. Metodología

Los datos compilados y procesados en la presente investigacion servirán como presedente y sustento para otras investigaciones similares, con los temas relacionados en las variables de estudio.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Determinar la relación del factor de amortiguamiento estructural en el análisis sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.

1.5.2. **Objetivos específicos**

- d) Determinar el análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 2% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.

- e) Determinar el análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 5% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.

- f) Determinar el análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 8% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1.1. Antecedentes

2.1.2. Antecedentes internacionales

a) **Gustavo Palazzo (2019)** “Amortiguamiento Viscoso Equivalente en el Diseño Basado en Desplazamientos” de la Facultad Regional Mendoza – Universidad Tecnológica Nacional – Argentina manifiesta que a comienzos de siglo inicia el desarrollo de métodos de diseño basados en desempeño para estructuras sometidas a acción sísmica, destacándose entre ellos el método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD). Este método caracteriza el comportamiento no lineal de una estructura sometida a la acción sísmica mediante un sistema lineal equivalente, donde se utiliza el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente (AVE) para representar el comportamiento no lineal, así como todas las fuentes de disipación de energía elásticas e inelásticas en la estructura. Los primeros desarrollos del AVE son de la década del 30 y con el advenimiento del DDBD se han realizado números estudios numéricos y experimentales para aproximar el comportamiento no lineal de la estructura. Este artículo presenta los principales avances del AVE en el DDBD. En las conclusiones se destaca la dependencia de varios factores y la necesidad de estudios experimentales, Este trabajo presenta una revisión del avance del conocimiento en el amortiguamiento viscoso equivalente (AVE) como factor de linealización en el diseño directo basado en desplazamientos (DDBD).

b) **Samudio y Martins (2001)** realizaron la investigación “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings” en la Universidad de Londres, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. En la investigación realizan estudios experimentales enfocados a determinar las causas del agrietamiento de los elementos estructurales debido a cargas de servicio, y operatividad de las estructuras, donde se dan rangos de valores para vigas rectangulares, formas T y L, y para columnas dependiendo de la carga axial en compresión y/o tensión, considerando que la carga axial para los elementos afecta

la reducción en rigidez asignada, donde una aproximación para las fuerzas axiales sísmicas sobre las columnas exteriores se requiere para estimar posibles fuerzas de tracción a estas columnas, cabe mencionar que todos estos factores son considerados como independientes de la resistencia de la sección porque no toman en cuenta la cuantía de refuerzo; y algunos códigos no toman en cuenta la carga axial.

- c) **Priestley Joshep, (2003)** realizó la publicación “Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited” en la Universidad de Londres, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. Realizó estudios experimentales y cálculos analíticos detallados donde la rigidez actualmente no puede ser supuesta independiente de la resistencia. Al contrario, se ha encontrado que la curvatura de fluencia de los elementos es efectivamente independiente de la resistencia y se puede tomar como una constante para dimensiones conocidas de la sección. Para ello el investigador llevó un estudio analítico en columnas rectangulares con influencia de carga axial y refuerzo, encontrando relaciones momento-curvatura. Así también estudios en vigas T y rectangulares con resultados de relaciones de rigidez efectiva, los cuales menciona como parámetros para encontrar curvatura de fluencia en función de las propiedades geométricas del elemento. Llegando al resultado final de estas conclusiones es que no es posible ejecutar un análisis preciso de los periodos elásticos estructurales o de la distribución elástica de resistencia requerida a través de la estructura hasta que las resistencias finales de los elementos hayan sido determinadas. Esto implica que el diseño sísmico convencional basado en la rigidez elástica de los elementos y consideraciones basadas en fuerza debe ser un proceso iterativo donde las rigideces de los elementos son actualizadas en cada iteración.
- d) **Silva Bartolome, (2015)** realizó la investigación “Influencia de la rigidez efectiva en el análisis y diseño sismorresistente de un edificio de concreto armado de 12 pisos – sistema dual” en la Universidad Nacional Autónoma de México,

con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. “El objetivo de este trabajo es demostrar la necesidad de considerar una metodología para incluir el agrietamiento de los elementos de concreto armado y como éstos influyen en el análisis y diseño aplicado a una edificación de Sistema Dual tipo 1 de 12 pisos, la misma que se analiza y diseña de forma tradicional y posteriormente se aplican factores de rigidez efectiva en función a los factores de reducción de inercia propuestos por los códigos de Nueva Zelanda” (N.Z.S. 3.1.0.1., 1.9.9.5.), A.C.I. 3.1.8.-1.1. (American Concrete Institute, 2011), F.E.M.A. 3.5.6. (A.S.C.E, 2.0.0.0.), y los “estudios realizados por Paulay y Priestley (Paulay y Prietsley, 1992), Priestley (Priestley, 2003). Los resultados muestran que con la reducción de inercia, la deriva y el periodo aumentan significativamente y las fuerzas internas se reducen. Para los valores de reducción establecidos en la Norma de Concreto”, el periodo y la deriva aumentan por factores de 1.50 y la “fuerza cortante se reduce por un factor de 0.70. Cuando la inercia de columnas y vigas se reduce en simultáneo en el rango de 1 a 0.35 y de 1 a 0.18 respectivamente, el periodo y la deriva llegan a duplicarse y la fuerza cortante varía hasta” reducirse por 0.71.

- e) **Alarcón Campos, (2015)** con su trabajo: “Determinación de la razón de amortiguamiento en vigas de madera para uso en paneles CLT”, Universidad del Bío – Bío Facultad de Ingeniería departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Desde su aparición el uso de paneles CLT se ha masificado debido a que es un sistema prefabricado, de gran capacidad resistente y rápido montaje. Una de sus grandes ventajas es que permite construir edificaciones de mediana altura, sin embargo los problemas de serviciabilidad debido a excesivas vibraciones son hoy en día una de sus principales limitantes. En Chile se están dando los primeros pasos con este sistema constructivo por lo tanto es fundamental conocer sus propiedades estáticas y dinámicas. La razón de amortiguamiento es una de las propiedades clave para describir la respuesta vibratoria de las estructuras, con ella se pueden alimentar modelos computacionales y así mejorar el análisis y dimensionamiento de estos sistemas innovativos. Es por ello que el propósito de

esta investigación es determinar a través de dos métodos de cálculo distintos, los valores de razón de amortiguamiento de vigas de madera de Pino Radiata que se usan para construir paneles CLT en Chile. El análisis se realizó a un total de 60 vigas clasificadas visualmente según la norma Nch 1207 of.2005. Los resultados obtenidos mostraron que el método del circle fit entrega valores de razón de amortiguamiento levemente mayores al método del decremento logarítmico y con una mayor dispersión. En general esta diferencia de resultados no supera el 10% por lo que se decidió proponer valores obtenidos de un promedio simple entre ambos métodos.

2.1.3. Antecedentes nacionales

a) **Burgos Alcantara, (2007)** realizó la investigación “Diseño por capacidad en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana e.060 como alternativa de diseño” en la Universidad Nacional de Ingeniería, con la finalidad de obtener el grado de maestro en ciencias con mención en ingeniería estructural. Esta investigación considera la rigidez efectiva en los elementos de concreto armado realizando modelos comparativos de una edificación de dos niveles de sistema pórtico, el enfoque trata de encontrar un equilibrio entre exactitud y simplicidad en función a los resultados de la respuesta a nivel análisis de la estructura . Llegando entre otras a la siguiente conclusión: que está claro indicar que se debe considerar el agrietamiento de los elementos estructurales para el análisis sísmico de una edificación; y así, obtener distorsiones máximas, en el rango no lineal, más próximas a la realidad, puesto que éstas se obtienen a partir de un análisis lineal elástico . Por consiguiente, se puede decir que existe un balance entre exactitud y simplicidad cuando se usan los factores de reducción sin consideración de la resistencia .

b) **Pique y Burgos, (2008)** realizaron la investigación “Rigidez efectiva en el análisis y diseño de elementos de concreto armado” en la universidad nacional de cajamarca”, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. El

estudio está basado en las recopilaciones de la Tesis de Burgos, pero enfocada a la comunidad internacional, llegando entre otras a la siguiente conclusión: observar que la distorsión de entrepiso de los análisis no lineales es mayor a la obtenida de un análisis lineal considerando la sección no agrietada y menor a la obtenida de un análisis lineal considerando el agrietamiento, se puede indicar la necesidad de considerar la rigidez efectiva de los elementos en el análisis lineal.

c) Andrade Garcia, (2004) realizó la investigación “Control de la deriva en las normas de diseño sismorresistente” en la universidad católica del Perú”, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. La investigación considera un estudio comparativo de los códigos sísmicos en el mundo aplicados en un Edificio de 5 niveles, el enfoque trata de encontrar las demandas de rigidez establecidas en algunos de los principales códigos de diseño sismorresistente del mundo , desde el punto de vista de control de deriva para ello utiliza los códigos vigentes de Perú (E.0.3.0, 2.0.0.9.), Chile (Norma NCh 433, 1.9.9.6.), Colombia (N.S.R.-9.8., 1.9.9.8.), México (N.T.C.D.S.-9.6., 1997; M.O.C.- 93, 1.9.9.3.), T.U.R.Q.U.Í.A. (S.S.B.D.A, 1998) y E.E.U.U. (U.B.C., 1997; I.B.C., 1998). Llegando entre otras a la siguiente conclusión: que los procedimientos y límites para el cálculo y control de la deriva, están sustentados en la experiencia de los profesionales de cada país, más que en trabajos analíticos y experimentales. Sin embargo, cada vez son mayores los trabajos de investigación que cuestionan este proceder y los resultados de algunos códigos.

d) Colqui Ventura, (2018) realizó la investigación “Influencia del amortiguamiento en el comportamiento estructural de la institución educativa integrada puerto yurinaki, distrito de perene, provincia de chanchamayo, región junín” en la Universidad Continental, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. Se desarrolló un modelo pseudotridimensional utilizando el programa E.T.A.B.S 2.0.1.6. para realizar el análisis lineal dinámico. En dicho modelo, la losa del primer nivel fue representada por diafragma rígido y para la losa del segundo nivel como un diafragma flexible debido a que esta es inclinada. Para lo

cual se encontró una alta influencia en los desplazamientos y por consiguientes en las derivas de la estructura obteniendo que el comportamiento de la estructura para un espectro de diseño del 3%, 5% y del 7%, la deriva entre piso para un amortiguamiento de 3% incrementa en 11.8% con respecto al amortiguamiento normalizado de 5% y para un amortiguamiento de 7% disminuye en un 8.7%. Además de esto se concluye que para estructuras de pórticos se debe usar un amortiguamiento de 5% y para estructuras de albañilería estructural un amortiguamiento de 3%.

e) **Soto Alvarez, (2020)** realizó la investigación “Análisis sísmico al utilizar 2% y 5% del amortiguamiento estructural en el colegio estatal de oxamarca, provincia de celendín - cajamarca 2020” en la Universidad Privada del Norte, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. La presente investigación tuvo como propósito comparar el análisis sísmico que tiene como indicadores a las respuestas de la estructura y fuerzas internas de una institución educativa, al utilizar 2% del amortiguamiento estructural respecto al 5%, para ello se tomó como muestra a todos los módulos del Colegio Estatal de Oxamarca (módulo 1, módulo 2A, módulo 2B y módulo 3), ubicados en la provincia de Celendín-Cajamarca. De esta manera, se realizó el modelamiento sísmico estático y dinámico de todos los módulos del colegio, en la dirección “X” (sistema de pórticos) y “Y” (sistema de albañilería), empleando como factor de amortiguamiento el 2% y 5%; para luego comparar las respuestas de la estructura (desplazamientos, derivas, periodos de vibración y cortante basal) y las fuerzas internas (fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momento flector). El modelamiento sísmico se efectuó usando la información de los planos estructurales del colegio, de las normativas vigentes del R.N.E. y con las ayudas de los programas computacionales E.T.A.B.S. V.1.6.2.1. Los resultados evidenciaron que todos los módulos cumplieron con la deriva máxima indicada por la norma E.-.0.3.0., pero el módulo 2.B. y 3 es el que presentó mayor porcentaje de aumento en las derivas, siendo este de 22.79% para la dirección “X” (módulo 2B) y de 30.95% para “Y” (módulo 3). Asimismo, el módulo 2A es el que tuvo mayor porcentaje de aumento

en las fuerzas axiales, siendo el aumento de 22.83% para “X” y de 22.77” para “Y”. Por lo tanto, se concluye que la hipótesis planteada no se cumplió ya que el análisis sísmico representado por las respuestas libre de la estructura y fuerzas internas sí varía al utilizar 2% del amortiguamiento respecto al 5%, pero con una variación entre 15% y 32% para las respuestas de la estructura, y entre 6% y 24% para las fuerzas internas.

2.2. Marco conceptual

2.2.1. Concepto de amortiguamiento:

“El amortiguamiento es el proceso mediante el cual la amplitud de la vibración libre disminuye de manera constante en el tiempo. La razón de esta disminución está asociada con una pérdida de la energía presente en el sistema. Esta pérdida de energía es producida por fuerzas de amortiguamiento o de fricción que obran sobre el sistema. La energía, ya sea cinética o potencial, se transforma en otras formas de energía tales como calor o ruido” (Fierro y García, 2005).

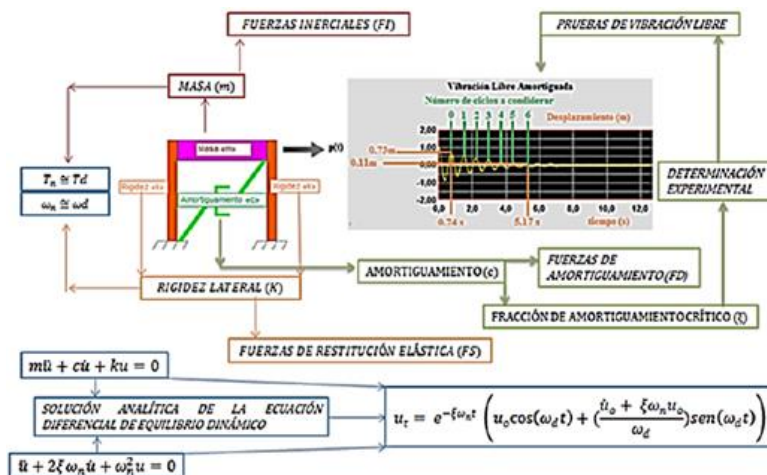


Figura 1 Representaciones de las fuerzas actuantes para estructuras de 1.G.L.
Fuente: Santana, 2018.

2.2.2. Amortiguamientos internos en estructuras:

“El amortiguamiento interno es el resultado de la disipación de energía en el material del sistema estructural debido a varios procesos microscópicos y macroscópicos, produciéndose deformaciones elásticas y plásticas”. (Cossolino y Pereira, 2010).

2.2.2.1. Amortiguamiento viscoso lineal:

“El amortiguamiento real en las estructuras se representa por un amortiguador viscoso lineal para un sistema de un grado de libertad”.

$$F.a. = c.x. \dots (1)$$

Donde:

F.a.: son las fuerzas producidas por el amortiguador.

C.: Es la constante del amortiguador.

X.: Es la velocidad relativa entre los dos extremos del amortiguador.

El coeficiente de amortiguamiento debe reflejar la disipación de la energía por el amortiguador viscoso lineal representando los mecanismos combinados de disipación de la energía en la estructura real. (Chopra, 2014).

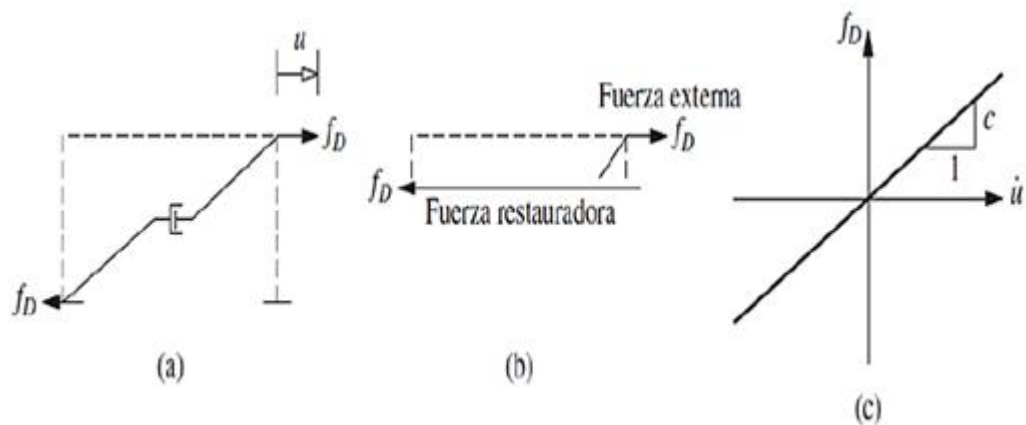


Figura 2 Idealización de las fuerzas de amortiguamiento.

Fuente: Chopra, 2014.

“El amortiguamiento viscoso se presta para una descripción matemática simple, lo cual permite resolver las ecuaciones diferenciales de movimiento de un sistema dinámico sin mayor problema. Por esta razón se utiliza aún en casos en los cuales la descripción matemática no corresponde exactamente al fenómeno físico” (Fierro y García, 2005).

“No es práctico determinar los coeficientes de amortiguamiento directamente a partir de las dimensiones de los elementos estructurales y las propiedades de amortiguamiento de los materiales estructurales utilizados”.

2.2.3. Amortiguamientos histeréticos:

Las energías adicionales disipadas por las estructuras se darán en los rangos inelásticos sufriendo una GRA de deformación.

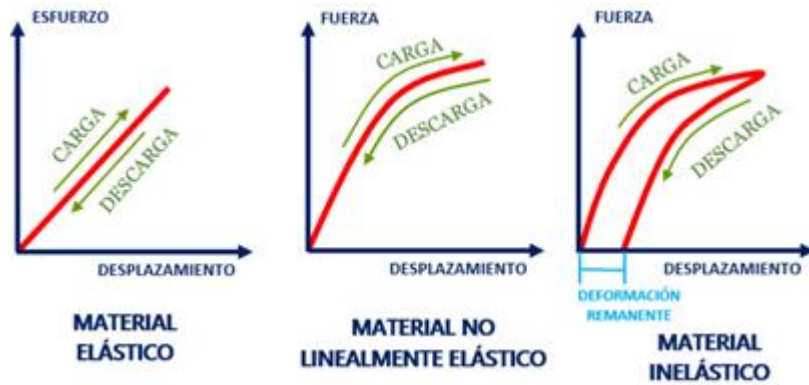


Figura 3 Comportamiento elástico e inelástico de los materiales.

Fuente: Elaboración propia.

Las fuerzas y deformaciones cíclicas originan la formación de un ciclo de histéresis fuerza – deformación. La energía de amortiguamiento disipada durante unos ciclos de deformación entre los límites de deformación $\pm u_0$ está dado por el área dentro del ciclo de histéresis de la siguiente figura:

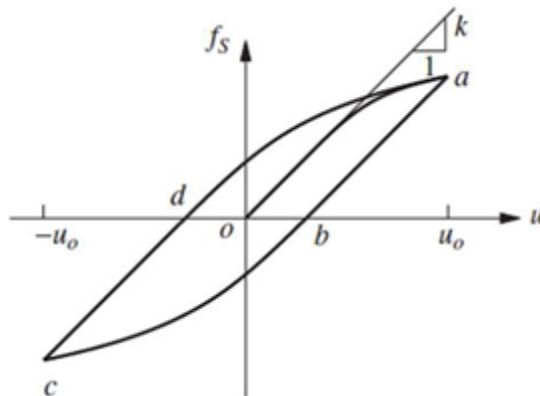


Figura n° 04: Ciclo de histéresis de una estructura.

Fuente: Chopra, 2014.

2.2.4. Amortiguamientos en las estructuras:

Una estructura que se encuentra sometida a cargas dinámicas como los sismos tiende a desplazarse y producir excitación externa en la estructura, para lo cual la estructura es capaz de disipar esta excitación a través de fricción entre sus elementos estructurales y a través de sus apoyos. Esta disipación de energía depende directamente de sus propiedades de amortiguamiento. Chopra, 2014.

Como se observa en la figura 05 (a) se ensayan dos pórticos, uno de aluminio y otro de resina sintética en una mesa vibratoria y se mide la vibración de estas. Además, se observa los resultados de la vibración libre, para el pórtico de aluminio figura 05 (b) se observa como el amortiguamiento es capaz de hacer decaer el movimiento de este pórtico, pero en la figura 05 (c) en los pórticos de resinas sintéticas poseen unos amortiguamientos mayores ya que hacen disminuirse en los movimientos en tiempos menores. Chopra, 2014.

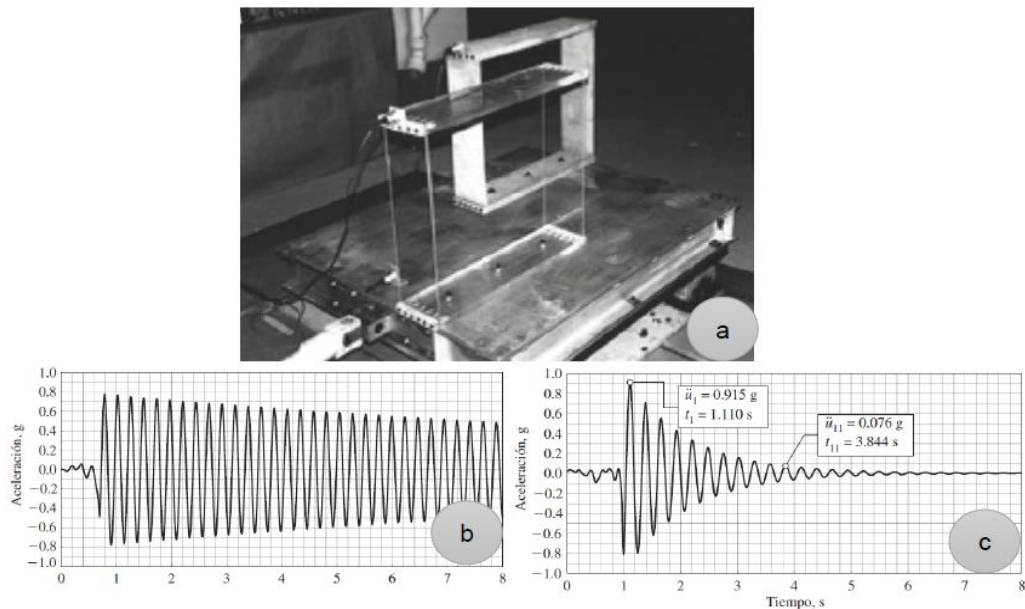


Figura 4 Pórticos de Aluminios y Resinas Sintéticas en mesas vibratorias, Decaimientos del movimientos del Pórticos de Aluminios, Decaimientos del movimientos del Pórtico de Resina Sintética.

Fuente: (Chopra, 2014).

Para entender la afección del amortiguamiento en las estructuras es necesario estudiar la vibración libre amortiguada y no amortiguada como se hace en los siguientes acápite. Chopra, 2014

Se dice que una estructura experimenta vibración libre cuando es perturbada de su posición de equilibrio estático y después se deja vibrar sin ninguna excitación dinámica externa. Al estudiar la vibración libre de una estructura se puede entender los conceptos frecuencia de vibración natural y la fracción de amortiguamiento de un sistema de 1.G.D.L.. Además, la razón de decaimiento del movimiento en vibración libre está controlada por la fracción de amortiguamiento y es por esto que es importante estudiar la vibración libre no amortiguada (Chopra, 2014).

2.2.4.1. **Disipación de energía mediante amortiguamiento en estructuras:**

Según (Chopra, 2014) En una vibración de la estructura la energía disipada se da por diversos mecanismos, dando se en algunos casos simultáneamente , entre ellos tenemos:

- Fricciones entre las conexiones de aceros.
- Aperturas y cierres de microgrietas en los concretos.
- Esfuerzos en los elementos no estructurales (muros divisorios, equipos mecánicos, elementos de protecciones contras incendios, etc.).
- Fricción entre la propia estructura y los elementos no estructurales.

Resultan imposibles representarse matemáticamente cada uno de estos mecanismos de disipaciones de energías en una estructurales reales. (Chopra, 2014).

Tabla 1
 Periodo Natural de las vibraciones y fracciones de amortiguamiento modales de las bibliotecas millikans.

Excitación	Dirección Norte - Sur				
	Modo Fundamental		Segundo Modo		
	Periodo (s)	ξ (%)	Periodo (s)	ξ (%)	
Generador de Vibración	0.51 - 0.53	1.2 - 1.8	-	-	
Sismo de Lytle Creek	0.52	2.9	0.12	1.0	
Sismo de San Fernando	0.62	6.4	0.13	4.7	
Excitación	Dirección Este - Oeste				
	Generador de Vibración	0.66 - 0.68	0.7 - 1.5	-	-
	Sismo de Lytle Creek	0.71	2.2	0.18	3.6
	Sismo de San Fernando	0.98	7.0	0.20	5.9

Fuente: Elaboración propia.

2.2.5. Algunos métodos para determinaciones de amortiguamientos:

Chopra, 2014 manifiesta que los métodos de determinación de amortiguamiento son diversos y se escoge principalmente de la gama de amortiguación y de la frecuencia de vibración. Los más utilizados, es el decremento logarítmico y de ancho de banda.

2.2.5.1. Métodos de decrementos logarítmicos:

El decremento logarítmico, que es consecuencia de un simple impulso provocado en el sistema (en vibración libre) se obtiene a través de la razón entre dos amplitudes sucesivas de la señal. El término decremento logarítmico se refiere a la tasa de reducción logarítmica, relacionada con la reducción del movimiento después del impulso, “pues la energía se transfiere a otras partes del sistema o es absorbida por el propio elemento. Representa el método más utilizado para calcular la amortiguación”. (Chopra, 2014)

Cuando un sistema oscilatorio con un grado de libertad, con amortiguación viscosa es excitado por un impulso (técnica de excitación por impulso) su respuesta viene en la forma de decaimiento en el tiempo, dada por:

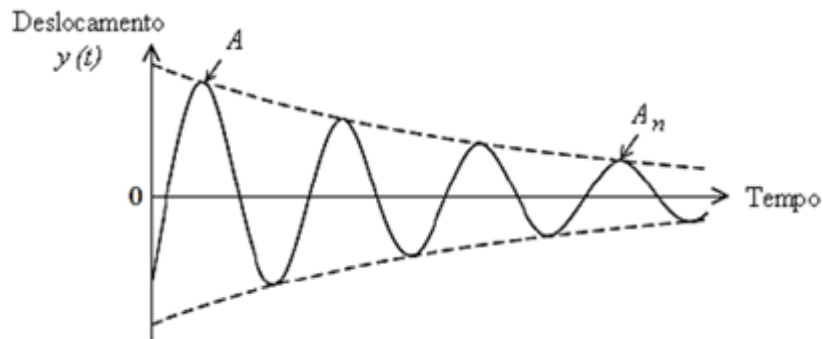


Figura 6 Respuesta al impulso para un oscilador simple.
Fuente: Cossolino y Pereira, 2010.

2.2.5.2. **Métodos del anchos de bandas:**

(Chopra, 2014) En este método la medida de la amortiguación se basa en la respuesta de la frecuencia. El ancho de banda (la media potencia) se define como el ancho de la curva de respuesta de frecuencia cuando la magnitud (Q) es $(1 / \sqrt{2})$ veces el valor del pico. Este valor es denotado por $\Delta\omega$, como puede ser visto en la siguiente figura:

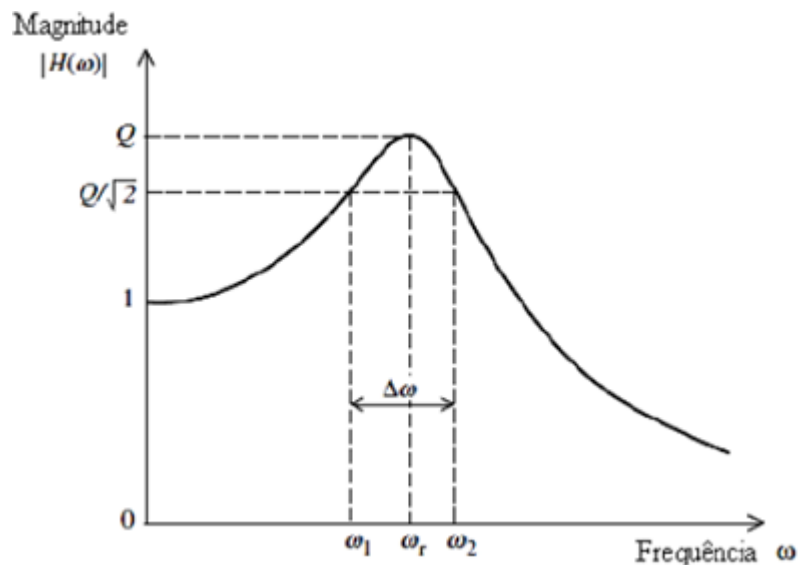


Figura 7 Métodos de los anchos de bandas para la determinaciones de la amortiguación en un sistema con un grado de libertad.
Fuente: Cossolinos y Peresira, 2010.

Para unos amortiguamientos pequeño se puede calcularse mediante las siguientes expresiones:

$$\xi = \frac{\omega_b + \omega_a}{2\omega_n} \quad \text{O} \quad \xi = \frac{f_b + f_a}{2f_n}$$

2.2.6. Ecuaciones de movimientos en las estructuras:

(Chopra, 2014) A continuación, se presenta un sistema de un grado de libertad idealizado (masa concentrada y la rigidez representada por un resorte), el cual presenta una fuerza aplicada, además de un coeficiente de amortiguamiento viscoso:

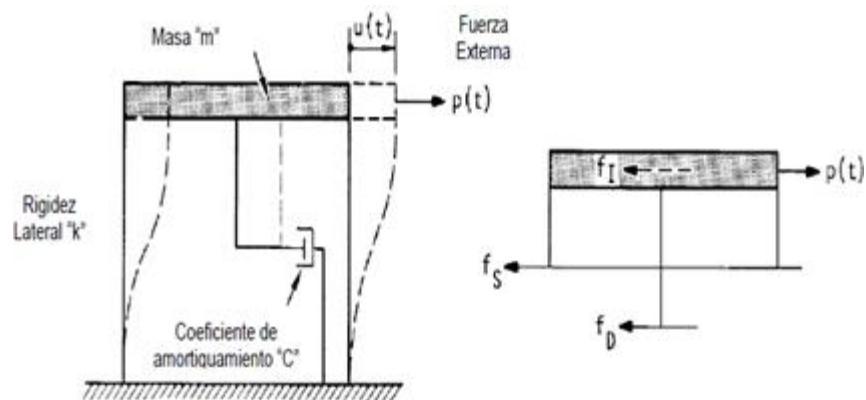


Figura 8 Idealización de una estructura de un grado de libertad y Diagrama de cuerpo libre.

Fuente: Chopra, 2010.

Las figuras anteriores ilustran el modelo matemático de un sistema 1.G.D.L. sujeto a las acciones de unas fuerzas dinámicas $p(t)$ aplicada en las direcciones de los desplazamientos $u(t)$ las cuales varían con los tiempos (Goytia y Villanueva, 2001). De la figura $p(t)$ es la fuerza externa aplicada a la masa de la estructura, f_s es la fuerza resistente elástica, f_D es la fuerza de amortiguamiento y f_I es la fuerza de inercia asociada a la rigidez de la estructura . (Chopra, 2014)

La ecuación diferencial que gobierna el desplazamiento $u(t)$ puede ser derivada utilizando dos métodos la 2da ley de Newton y el principio de equilibrio dinámico.

De la 2da ley de Newton "La fuerza que actúa sobre un cuerpo y causa su movimiento, es igual a la tasa de cambio del momentum del cuerpo." De este concepto se puede expresar: La resultante de las fuerzas que actúan sobre un cuerpo es igual a la masa del cuerpo multiplicada por su aceleración . (Chopra, 2014)

Entonces la fuerza externa es considerada positiva en la dirección del eje de desplazamientos (t), las velocidades $\dot{u}(t)$ y las aceleraciones $\ddot{u}(t)$ son también consideradas positivas en esa dirección. La fuerza elástica y de amortiguamiento actúa en dirección opuesta debido a que son fuerzas internas que resisten la deformación y la velocidad respectivamente. Al aplicar la segunda ley de Newton se obtiene:

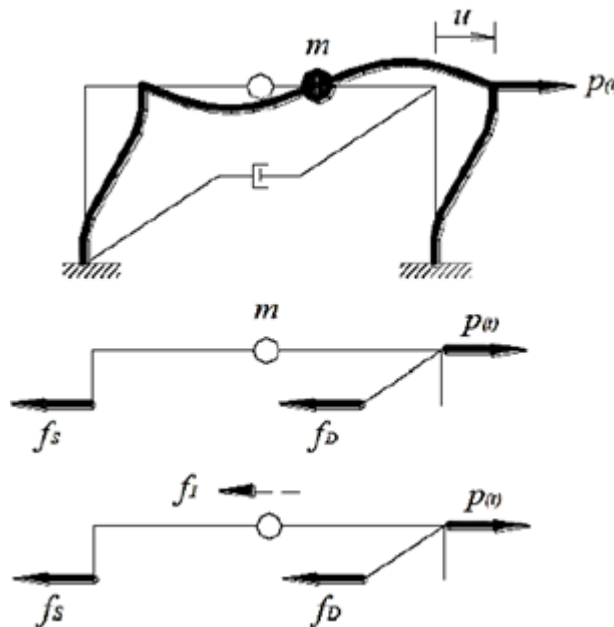


Figura 9 Ecuaciones de los movimientos.
Fuente: Goytia y Villanueva, 2001.

$$p(t) - f_s - f_D = f_I = m\ddot{u}$$

$$p(t) - c\dot{u} - ku = f_I = m\ddot{u}$$

De la ecuación anterior se obtiene:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \dots (2)$$

La ecuación n°02 es la que gobierna el movimiento en un comportamiento elástico de la estructura.

Del equilibrio dinámico de D'Alembert está basado en el sistema de equilibrio de fuerzas. Es considerada una fuerza de inercia ficticia que es igual al producto de la masa por la aceleración y actúa en dirección opuesta a la aceleración; este estado, incluida la fuerza de inercia, es un sistema equilibrado en todo instante. Es así que el diagrama de cuerpo libre (D.C.L.) de la masa en movimiento puede ser dibujado para poder utilizar los principios de estática y desarrollar la ecuación de movimiento (Goytia y Villanueva, 2001).

El D.C.L. en el tiempo t es representado en la Figura 15, con la masa reemplazada por la fuerza de inercia que es dibujada con trazo punteado para ser distinguida como fuerza ficticia de las fuerzas reales. Estableciendo la suma de todas las fuerzas igual a cero se tiene como resultado la ecuación anterior. (Goytia y Villanueva, 2001).

2.2.6.1. Vibraciones libres no amortiguadas:

Una estructura se encuentra en vibración libre cuando es perturbada de su posición estática de equilibrio y comienza a vibrar sin la excitación de fuerza externa $p(t) = 0$.

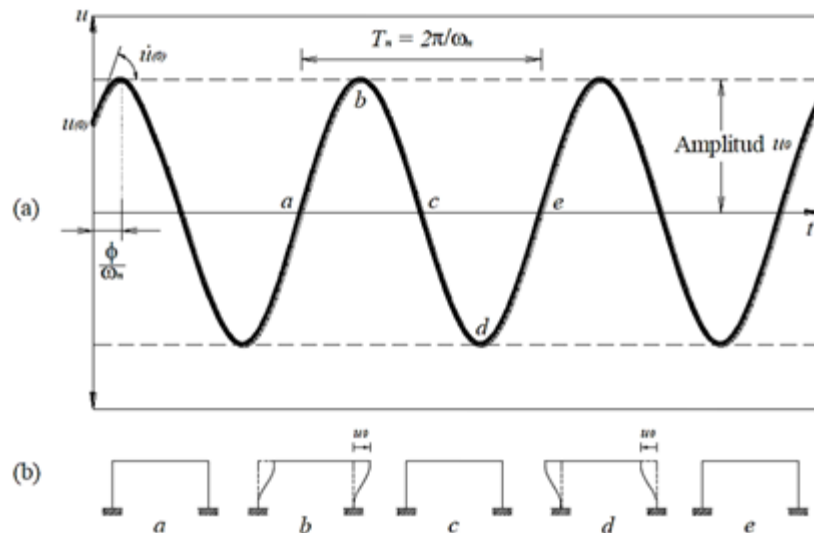


Figura 10 Sistemas de 1.G.D.L.: Vibraciones libres no amortiguadas
Fuente: Chopra, 2014.

Al no hacerse afectadas por unas fuerzas externas y sin amortiguamientos la ecuación n° 02 se reduce a:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \dots (3)$$

Dividiendo por m (masa) a la ecuación n° 03. y designando ω_n^2 a la relación k/m tenemos:

$$\omega_n^2 = \frac{k}{m}$$

Donde m es las masas de las estructuras, k la rigidez de las estructuras y ω_n es las frecuencias naturales en vibración libre de la estructura.

Finalmente se obtiene:

$$\ddot{u} + \omega_n^2 u = 0$$

Y la solución de la ecuación diferencial es:

$$u(t) = A\cos(\omega_n t) + B\sin(\omega_n t)$$

Las constantes A y B se hallan a partir de condiciones iniciales de los desplazamientos y las velocidades respectivamente: $u(0)$ y $\dot{u}(0)$. Al resolver se obtiene:

$$u(t) = u(0)\cos(\omega_n t) + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n}\sin(\omega_n t)$$

De la figura 11 se pueden deducirse que los tiempos requeridos de un sistema no amortiguado para completarse unos ciclos de vibraciones libre es denominados periodos naturales de vibraciones,

$$t_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

La frecuencia cíclica natural de vibración, f_n , es definida como el número de ciclos que se repiten en 1 segundo de tiempo y su valor es:

$$f_n = \frac{1}{t_n}$$

Las propiedades naturales (ω_n , t_n y f_n) del sistema en estado de vibración libre dependen de la masa y rigidez de la estructura y se enfatiza el término “natural” por ser vibración libre de la estructura.

2.2.6.2. Tipo de movimientos:

Los tipos de movimientos que tienen unas estructuras dependen de las razones de amortiguamientos (Fierro y García, 2005):

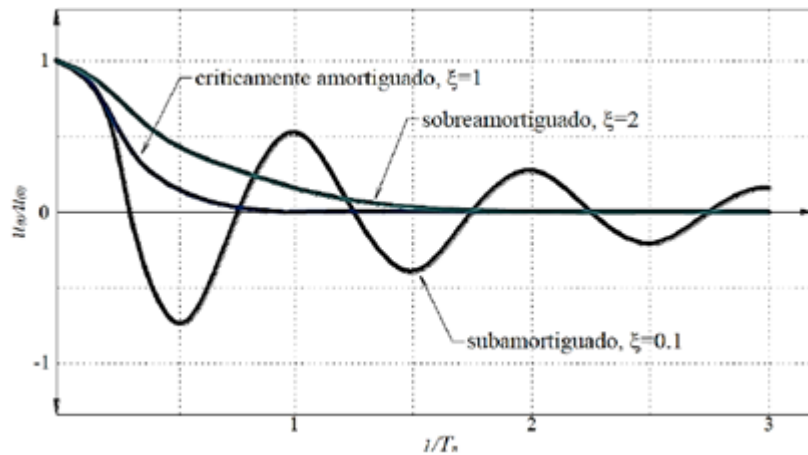


Figura 11 Vibraciones libres de unos sistemas críticamente amortiguados, sobre amortiguado y sub-amortiguado

Fuente: Chopra, 2014.

- Si $c = c_c$ ó $\xi = 1$. El sistema retorna a su posición inicial de equilibrio sin oscilar, la velocidad inicial del sistema queda amortiguada rápidamente sin realizar un ciclo completo, frenándose en seguida para un tiempo muy pequeño, por tal razón es llamado sistema críticamente amortiguado o sistema con amortiguamiento crítico.

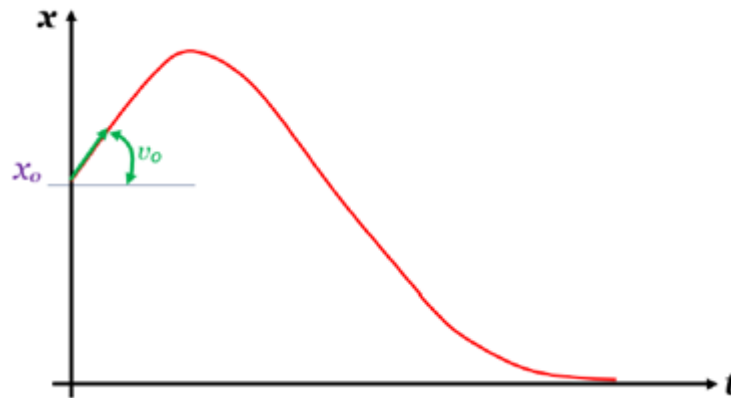


Figura 12 Respuestas de los sistemas con amortiguamientos críticos.
Fuente: Elaboración propia.

Para diferentes velocidades iniciales las amplitudes pueden ser mayores, si las velocidades son grandes. También pueden ser las amplitudes menores, si las velocidades son pequeñas. En función de las velocidades iniciales, el sistema sufre un amortiguamiento muy rápido sin cumplir un ciclo de vibración.

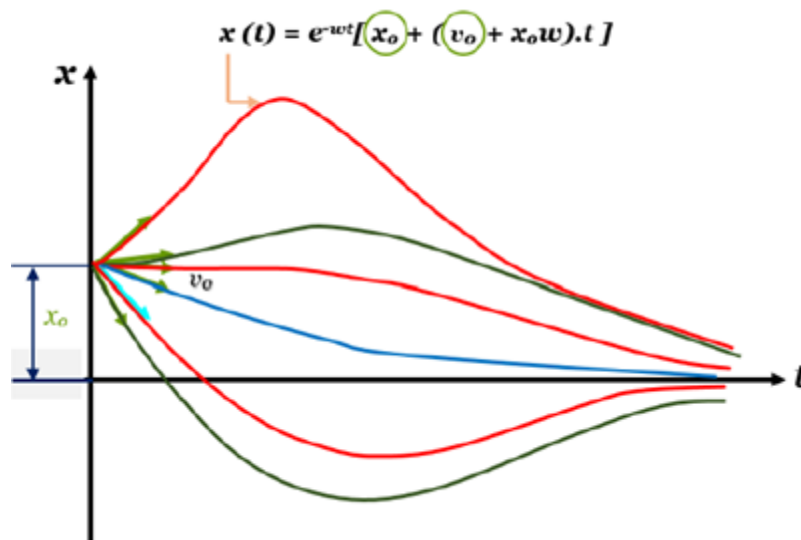


Figura 13 Amortiguamientos críticos con distintas velocidades iniciales.
Fuente: Elaboración propia.

- Si $c > c_c$ ó $\xi > 1$. Los sistemas no oscilan, pero retornan a sus posiciones de equilibrios lentamente, por tal motivo es denominado sistema sobre-amortiguado.

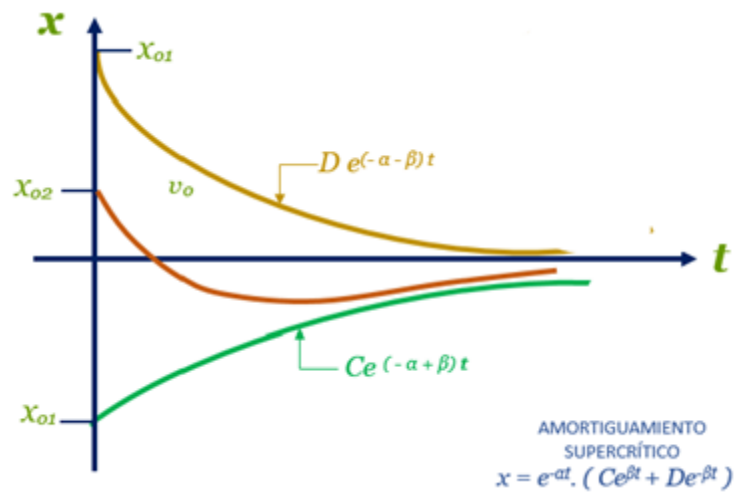


Figura 14 Amortiguamiento supercrítico.
 Fuente: Elaboración propia.

- Si $c < c_c$ ó $\xi < 1$. El sistema oscila alrededor de la posición de equilibrio con una amplitud que decrece progresivamente, y es llamado sistema sub-amortiguado.

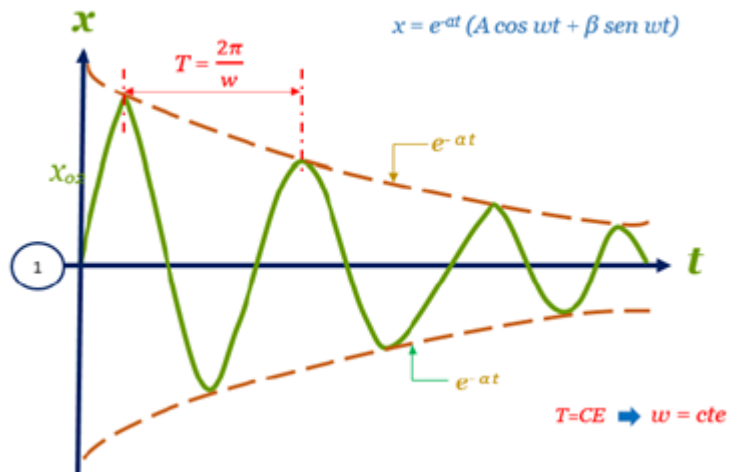


Figura 15 Movimientos armónicos amortiguados con periodos constantes
 Fuente: Elaboración propia.

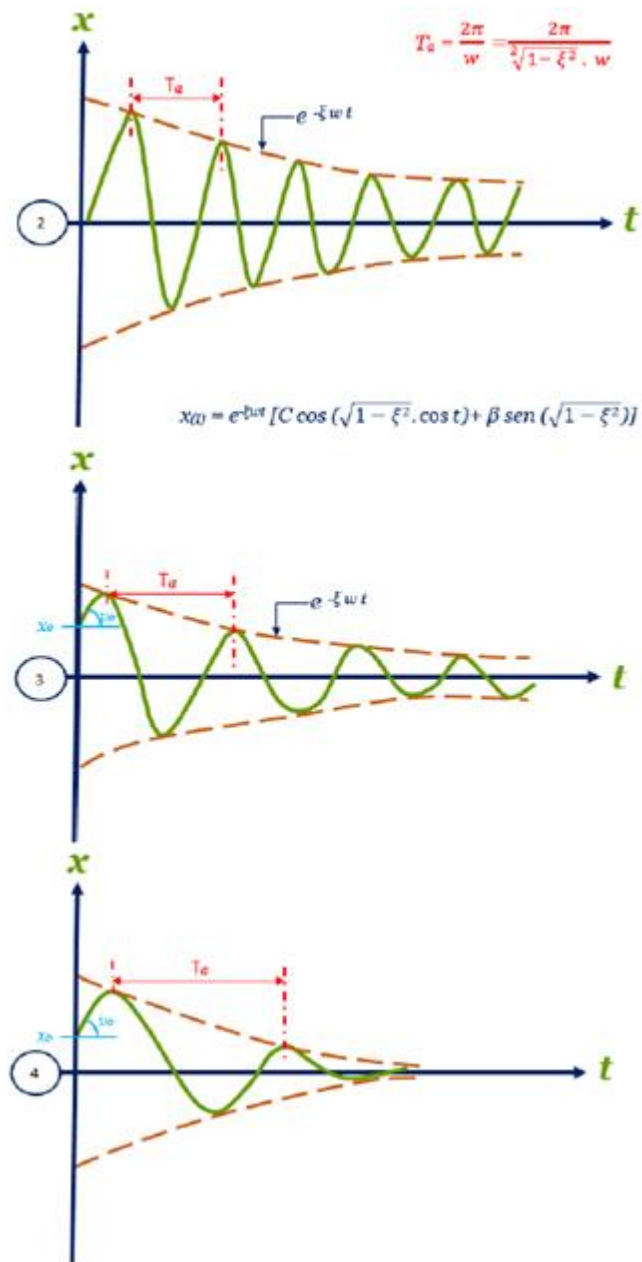


Figura 16 Amortiguamiento cada ocasión que sean mayores, aumentan los periodos y el decrementos de la amplitudes.
Fuente: Elaboración propia.

2.2.7. Demanda sísmica:

Para poder evaluar una estructura ante un nivel de peligro sísmico determinado es necesario cuantificar este peligro sísmico para esto se evalúa los valores máximos de

movimiento del terreno y después de haber hecho esto se evalúa la representación de la demanda sísmica según la norma peruana.

2.2.7.1. Peligros sísmicos:

El peligro sísmico es una característica propia del lugar donde se situará una determinada estructura y puede ser evaluada pero no modificada. Además, se define como la probabilidad de ocurrencia de un determinado peligro sísmico en este lugar. “El peligro sísmico depende de las características sismotécnicas de la zona, de las condiciones geotécnicas y de la topografía del lugar (Quintana y León, 2004). Además, el peligro sísmico aumenta con la cercanía a las fuentes sismogénicas como los son las condiciones del suelo, las irregularidades del terreno (montañas o depresiones).

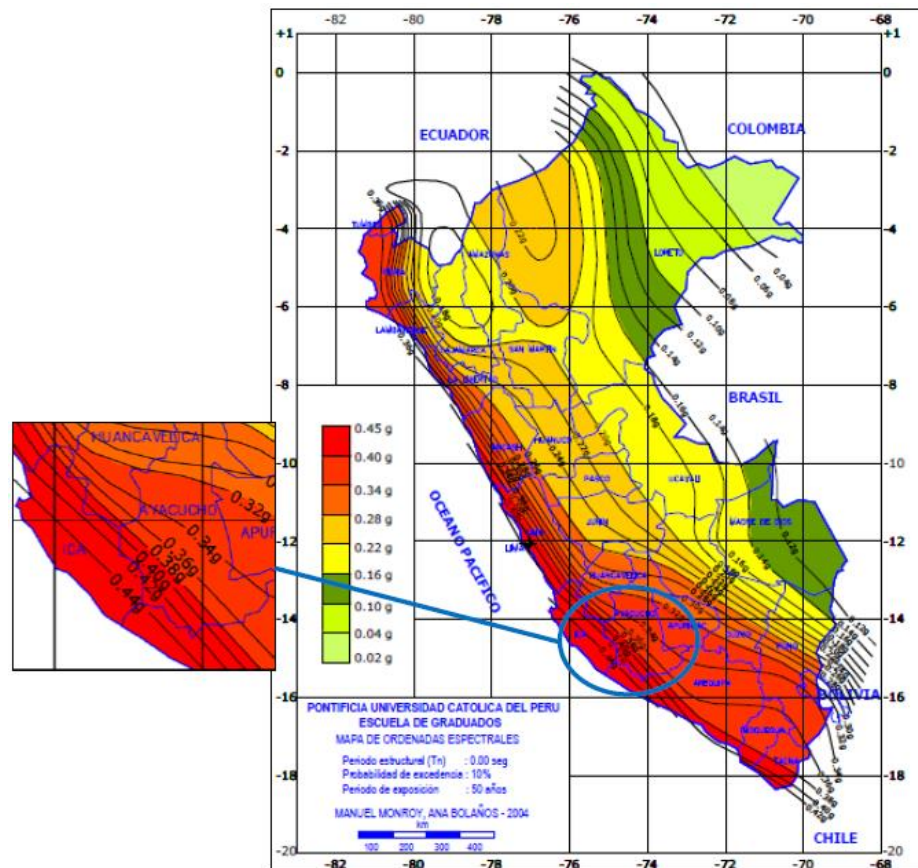


Figura 17 Mapas de Peligros sísmicos en suelo Firme.

Fuente: Monroy y Bolaños, 2004.

2.2.7.2. Cuantificaciones del peligros sísmicos:

Para trabajos y proyectos de ingeniería es necesario cuantificar el peligro sísmico, de alguna manera cuantificar la severidad de los sismos, entonces, el peligro sísmico se puede cuantificar en términos del valor máximo que podría alcanzar un parámetro sísmico determinado (estudio determinístico), como por ejemplo la aceleración máxima del suelo, la intensidad, la Magnitud, etc. También se puede cuantificar el peligro sísmico como la probabilidad de que un determinado parámetro sísmico sea igualado o sea superado durante el tiempo de vida de la edificación (estudio probabilístico), esto ya que los valores máximos que se esperan en eventos excepcionales suelen ocurrir en lapsos de tiempos largos, y son poco probables que ocurran en el tiempo de vida de una estructura (MUÑOZ, 1999). Es necesario entonces que el peligro sísmico sea cuantificado probabilísticamente y en función del tiempo de vida de la edificación.

A continuación, se presenta un cuadro donde se identifica la vida útil de una obra civil según su tipo:

Tabla 2
Tipo de Obra vs. Vida Útil.

TIPO DE OBRA	VIDA UTIL (t años)	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	TIEMPO DE RETORNO (años)
Instalaciones esenciales con capacidad muy limitada para resistir deformaciones inelásticas y peligro de contaminación (contenedor de reactores nucleares).	50 a 100	0.01	>5,000
Equipos de eléctricas de alto voltaje.	50	0.03	1,600
Puentes o viaductos de arterias principales.	100	0.1	950
Tanques de almacenamiento de combustible.	30	0.05	590
Edificaciones para viviendas.	50	0.10-0.20	225/500
Construcciones temporales que no amenacen obras de importancia mayor.	15	0.3	40

Fuente: Grasses, 1989.

2.2.7.3. Nivel de peligros sísmicos:

Para entender el comportamiento sísmico de una estructura y la evaluación de desplazamientos máximos que propone la normativa peruana con una deriva máxima para estructuras de albañilería confinada y concreto armado de 0.005 y 0.007 respectivamente.

Es necesario saber que esta evaluación se hace ante un sismo raro con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. Este es uno de los niveles de peligro sísmico propuesto” por el SEAOC y se definen como los posibles daños físicos en los elementos estructurales y no estructurales, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes debido a estos daños y la importancia de la edificación. Cada nivel de peligro sísmico está caracterizado por una probabilidad de excedencia (p_e) en 50 años de exposición (t , en años) que se relaciona directamente con un período de retorno ($T.R.$, intervalo de recurrencia) definido por la vida útil de la edificación. A continuación, se presenta una expresión que identifica la relación de estas variables:



La “siguiente tabla muestra la probabilidad de excedencia” (p_e), periodo de retorno (TR) y los valores de aceleración máxima en la roca asociados a los cuatro niveles sugeridos en la costa peruana” (Muñoz, 1999), para un tiempo de exposición de 50 años.

Tabla 3
Niveles de peligro sísmico.

	Tipo de Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de Retorno, T_R	Aceleración Máxima en la Roca
Peligro Sísmico	Sismo Frecuente	69%	43 años	0.20g
	Sismo Ocasional	50%	72 años	0.25g
	Sismo Raro	10%	475 años	0.40g
	Sismo Muy Raro	5%	975 años	0.50g

Fuente: S.E.A.O.C., 1995.

Como se mostros en lo anterior a niveles de peligros sísmicos usados por las normas peruanas es un sismo raro, y es por el cual las evaluaciones sísmicas se hacen en el presente trabajo.

2.2.7.4. Vulnerabilidades sísmicas:

“Se denomina vulnerabilidad al grado de daño que sufre una estructura debido a un evento sísmico de determinadas características. Estas estructuras se pueden calificar en “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico” (Bozzo, 1995).



Figura 18 Daños en edificios de concreto armado y albañilería ante el sismo de Ica-2007
Fuente: C.E.R.E.S.I.S., 2008.

Como se observa en la figura 19, estos edificios han sido atacados ante un sismo de gran magnitud, pero además de esto se observa que los daños causados son multiplicados por la vulnerabilidad de estas ante este sismo. Es por esto que es necesario tener un cuidado en el diseño sismorresistente y hacer que las estructuras no sean tan vulnerables.

“Es preciso resaltar que no existen metodologías estándares para estimar la vulnerabilidad de las estructuras. El resultado de los estudios de vulnerabilidad es un índice de daño que caracteriza la degradación que sufriría una estructura de una tipología estructural dada sometida a la acción de un sismo de determinadas características” (Kuroiwa, 1990).

2.2.7.5. **Riesgos sísmicos:**

Se “denomina peligro a la probabilidad de que se produzca un fenómeno natural potencialmente destructivo en un determinado lugar y tiempo. Y se denomina vulnerabilidad a los probables daños a ocasionarse, en la que influyen las características físicas socioeconómicas de la zona” (Oviedo, 2004).

Entonces podemos precisar que el riesgo sísmico es la multiplicación de sus dos componentes, ya que, si una estructura es vulnerable, cuantifica el riesgo sísmico abismalmente :

$$PS \times VS = R.I.E.S.G.O. S.Í.S.M.I.C.O.$$

2.2.7.6. **Representaciones de las demandas sísmicas para fines de ingeniería**

estructural:

“El movimiento del suelo es captado por sismógrafos y por acelerógrafos. Los sismógrafos registran la historia de desplazamientos o velocidades del terreno y son empleados principalmente en trabajos de sismología; en cambio, los acelerógrafos registran la aceleración del terreno y son de utilidad directa en la Ingeniería Estructural” (Quintana y León, 2004).

Los registros de aceleración en un determinado sismo respecto al tiempo se denominan acelero gramas y estos son usados para representar la demanda sísmica, ya que estos caracterizan a las curvas espectrales ante sollicitaciones sísmicas de una estructura cualquiera .

❖ **Acelerogramas:**

Como se definió anteriormente un acelero grama representa la aceleración que experimenta un suelo temporalmente durante la duración de un terremoto y se pueden tomar datos en sus tres tipos de direcciones: dos horizontales y uno vertical.

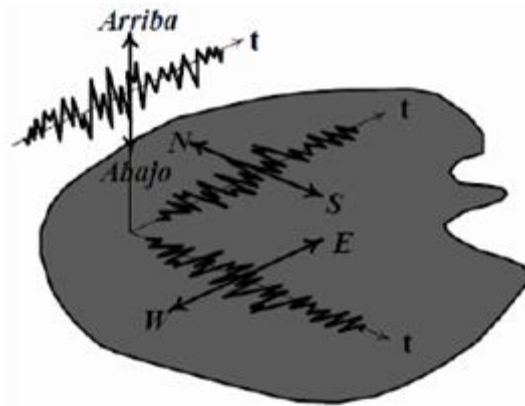


Figura 19 Datos que se pueden registrar en un acelerogramas.
Fuente: CERESIS, 2008.

Un acelerograma registra las aceleraciones máximas, pero la respuesta máxima de una estructura no solo es dependiente de un solo acelerograma, puesto que un acelerograma con aceleraciones menores puede tener mayores respuestas, esto se da mientras este acelerograma de menores aceleraciones tenga un número de ciclos mayores al acelerograma con aceleraciones mayores.

❖ **Espectros de respuestas:**

El espectro de respuesta elástica representa el máximo parámetro de respuesta en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento, para osciladores simples de 1 GDL con un periodo T de vibración y un amortiguamiento relativo ζ . Estos valores son los que caracterizan un terremoto determinado. Este concepto comenzó a gestarse gracias a la idea del profesor Kyoji Suyehiro, Director del instituto de investigaciones de la Universidad Tokyo, quien en 1920 ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes periodos de vibración, con objeto de registrar la respuesta de los mismos ante la ocurrencia de un terremoto. Años después Hugo Benioff, publicó un artículo en el que proponía un aparato similar al del profesor Suyehiro, que permitía medir el desplazamiento de los péndulos, con los cuales podía determinar el valor máximo de la respuesta y construir una curva (espectro de desplazamiento elástico), cuya

área serían los parámetros indicadores de las destructividades de los terremotos. M.A.U.R.I.C.E. B.I.O.T., en los Institutos tecnológicos de California, propusieron las ideas de espectros de respuesta elástica; luego H.O.U.S.N.E.R., N.E.W.M.A.R.K. y muchos otros implementaron los conceptos de aplicación práctica.

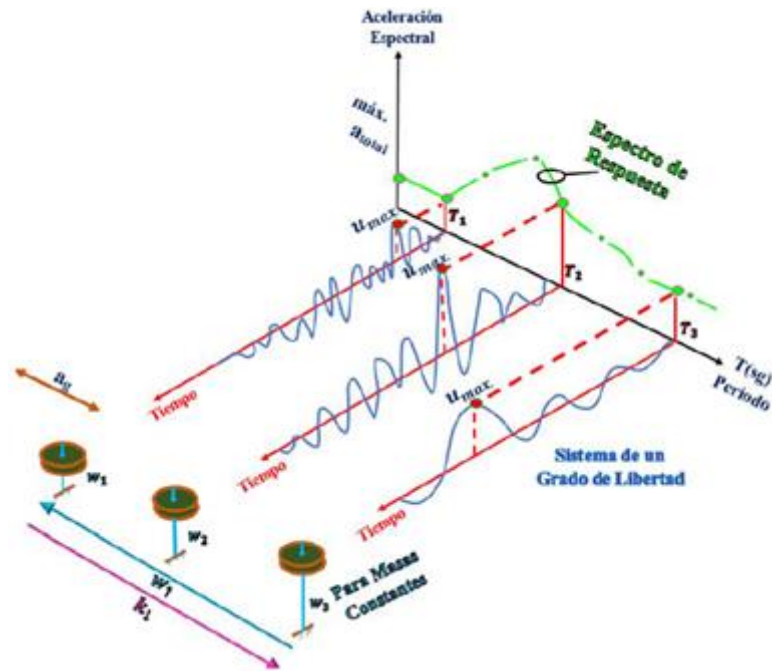


Figura 20 Métodos de K.Y.O.J.I. S.U.Y.E.H.I.R.O.
Fuente: Elaboración Propia.

Un espectro de respuesta se obtiene al asociar un acelerograma con cada una de las respuestas máximas (ya sea aceleración, velocidad y desplazamiento) de diferentes osciladores de 1 grado de libertad con diferentes períodos.

Como se observa en la siguiente figura 30, la obtención de un espectro de respuesta de desplazamiento, esto se hace a través de diferentes osciladores y se representa cada respuesta máxima, en este caso desplazamiento para cada período.

Además, se representa en la figura 22, 23 y 24 el espectro de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento para este acelerograma.

respectivamente, para lo cual se sigue el mismo procedimiento de obtención de la figura 25.

Cabe señalar que este espectro de respuesta representa la respuesta máxima de un acelerograma, pero la mayoría de normas utiliza un grupo de acelerogramas y usa un espectro de respuesta de envolventes de estos a acelerograma y los normaliza.

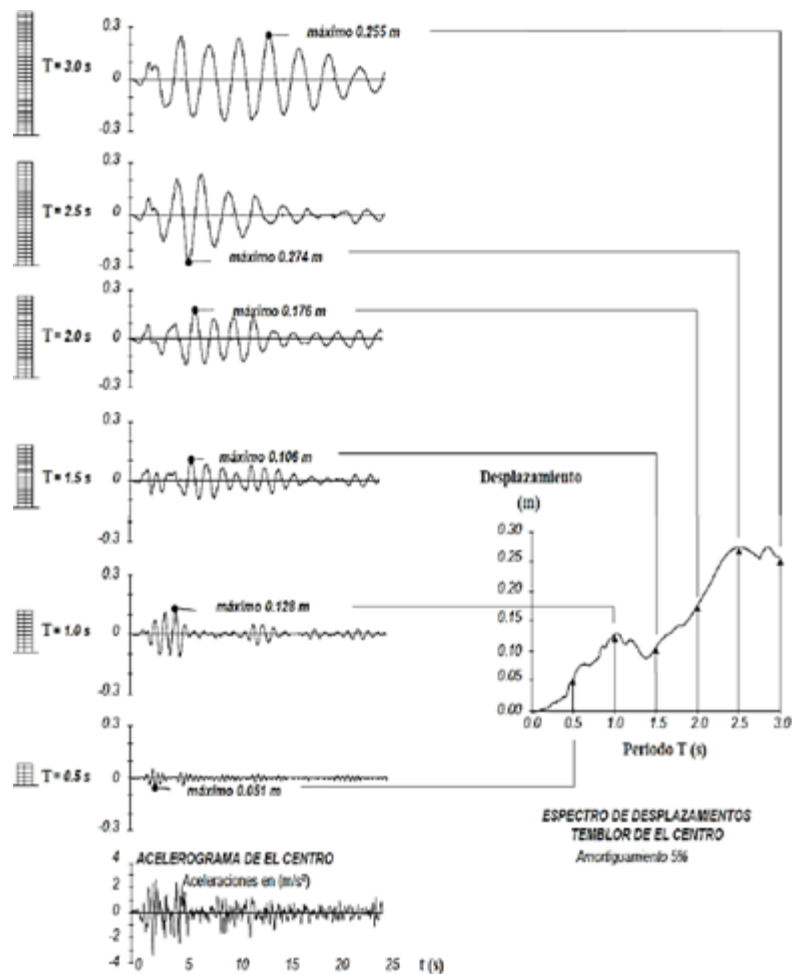


Figura 21 Construcciones de un espectros de respuestas de desplazamientos.
Fuente: Fierro y García, 2005 y Chopra, 2014.

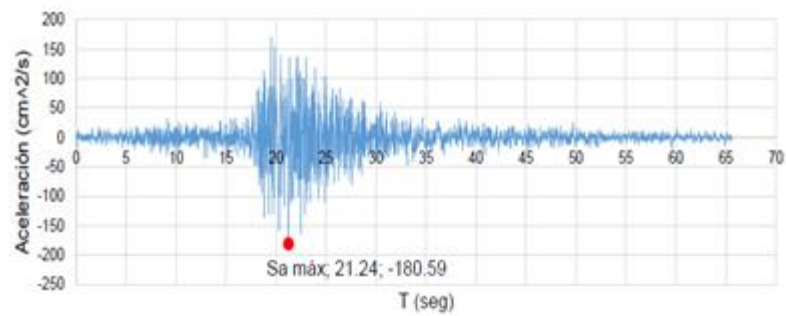


Figura 22 Representaciones de Acelerograma 7031 del sismo de 16 de noviembre de 1967, Lima y Callao, T vs Aceleración.
Fuente: Elaboración propia.

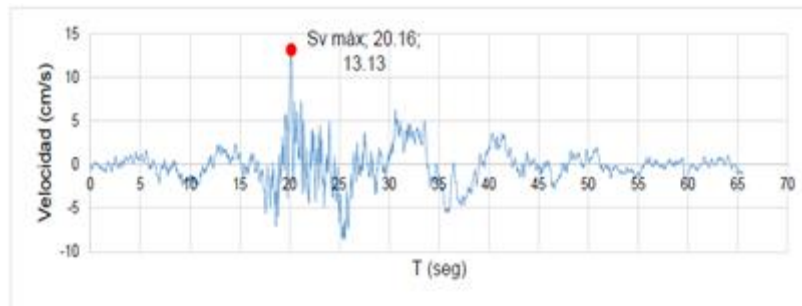


Figura 23 Representaciones de Acelerograma 7031 del sismo de 16 de noviembre de 1966, Lima y Callao, T vs Velocidad.
Fuente: Elaboración propia.

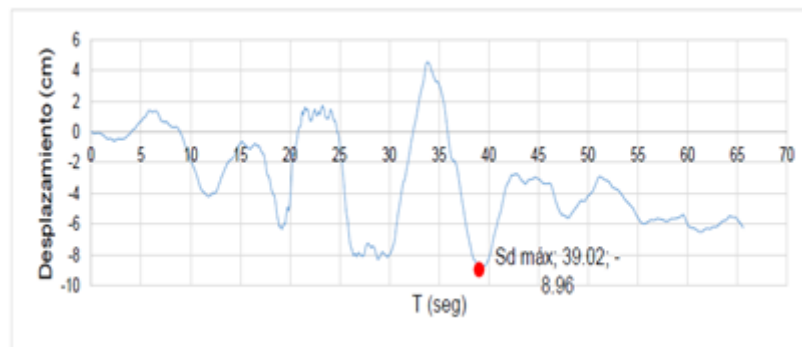


Figura 24 Representaciones de Acelerograma 7031 del sismo de 16 de noviembre de 1966, Lima y Callao, T vs Desplazamiento
Fuente: Elaboración propia.

Una característica importante de representar el acelerograma en estos formatos en función de aceleración, velocidad y desplazamiento es mencionar que la aceleración máxima, velocidad máxima y desplazamiento máximo se da en periodos diferentes como se pueden observar.

Como se puede observar en la figura 24 en espectro de respuestas de desplazamiento se puede expresar también:

$$S_d(T, \xi) = |u|_{\text{máx}}$$

Entonces el valor del espectro de respuesta de desplazamientos, para un período de vibración T y un coeficiente de amortiguamiento ξ , es el máximo valor del desplazamiento relativo u , en valor absoluto, que tendría un sistema de un grado de libertad con estas propiedades al verse sometido al acelerograma (Fierro y García, 2005). De igual manera, se tiene el espectro de velocidades y espectro de aceleraciones:

$$S_v(T, \xi) = |\dot{u}|_{\text{máx}}$$

$$S_a(T, \xi) = |\ddot{u} + \ddot{x}_0|_{\text{máx}}$$

De las expresiones anteriores se grafican los espectros de respuesta de el mismo acelerograma utilizado en la figura 33 para ilustrar el espectro de respuestas:

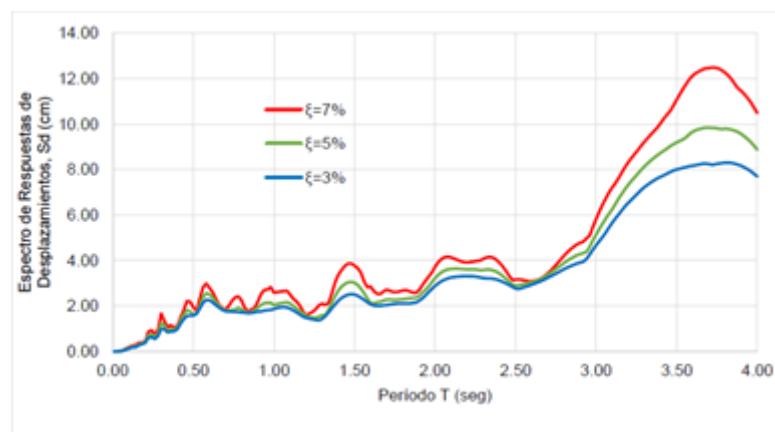


Figura 25 Espectros de Respuestas de desplazamiento de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de octubre de 1966, Lima y Callao
Fuente: Elaboración propia.

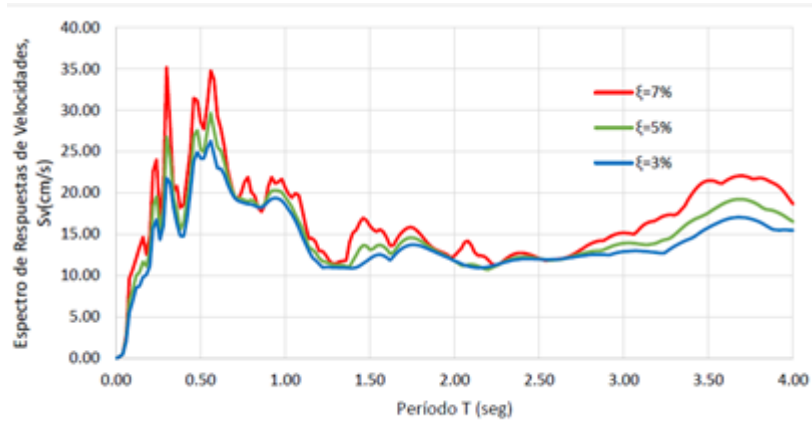


Figura 26 Espectros de respuesta de velocidad de Acelerogramas 7031 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao
 Fuente: Elaboración propia.

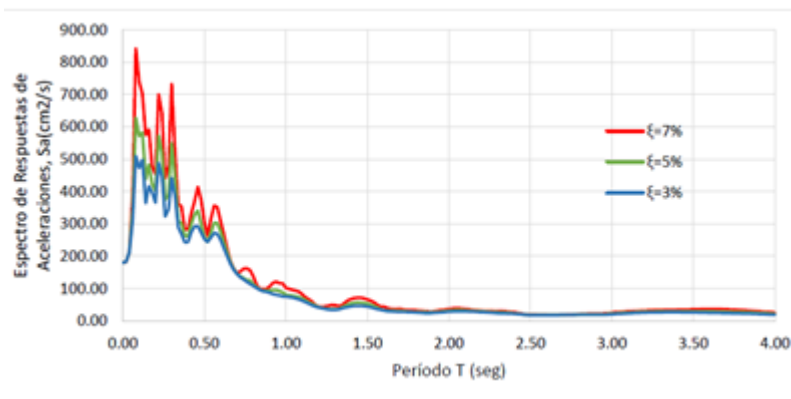


Figura 27 Espectros de Respuestas de Aceleraciones de Acelerogramas 7031 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao
 Fuente: Elaboración propia.

Como se observa la respuesta máxima de una estructura de 1GDL ya sea desplazamiento, velocidad o aceleración dependen directamente del periodo fundamental de esta y el amortiguamiento de esta estructura. Además, se observa que para los espectros de respuesta construidos, la respuesta máxima de desplazamiento, velocidad y aceleración se da en diferentes períodos al igual que la representación del acelerogramas.

❖ **Espectros elásticos de diseño:**

Para el diseño sísmico de una estructura se utiliza lo que se denominan movimientos sísmicos de diseño, los cuales se definen a través de un espectro suavizado de diseño, o bien mediante familias de acelerogramas. Los picos que ocurren en el espectro de respuesta son característicos de cada temblor en particular, por lo tanto, no tiene sentido en un espectro de diseño tener grandes variaciones dentro de un rango pequeño de períodos, más bien se utilizan tendencias generales en rangos de períodos. Por esta razón su forma es suavizada y de ahí su denominación (Fierro y García, 2005).

En general cuando se habla de un espectro de diseño éste se define en suelo duro o roca y por lo tanto no incluye el efecto que puede tener la estratigrafía del suelo en el lugar. Para poder representar la demanda sísmica de un determinado lugar en este caso Perú, se pueden construir espectros de acelerogramas característicos del lugar y aproximarla a un espectro suavizado. En la siguiente figura muestra los espectros de aceleración correspondientes a seis acelerogramas de la Costa Peruana para esto se usó un amortiguamiento del 5%, junto al espectro suavizado propuesto por la Norma Peruana Sismorresistente para esta zona (0.45g) y que se puede representar para las cuatro zonas sísmicas propuestas por la Norma (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010).

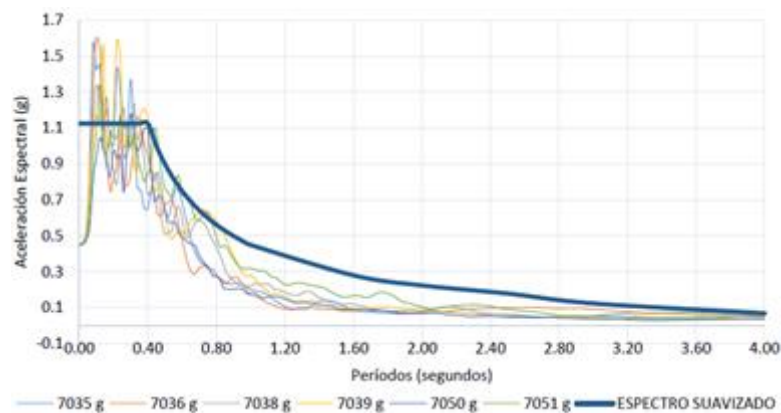


Figura 28 Espectro Elástico de Aceleraciones y Espectros Suavizados para la Costa Peruana

Fuente: C.I.S.M.I.D., 20.1.4.

Tabla 4
Acelerogramas de la costa peruana.

SISMO	LOCALIZACIÓN	ACELEROGRAMA	ESPECTRO
17 DE OCTUBRE DE 1966	LIMA Y CALLAO	7035	66-N08E
		7036	66-N82W
31 DE MAYO DE 1970	ANCASH	7038	70-N08E
		7039	70-N82W
03 DE OCTUBRE DE 1974	LIMA Y CALLAO	7050	74-N08E
		7051	74-N82W

Fuente: SEAOC, 1995.

Como se puede observar en la Figura 28, en los espectros suavizados es una envolvente de los 6 acelerogramas, esto se entiende como envolvente, ya que en periodos entre 0.1 y 0.3 segundos no se alcanzan los picos máximos.

Dado que en general los espectros de diseño se obtienen del estudio estadístico de registros que por su naturaleza propia no pueden ser iguales, esto conduce a que se tengan que normalizar de alguna manera, para lo cual existen diferentes procedimientos, dentro de los que se destacan la normalización con respecto a una intensidad espectral y la normalización con respecto a algunos de los parámetros máximos del terreno, ya sea aceleración, velocidad o desplazamiento: *Ate*, *Vte* o *Dte*.

A continuación, se presenta el método más utilizado para definir el espectro de diseño en la roca que es el método de Newmark-Hall, posterior se trata las familias de acelerogramas, los “efectos de amplificación de onda causados por el suelo subyacente y otros factores que influyen en la selección y utilización de los diferentes tipos de movimientos sísmicos de diseño.

2.2.8. Métodos de Newmark - Hall:

A mediados de la década de 1960, N.E.W.M.A.R.K. y H.A.L.L. iniciaron una serie de investigaciones sobre las formas espectrales, principalmente para ser empleadas en el diseño de plantas nucleares. Con base en estos estudios, recomendaron que era posible describir el espectro por medio de líneas rectas dibujadas en un papel

tripartita” (Newmark y Hall, 1982), se presenta la metodología para construir un espectro de diseño, que se presenta a continuación. El método se basa en el supuesto de que sea posible estimar independientemente, por medio de procedimientos la máxima aceleración horizontal del terreno, A_{te} , la máxima velocidad horizontal del terreno, V_{te} , y el máximo desplazamiento horizontal del terreno, D_{te} , para el temblor de diseño.

Con base en el estudio de numerosos temblores, autores como (Newmark y Hall, 1982) encontraron que dentro de las tres zonas del espectro en las cuales la aceleración es aproximadamente constante, la velocidad es aproximadamente constante y el desplazamiento es aproximadamente constante, era posible definir coeficientes de amplificación que permiten dibujar un espectro normalizado. Como se presenta a continuación los espectros de respuesta normalizado, donde se puedan identificarse zonas constantes para cada tipo de espectro:

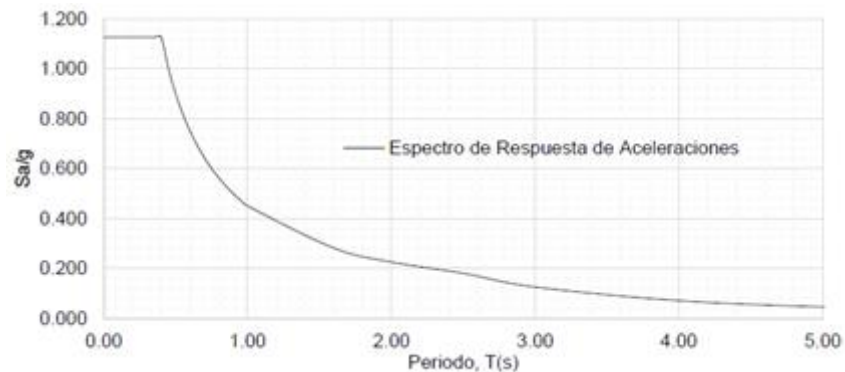


Figura 29 Espectro de Respuestas de Aceleraciones Normalizado.
Fuente: Elaboración propia.

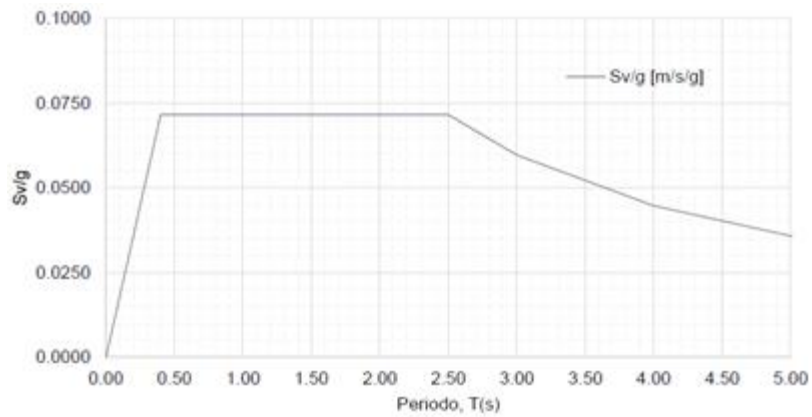


Figura 30 Espectros de Respuesta de Velocidad Normalizado.
Fuente: Elaboración propia.

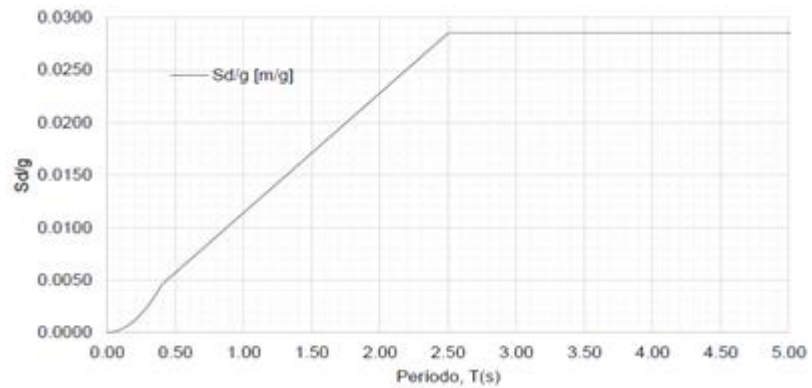


Figura 31 Espectro de Respuestas de Desplazamientos Normalizado.
Fuente: Elaboración propia.

En la investigación de (Newmark y Hall, 1982) “presenta los coeficientes de amplificación para varios valores del coeficiente de amortiguamiento, los cuales corresponden a dos niveles diferentes de probabilidad de que las ordenadas del espectro de diseño no sean excedidas cuando se presente un evento que tenga los mismos movimientos máximos del terreno”:

Tabla 5
Coeficiente de amplificaciones sísmicas para respuestas horizontales elástica.

Amortiguamiento ξ (%)	Media más una desviación estándar (84.1%)			Media -50%		
	α_A	α_V	α_D	α_A	α_V	α_D
1	4.38	3.38	2.73	3.21	2.31	1.82
2	3.66	2.92	2.42	2.74	2.03	1.63
3	3.24	2.64	2.24	2.46	1.86	1.52
5	2.71	2.3	2.01	2.12	1.65	1.39
7	2.36	2.08	1.85	1.89	1.51	1.29
10	1.99	1.84	1.69	1.64	1.37	1.2
20	1.26	1.37	1.38	1.17	1.08	1.01

Fuente: Newmark y Hall, 1982.

Los valores que se encontró en esta investigación se pueden expresar en forma de expresión para un nivel de probabilidad del 84.1% (media más una desviación estándar) de que no sean excedidas:

$$\alpha_A = 4.38 - 1.04 \ln(\xi\%)$$

$$\alpha_V = 3.38 - 0.67 \ln(\xi\%)$$

$$\alpha_D = 2.73 - 0.45 \ln(\xi\%)$$

Y para un nivel de probabilidad del 50% (media) de que no sean excedidas las ordenadas espectrales:

$$\alpha_A = 3.21 - 0.68 \ln(\xi\%)$$

$$\alpha_V = 2.31 - 0.41 \ln(\xi\%)$$

$$\alpha_D = 1.82 - 0.27 \ln(\xi\%)$$

Pero esta es una investigación hecha para la representación de espectros en Estados Unidos, para el caso de Perú se usa un factor de amplificación de 2.5 para un amortiguamiento del 5%, en la presente tesis se realiza la investigación del cambio

de estos amortiguamientos para lo cual se obtienen valores de amplificación sísmica para amortiguamientos de 3% y 7%. Además, se presenta una relación para poder representar espectros de diseño fácilmente en un intervalo de 3% a 7%.

2.2.9. Amplificaciones de ondas sísmicas:

Cuando se produce un terremoto en la litosfera (en la roca), sufre transformaciones hasta salir a la superficie y las transformaciones no solo son en el tamaño de las aceleraciones, también en la cadencia de cómo se acelera el suelo (contenido de frecuencias).

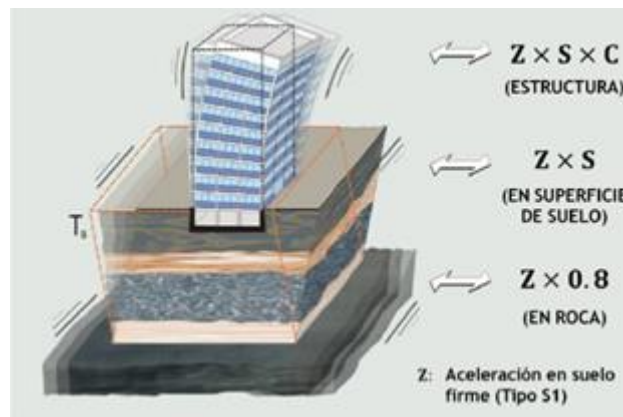


Figura 32 Amplificación de las Solicitaciones Sísmicas en la Estructura.

Fuente: Elaboración propia.

2.2.9.1. Factores de amplificaciones de suelo:

El factor de amplificación de suelo es el aumento de la aceleración en la superficie del terreno comparada con la aceleración en la roca a profundidad. Además, se aumenta también la duración del sismo y se modifican las características del movimiento.

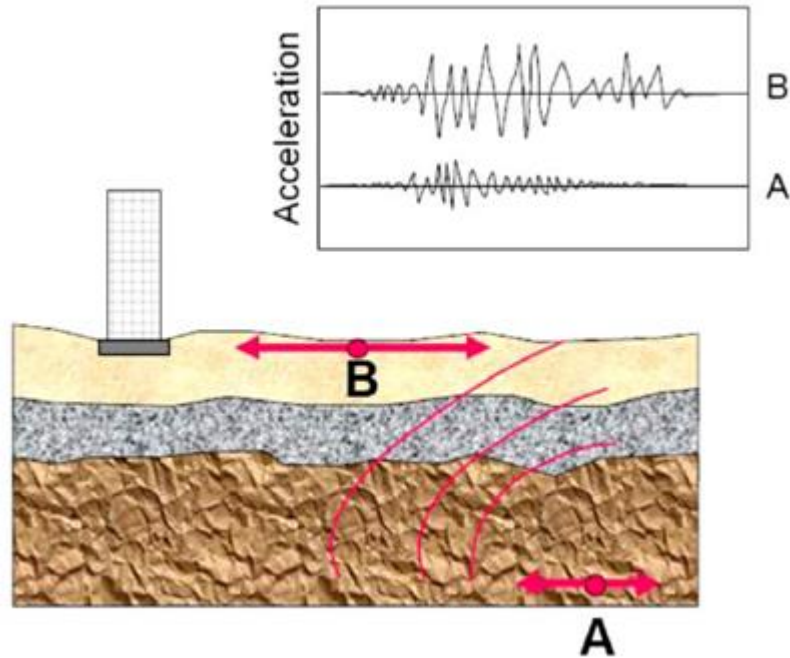


Figura 33 Amplificaciones de las aceleraciones en las superficies de los terrenos Comparada con la Aceleración en la Roca a Profundidad.
Fuente: Bray, 1995.

Para determinar el factor de amplificación de suelo, la N.T.P. nos indica que debe clasificarse el tipo de suelo, realizando estudios debajo de la cimentación de la estructura hasta una profundidad de 30 m; el tipo de suelo que se determine debe representar las propiedades de los diferentes estratos encontrados. El suelo encontrado determinara en que magnitud amplificara las aceleraciones, se dice que en suelo malo las aceleraciones son más grandes que en un suelo bueno, en consecuencia, a ello la plataforma se del espectro se desplazara más hacia la derecha.

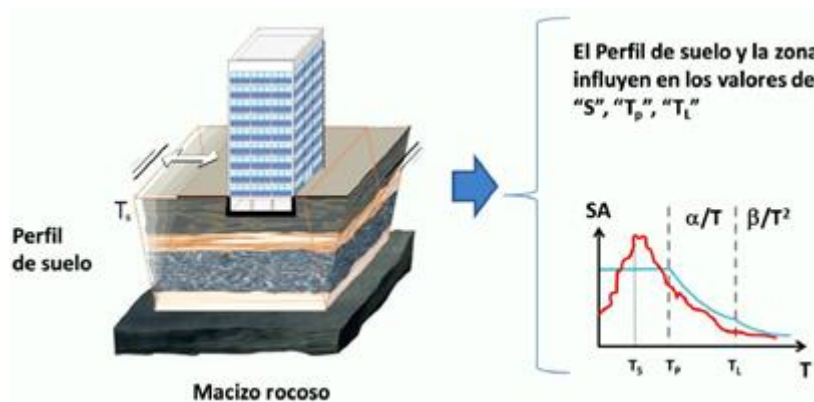


Figura 34 Amplificaciones de las Solicitaciones Sísmicas por estrato de los Suelos.
Fuente: S.E.N.C.I.C.O., 2016.

La norma también nos dice que para la zona Z4 (costa) en un suelo S3 (suelo malo), se amplifica el suelo respecto al S.1. (suelo bueno) en un 10%, pero si este mismo perfil de suelo se encuentra en la Z.1. (selva), se va amplificar la aceleración en un factor 2.00 respecto al S.1., esto se debe porque el perfil del suelo que está en la costa va recibir aceleraciones tan grandes que van a dañarse durante un terremoto y no van a poder acelerarse, pero el mismo perfil por estar en la selva recibe una aceleración mucho menor por lo tanto si se puede amplificar en un factor de 2.00.

ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Figura 35 Tabla de Factor de Suelo.
Fuente: S.E.N.C.I.C.O., 2016.

2.2.9.2. Factores de amplificaciones sísmicas:

La estructura amplifica la aceleración que recibe en su cimentación, en función de su periodo fundamental de vibración de acuerdo a la forma del espectro. El factor de amplificación sísmica depende del periodo de la estructura y las características del suelo de cimentación. La N.T.P. E.0.3.0.-2.0.1.6., considera esta amplificación mediante el factor C, es decir que la aceleración de respuesta de una estructura queda definida por el producto Z.S.C.

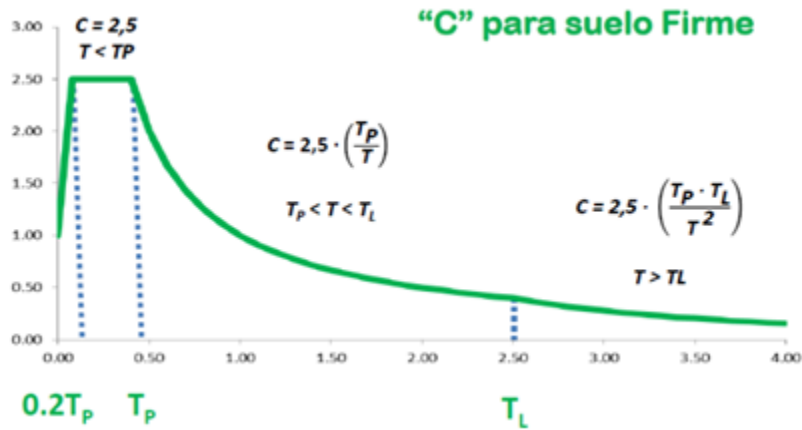


Figura 36 Espectro de Respuesta para Suelo Firme.
Fuente: S.E.N.C.I.C.O., 2016.

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 37 Tabla para Periodos *TP* y *TL*.
Fuente: S.E.N.C.I.C.O., 2016.

T.P.: Periodos límites de las mesetas.

T.L.: Periodos de inicio de los comportamientos inelásticos de los suelos.

2.3. Definición de términos

- **Alturas:** “responsable del aumento del periodo que genera un cambio en la aceleración sísmica sobre una edificación y factores como la relación altura/ancho, altura de los pisos, materiales involucrados, sistemas estructurales y la cantidad y disminución de la masa”. (Ortega, 2013, p.71).
- **Tamaños horizontales:** “Incrementa esfuerzos longitudinales de tensión y compresión, así como desplazamientos adicionales en un piso de baja rigidez que funciona como diafragma horizontal en dirección transversal al sismo, cuya

solución es reduciendo el largo del diafragma agregando muros o pórticos”. (Caballero, 2006, p.74).

- **Proporción:** “Cuanto más esbelto peor es el efecto de volteo, por ello en el diseño sísmico puede ser más importante que su tamaño absoluto, para edificios altos una consideración muy importante es su relación de esbeltez = altura/ancho”. (Caballero, 2006, p.76).
- **Simetría:** “La asimetría genera excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez provocando torsión por causas no geométricas como la variación en la distribución de masa en una estructura simétrica y concentrar esfuerzos en una esquina inferior”. (Ortega, 2014, p.72).
- **Distribución y concentración:** “las cargas serán igualmente compartidas por los elementos en una edificación con resistencia bien distribuida; al contrario de las configuraciones que acumulan fuerzas sísmicas que aplicada a un decreciente número de elementos”. (Ortega, 2013, p.72).
- **Centro de Rigidez:** (Aguiar, 2009, p.118): “Es el punto donde se aplicará la fuerza cortante horizontal, el nivel se traslada al piso inferior sin rotar”.
- **Desplazamiento espectral:** (Paz, 1991, p.641): “Valor máximo del desplazamiento relativo producto de un temblor en una oscilación simple”.
- **Edificio:** (R. N. E- Norma Técnica G.0.40, 2006, p.51): “Es la obra hecha por el hombre para albergar sus actividades que realiza”.
- **Efecto torsional:** (Barbat y Oller, 1997, p.55): “El efecto torsional se debe a la no coincidencia del centro de masa de cada planta de la estructura con el centro de rigidez de esta”.

- **Espectro de Diseño:** (Suarez, 2009, p.28): “Herramienta que sirve para calcular la estructura, verificando la actividad sísmica de la zona, suelo, periodos”.
- **Excentricidad:** (Barbat y Oller, 1997, p.56).: “Distancia entre el Centro de masa y su Centro de rigidez”.
- **Modos de Vibración:** “Los edificios, los cuerpos, los materiales, tienen diferentes maneras de vibrar ante cargas dinámicas, que, en situaciones de un evento sísmico, pueden afectar en la misma, en menor o mayor medida”. (Barbat y Oller, 1997, p.55).
- **Periodo:** (Mullo,2013, p.25): “Es el tiempo que tarda una estructura en terminar el primer movimiento sísmico”.
- **Pre – dimensionamiento:** (Castillo,2015, p.8): “Dimensionar los elementos estructurales cumpliendo el R.N.E”.
- **Peligro sísmico:** “Se define como el grado de exposición de un determinado lugar frente a las máximas intensidades dados por los movimientos sísmicos”. (Bazán y Meli, 2001, p.22).
- **Riesgo sísmico:** “Es la probabilidad de que se excedan valores prefijados de daño en una estructura durante la ocurrencia de un sismo”. (Alonso, 2005, p.49)
- **Silencio sísmico:** “Es definido como el sitio donde no se produjo la liberación de energía en varias décadas existiendo así la probabilidad de ocurrir un evento sísmico”. (Kuroiwa, 2001, p.97).
- **Sismo:** “Es la repentina y limitada liberación súbita de energía mecánica

acumulada debido a resultantes desplazamientos por interacción de placas de la corteza terrestre en forma de ondas sísmicas”. (C.E.N.E.P.R.E.D., 2013, p.35).

- **Sismograma:** “Son registros obtenidos por los instrumentos sismógrafos que miden el movimiento horizontal y vertical de las captadas ondas sísmicas”. (Alonso, 2005, p.28).
- **Vulnerabilidad Sísmica:** “Es el sobrepase del valor límite máximo del nivel de capacidad de respuesta disponible”(Alonso, 2005, p.25).

2.4. Hipótesis

2.4.1. Hipótesis general:

Existe una relación entre el factor de amortiguamiento estructural y el análisis sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa..

2.4.2. Hipótesis específicas:

- a) El análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 2% influye significativamente en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.
- b) El análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 5% influye significativamente en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.
- c) El análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 8% influye significativamente en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.

2.5. Variables:

2.5.1. Definición conceptual de la variable:

- **Variable independiente**

Factor de amortiguamiento estructural: se define como la capacidad de un sistema o cuerpo para disipar energía cinética en otro tipo de energía, también, amortiguación es la disipación de energía en una estructura mecánica y su conversión en calor, de la misma manera el amortiguamiento estructural es el resultado de la fricción interna y disipación de energía del material de los elementos estructurales, debido a varios procesos microscópicos y macroscópicos, produciendo deformaciones elásticas y plásticas en las edificaciones (Colqui, 2018).

- **Variable dependiente**

Análisis sísmico: un análisis sísmico consiste en reducir las fuerzas dinámicas que actúan en las estructuras durante un sismo a cargas estáticas horizontales y en diseñar dichas estructuras para resistir estas cargas para este método es empleado para estructuras de edificios muy altos y de especial importancia es un método que representa las sollicitaciones sísmicas, mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Asimismo, consiste en un procedimiento para obtener las respuestas del sistema estructural frente a los sismos, como desplazamientos, derivas, periodos de vibración entre otros (M.V.C.S., 2018.).

2.5.2. Operacionalización de la variable:

Tabla 6
Operacionalización de la variable independiente.

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	INDICE	UNIDAD
VARIABLE INDEPENDIENTE factor del	Disipación de energía	Amortiguamiento estructural	Amortiguamiento 2%	%
			Amortiguamiento 5%	%
			Amortiguamiento 8%	%

amortiguamiento estructural				
VARIABLE DEPENDIENTE análisis sísmico	Respuestas de la estructura	Desplazamientos	Milímetros	mm
		Derivas	Adimencional	-/-
		Periodos de vibración	Segundos	Seg
		Cortante basal dinámica	Toneladas	tn
	Fuerzas Internas	Fuerzas axiales	Toneladas	tn
		Fuerzas cortantes	Toneladas	tn
		Momento flector	Toneladas x metro	tn x m

Fuente propia

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Método de investigación

La presente investigación consideró el método científico, debido a que este proporciona una serie de pasos ordenados y sistematizados para generar conocimiento confiable, el cual inicia en la observación, continua con el planteamiento del problema, el planteamiento de las hipótesis, realiza la experimentación y termina en las conclusiones para el tema estudiado” (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014).

De la misma manera como sud metodo utilizaremos el método general empleado es deductivo, ya que desde la teoría deduciremos las características del comportamiento sísmico con diferentes porcentajes de amortiguamientos en el sistema estructural del puesto de salud de Mazaronquiari.

3.2. Tipo de investigación

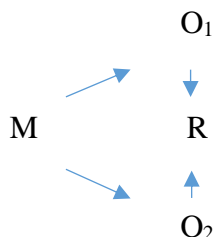
La investigación es de tipo aplicada, porque se basó en investigaciones, estudios previos, normas internacionales y el Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.3. Nivel de investigación

Es correlacional, porque determinaremos las derivas y cortantes de diseño de los sistemas estructurales en un rango del $\pm 2\%$ de amortiguamiento de lo que establece la la norma E.030 del reglamento nacional de edificaciones.

3.4. Diseño de Investigación

El diseño de investigación que fue considerada con la presente investigación fue la no experimental, debido a que no se manipulo intencionalmente una variable para ver sus efectos o influencia en la otra, pero si establecer una relacion entre ellas.



Donde:

O_1 = variable 1

O_2 = variable 1

R= relacion entre las dos variables

3.5. Población y muestra

3.5.1. Población

La población está representada por los puestos de salud del distrito de Pangoa, catalogadas como Edificaciones esenciales en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.5.2. Muestra

La muestra es por conveniencia no probabilística, ya que se selecciona el puesto de salud de Mazaronquiari por tener acceso a la información y estar diseñada con la vigente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Como primer paso se procederá a recolectar los planos arquitectónicos y estructurales del puesto de salud de Mazaronquiari los cuales serán obtenidos directamente de la Municipalidad distrital de Pangoa, posteriormente se revisará la norma E.030 del Reglamento Nacional de edificaciones para obtener la información necesaria y por último realizaremos un estudio de mecánica de suelos para determinar la capacidad portante del terreno.

3.7. Procesamiento de la información:

Toda la información que se recolecto será procesada en el software ETABS V.9.7.4 realizando un análisis sísmico con diferentes tipos de amortiguamiento

3.8. Procesamiento de la información

El procesamiento de la información se realizó desde un enfoque del tipo cuantitativo, por lo que para la organización de los datos recolectados se utilizaron matrices de tabulación, junto a esquemas gráficos que facilitaron la interpretación de datos.

3.9. Técnicas y análisis de datos:

El análisis de datos se realizará en el software Microsoft Excel en el cual se realizaremos cuadros comparativos del análisis sísmico con diferentes tipos de amortiguamiento con la finalidad de determinar cual es el que mejores beneficios brinda a la estructura del puesto de salud de Mazaronquiari

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. Ubicación del inmueble:

El puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari se encuentra ubicado en la siguiente descripción:

- **Región:** Junín.
- **Provincia:** Satipo.
- **Distrito:** Pangoa.
- **Lugar:** Comunidad Nativa de Mazaronquiari.

4.1.1. Descripción del inmueble:

Los planos de arquitectura del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari vienen adjuntos en los anexos de esta investigación.

4.1.1.1. Primera planta:

Cuenta con un área construida de 359.75m² dividida en una vereda de cemento pulido bruñado, una caja de escalera que conecta a la segunda planta, un tópicico de emergencia, una sala de espera, una habitación de triaje, un baño de uso público, un baño de uso privado, una admisión de farmacia, un consultorio múltiple, una sala de reposo, una habitación de obstetricia y una habitación de cred, su altura es de 3.00m.

4.1.1.2. Segunda planta:

Su área construida es de 314.06m² dividida en un corredor de cemento pulido, una caja de escalera, una sala de espera o de usos múltiples, una habitación de operaciones, un laboratorio, una habitación de administración, un baño de uso público, un baño de uso privado, una sala de reposo, y una habitación para usos de mantenimiento, su altura es de 4.50m.

4.1.2. Normas de diseño:

- Norma Técnica de Edificaciones E.020 “Cargas”
- Norma Técnica de Edificaciones E.060 “Concreto Armado”
- Norma Técnica de Edificaciones E.030 “Diseño Sismorresistente”
- Norma Técnica de Edificaciones E.050 “Suelos y Cimentaciones”

4.1.3. Consideraciones de diseño:

Para el cálculo de la estructura del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari se ha tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- La capacidad portante del terreno a una profundidad de desplante de 2.50 m es de 0.88 kg/cm².
- El concreto de la losa aligerada, vigas y columnas será de $f'c = 210$ kg/cm².
- El acero de refuerzo tendrá un límite de fluencia $Fy = 4200$ kg/cm².

4.1.4. Propiedades de los materiales:

Los materiales que se aplicara en el cálculo estructural del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari son el concreto de $F'c = 210$ Kg/cm² y el acero $Fy = 4200$ Kg/cm², a continuación, se describe sus propiedades:

A. Concreto:

- Resistencia a la compresión ($F'c$): 210Kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E): 217370.65Kg/cm²
- Peso específico (γ_c): 2400Kg/cm²
- Módulo de poisson: 0.15

B. Acero de refuerzo:

- Límite de fluencia (Fy): 4200Kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E): 2100000Kg/cm²
- Peso específico (γ_c): 78450Kg/cm²
- Módulo de poisson: 0.30

4.1.5. Dimensiones de los elementos estructurales:

Los elementos estructurales del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari fueron pre – dimensionados aplicando ecuaciones matemáticas y respetando las divisiones de los planos estructurales.

Tabla 7
Dimensionamiento de los elementos estructurales

DESCRIPCION	DIMENSIONES (cm)
Columna C1	25x50
Columna C2	25x25
Viga V1	25x50
Viga V2	25x50
Viga V3	25x20
Viga variable	25x50x20
Viga VB	15x20
Viga VA01	Ver plano estructural
Viga VA02	Ver plano estructural
Viga VA03	Ver plano estructural
Viga VA04	Ver plano estructural
Viga VA05	Ver plano estructural
Viguetas	10x15
Losa aligerada	20

Fuente: Elaboración propia.

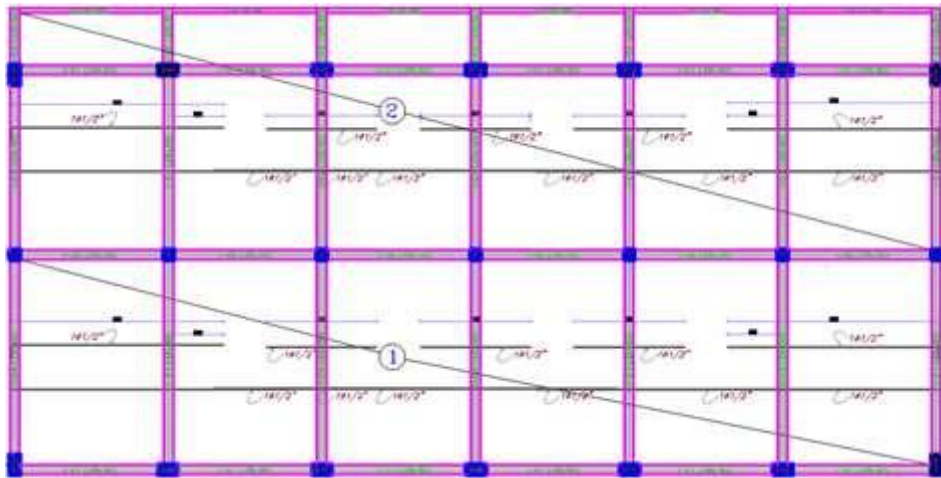


Figura 38 Estructura 1° planta
Fuente: Elaboración propia.

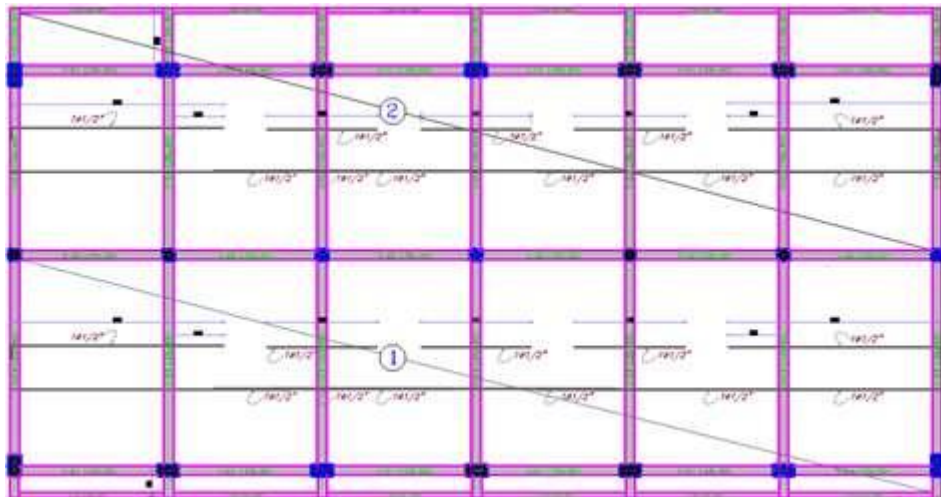


Figura 39 Estructura 2° planta
Fuente: Elaboración propia.

4.1.6. Metrado de cargas:

A. Carga muerta en la 1° planta:

- Losa aligerada: 300Kg/m²
- Acabados: 100Kg/m²
- Tabiquería: 100Kg/m²
- Parapeto: 270Kg/m

B. Carga viva en la 1° planta:

- Corredor: 400Kg/m²

➤ Zonas de servicio 300Kg/m²

C. Carga muerta en la 2° planta:

➤ Losa aligerada: 300Kg/m²

➤ Acabados: 100Kg/m²

D. Carga viva en la 2° planta:

➤ Techo inclinado 100kg/m²

4.1.7. Parámetros de diseño sísmico:

Entre los parámetros de sitio usados y establecidos por la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones tenemos:

4.1.7.1. Factor de zona (Z):

La norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones divide al territorio nacional en cuatro zonas como se muestra en la siguiente figura:



Figura 40 Zonas sísmicas
Fuente: Norma E.030 del RNE.

Cada zona es representada por un factor Z según se indica en la siguiente tabla:

Tabla 8
Factores de zona

ZONA	FACTOR “Z”
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E.030 del RNE.

El puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari se encuentra ubicado en la zona 2, por lo tanto, se le asigna un factor de zona “Z” igual a 0.25.

4.1.8. Factor de ampliación de suelo (S):

En esta investigación se va considerar el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada “Su” para suelos cohesivos para determinar el perfil de suelo.

La siguiente tabla resume valores típicos para los distintos tipos:

Tabla 9
Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	v_{cr}	τ_{cr}	c_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Norma E.030 del RNE.

La capacidad portante determinado en el estudio de mecánica de suelos es igual a 0.88Kg/cm² al cual le corresponde un perfil de suelo intermedio S2.

Los factores de suelo “S” se determinan aplicando la siguiente tabla:

Tabla 10
Factor de suelo (S)

Zona \ Suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030 del RNE.

Para un perfil de suelo S2 y una zona Z2, el factor de suelo S del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari es igual a 1.20.

4.1.9. Periodo largo (TL) y periodo de plataforma (Tp):

El periodo largo y el periodo de plataforma se determinan aplicando la siguiente tabla:

Tabla 11
Periodos “Tp” y TL

	Perfil de suelo			
	S.0.	S.1.	S.2.	S.3.
T.p. (S.)	0.3	0.40	0.60	1.00
T.L. (S.)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Norma E.030 del RNE.

Teniendo en cuenta un perfil de suelo S2, el puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari, va disponer de un periodo de plataforma igual a 0.60 y periodo largo igual a 2.00.

4.1.10. Factor de ampliación sísmica (C):

Este parámetro se determina haciendo uso de las ecuaciones descritas en la siguiente figura:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Figura 41 Factor de ampliación sísmica
Fuente: Norma E.030 del RNE.

El factor de ampliación sísmica “C” se determinará tanteando el periodo fundamental de vibración “T” desde 0.020s hasta 10.00s.

4.1.11. Factor de uso (U):

La norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones clasifica a las estructuras en categorías dependiendo a su tipo de uso como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 12
Categoría de la edificaciones y factor U

Categoría	Descripción	Factor U
A	Establecimientos de salud (públicos y privados). Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicación, estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios de plantas de tratamiento de agua .	1.5

	Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades .	
B	Edificios donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos o bibliotecas .	1.3
C	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes .	1.0
D	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares .	A criterio del proyectista

Fuente: Norma E.0.3.0 del R.N.E.

La estructura del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari se clasifica en la categoría A según la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, por lo tanto, se le asigna un factor de uso “U” igual a 1.50.

4.1.12. Coeficientes de reducciones de las fuerzas sísmicas (R):

El coeficientes de reducciones de las fuerzas sísmicas se determinará con la siguiente ecuación:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \dots\dots (1)$$

Donde:

R: Coeficientes de reducciones de las fuerzas sismicas.

R0: Coeficientes basicos de reducciones sismicas.

Ia: Factores de irregularidades en alturas.

Ip: Factores de irregularidades en plantas.

El coeficiente de básico de reducción sísmica R_0 y los factores de irregularidad en altura y planta los determinamos con las siguientes tablas:

Tabla 13
Coeficiente básico de reducción sísmica

Sistemas Estructurales	Coeficiente reducción R_0
Acero:	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	7
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	6
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	8
Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	6
Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
Concreto armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera	7

Fuente: Norma E.030 del RNE.

La estructura del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari está constituido por pórticos tanto en el sentido X – X como en el sentido Y – Y, por lo tanto, se corresponde un coeficiente básico de reducción sísmica “ R_0 ” igual a 8.

Tabla 14
Irregularidad estructural en altura

Irregularidades Estructurales en Altura	Factor de Irregularidad I_a
---	-------------------------------

<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil “Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato” superior.</p>	0.75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes”. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidades Extremas de Resistencias Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.50
<p>Irregularidad de Masas o Pesos Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Irregularidades Geométricas Verticales La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Discontinuidades en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0.80

<p>Discontinuidades extremas de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total .</p>	0.60
---	------

Fuente: Norma E.030 del RNE.

Tabla 15
Irregularidad estructural en planta

Irregularidades Estructurales en Planta	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidades Torsionales Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).</p>	0.75
<p>Irregularidades Torsionales Extremas Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{CM}), es “mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).</p>	0.60
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0.90
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta .</p>	0.85

<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	0.90
--	------

Fuente: Norma E.030 del RNE.

La estructura del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari no cuenta con ningún tipo de irregularidad descrita en las tablas anteriores, por lo tanto, el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R” es igual a 8.00 para ambos sentidos.

4.1.13. Resumen de los parámetros de diseño sísmico:

Los parámetros de diseño sísmico se pueden observar de forma reducida en la siguiente tabla:

Tabla 16
Parámetros de diseño sísmico de la estructura

DESCRIPCIÓN	VALOR
Factor de zona “Z”	0.25
Factor de uso “U”	1.50
Factor de ampliación de suelo “S”	1.20
Periodo largo “TL”	2.00
Periodo de plataforma “TP”	0.60
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmica “R” en X – X	8.00
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmica “R” en Y – Y	8.00

Fuente: Elaboración propia.

4.1.14. Espectro Pseudo – Aceleraciones:

El espectro Pseudo – Aceleraciones se determina reemplazando los parámetros de diseño sísmico en la siguiente ecuación:

$$Sa = \frac{Z*U*C*S}{R} * g \dots\dots\dots (2)$$

Donde:

Sa: Aceleración espectral.

G: Aceleración de la gravedad.

El periodo fundamental de vibración (T) desde 0.020s hasta 10.00s para determinar el factor de ampliación sísmica “C”, el espectro Pseudo – Aceleraciones fue determinado en el software Microsoft Excel el cual viene adjunto en los anexos de esta investigación.

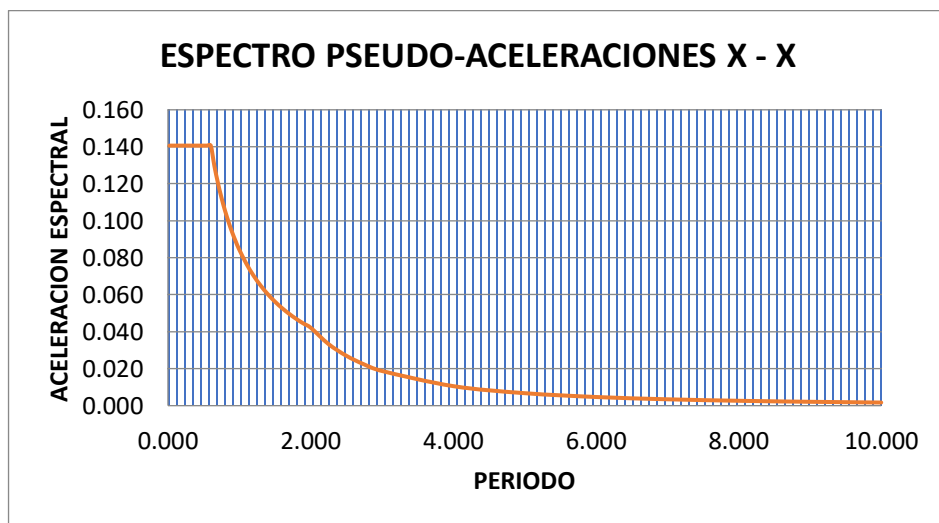


Figura 42 Espectro Pseudo – Aceleraciones
Fuente: Elaboración propia.

4.2. Modelamiento del puesto de salud de la comunidad nativa de mazaronquiari EN el software ETABS:

4.2.1. Definir materiales:

4.2.1.1. Concreto $F'_c = 210\text{Kg/cm}^2$:

El concreto que se aplicará tendrá una resistencia a la compresión igual a 210Kg/cm^2 como podemos observar en la siguiente figura:

Material Property Data	
Material Name	CONCRETO
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	0.2446
Weight per unit Volume	2.4
Modulus of Elasticity	2173706.51
Poisson's Ratio	0.15
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	945089.79
Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009)	
Specified Conc Comp Strength, Fc	2100
Bending Reinf. Yield Stress, fy	42000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	42000
Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>
Shear Strength Reduc. Factor	

Figura 43 Concreto $F'_c = 210\text{Kg/cm}^2$
Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Refuerzo $F_y = 4200\text{Kg/cm}^2$:

El acero de refuerzo tendrá una resistencia de la fluencia igual la 4200Kg/cm^2 como podemos observar en la siguiente figura:

Material Property Data	
Material Name	REFUERZO
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	0.7997
Weight per unit Volume	7.845
Modulus of Elasticity	21000000
Poisson's Ratio	0.3
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	8076923.1
Design Property Data	
Minimum Yield Stress, Fy	42000
Minimum Tensile Strength, Fu	42000
Cost per Unit Weight	42000

Figura 44 Refuerzo $F_y = 4200\text{Kg/cm}^2$
Fuente: Elaboración propia.

4.2.3. Definir elementos estructurales:

4.2.3.1. Columnas:

Se definió una columna C1 – 25x50cm y una columna C2 – 25x25cm como se muestra en las siguientes figuras:

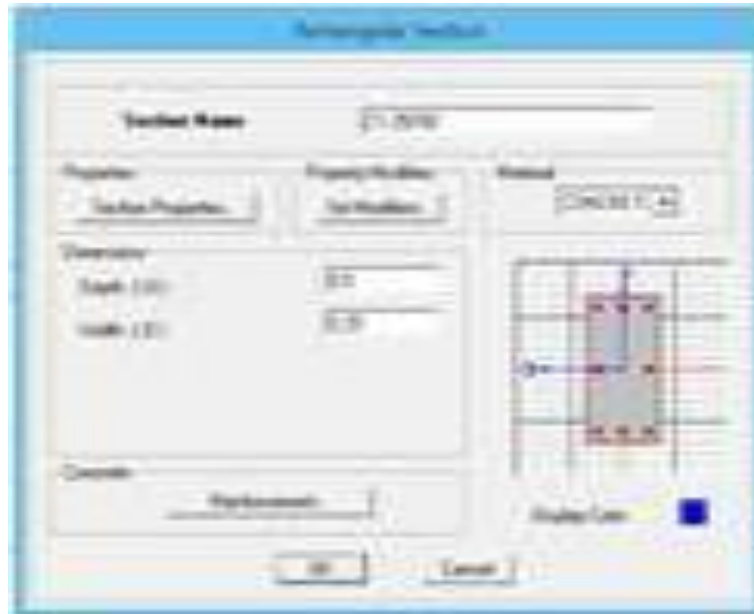


Figura 45 Columnas C1 – 25x50cm
Fuente: Elaboración propia.

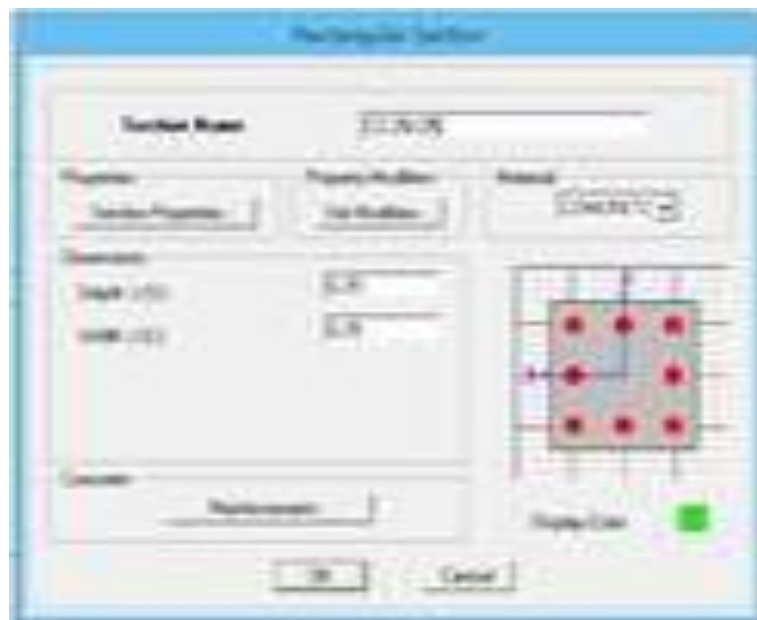


Figura 46 Columnas C2 – 25x25cm
Fuente: Elaboración propia.

4.2.4. Vigas:

Las vigas definidas corresponden a V1 – 25x50cm, V2 – 25x50cm, V3 – 25x20cm, Variable 25x50x20cm, VB – 15x20cm, VA01, VA02, VA03, VA04, VA05 y viguetas como se muestran en las siguientes figuras:

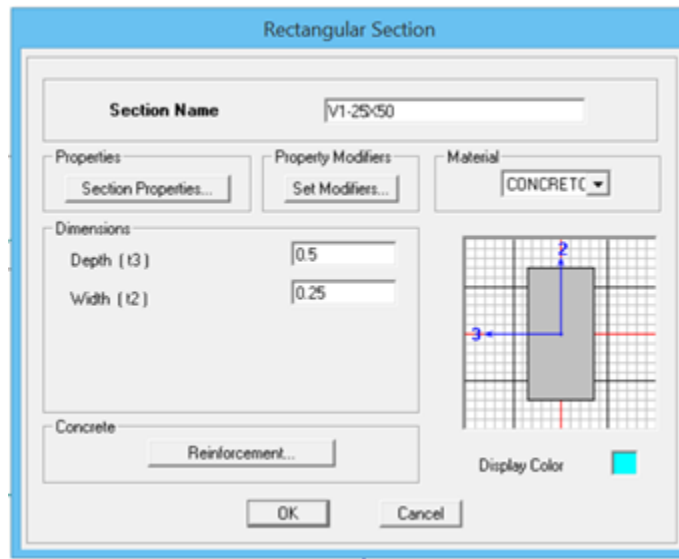


Figura 47 Viga V1 – 25x50cm
Fuente: Elaboración propia.

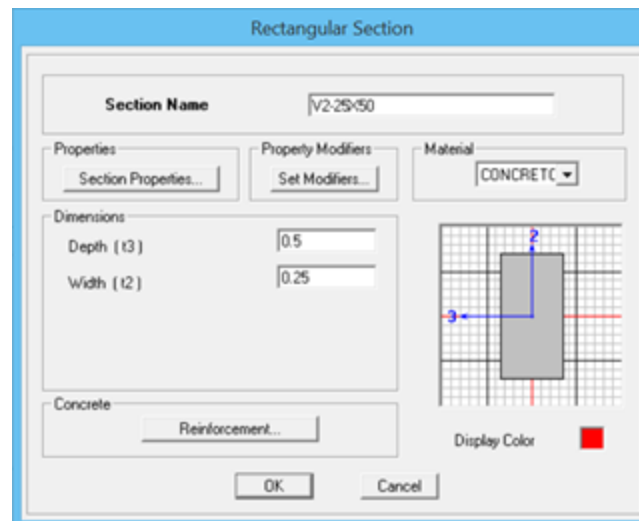


Figura 48 Viga V2 – 25x50cm
Fuente: Elaboración propia.



Figura 49 Viga V3 – 25x20cm
Fuente: Elaboración propia.



Figura 50 Viga variable 25x50x20cm
Fuente: Elaboración propia.



Figura 51 Viga VB 15x20cm
Fuente: Elaboración propia.

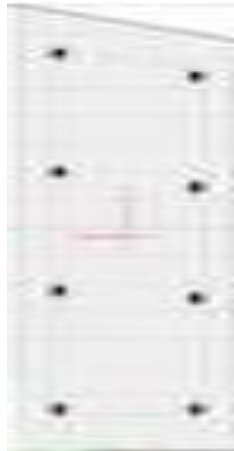


Figura 52 Viga VA01
Fuente: Elaboración propia.

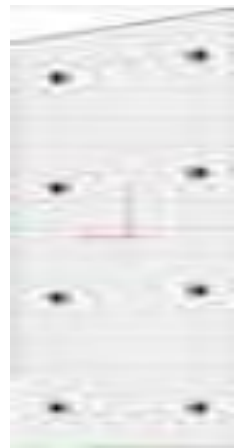


Figura 53 Viga VA02
Fuente: Elaboración propia.

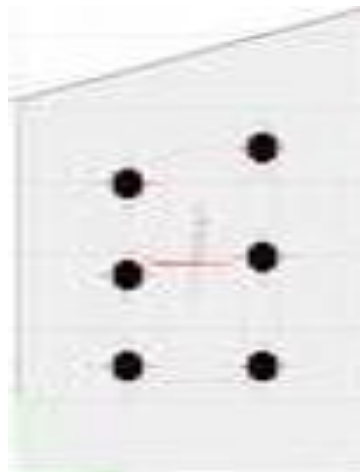


Figura 54 Viga VA03
Fuente: Elaboración propia.

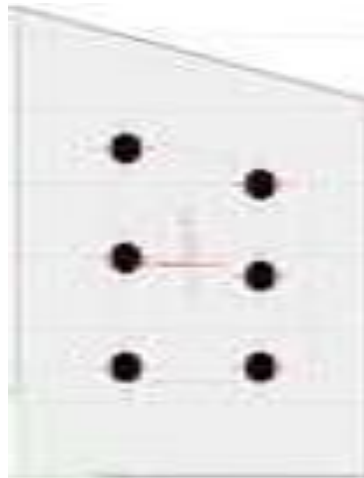


Figura 55 Viga VA04
Fuente: Elaboración propia.

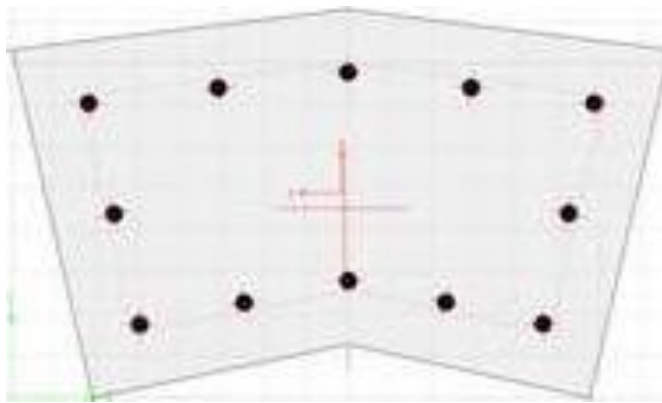


Figura 56 Viga VA05
Fuente: Elaboración propia.

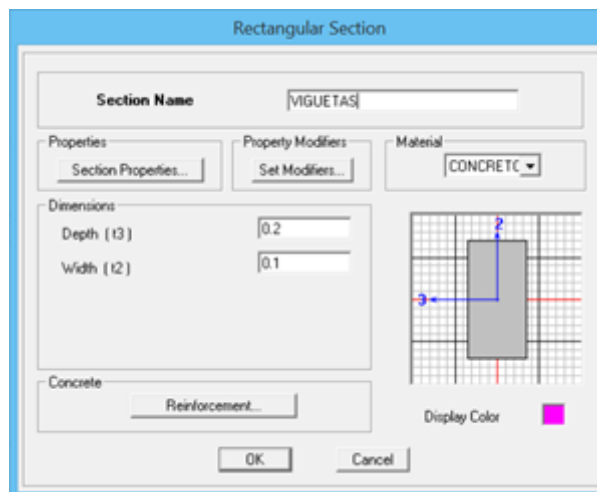


Figura 57 Viguetas 20x10cm
Fuente: Elaboración propia.

4.2.4.1. Losa aligerada:

Se definió una losa aligerada de 0.05cm debido a que trabajaremos con viguetas y asignaremos la carga de la bloqueta.



Figura 58 Viguetas 20x10cm
Fuente: Elaboración propia.

4.2.5. Definir los casos de carga:

De definió los siguientes casos de carga:

- **Muerta:** Este tipo de carga corresponde al peso propio de la estructura.
- **Viva:** Corresponde a la sobrecarga que se asignara a la primera planta.
- **CM:** Corresponde a la carga muerta de los elementos no estructurales como parapeto, acabados, etc.
- **Vivaup:** Corresponde a la sobrecarga que se asignara a la segunda planta o techo.



Figura 59 Casos de carga
Fuente: Elaboración propia.

4.2.6. Definir la estimación de peso:

La norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones establece que para estructuras de categoría “A” se tomara el 50% de la carga viva mas el 100% de la carga muerta como se puede observar en la siguiente figura:

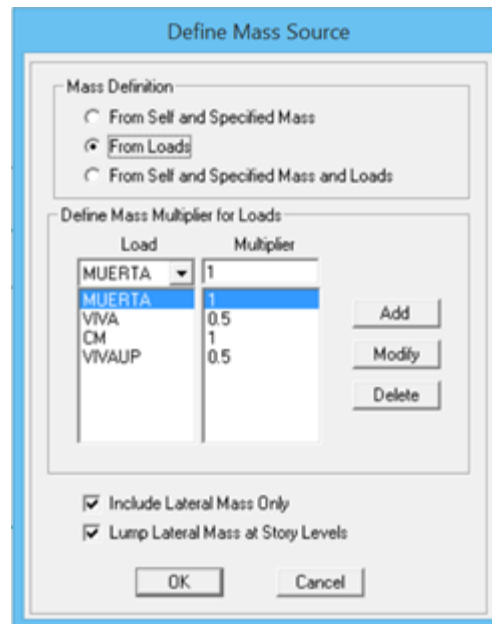


Figura 60 Estimación de peso
Fuente: Elaboración propia.

4.2.7. Asignar brazo rígido:

Se asigno un brazo rígido de 100% debido a la categoría de la estructura como se muestra en la siguiente figura:

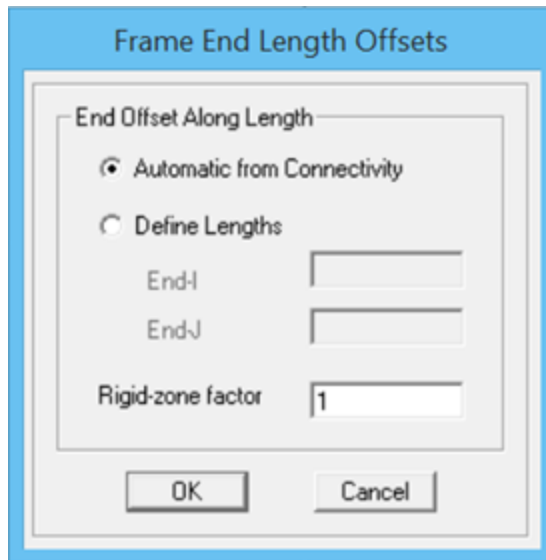


Figura 61 brazo rígido
Fuente: Elaboración propia.

4.2.8. Asignar diafragma rígido:

Solo se asignó diafragma rígido a la losa aligerada de la primera planta debido a que la segunda planta este compuesto por un techo a dos aguas.

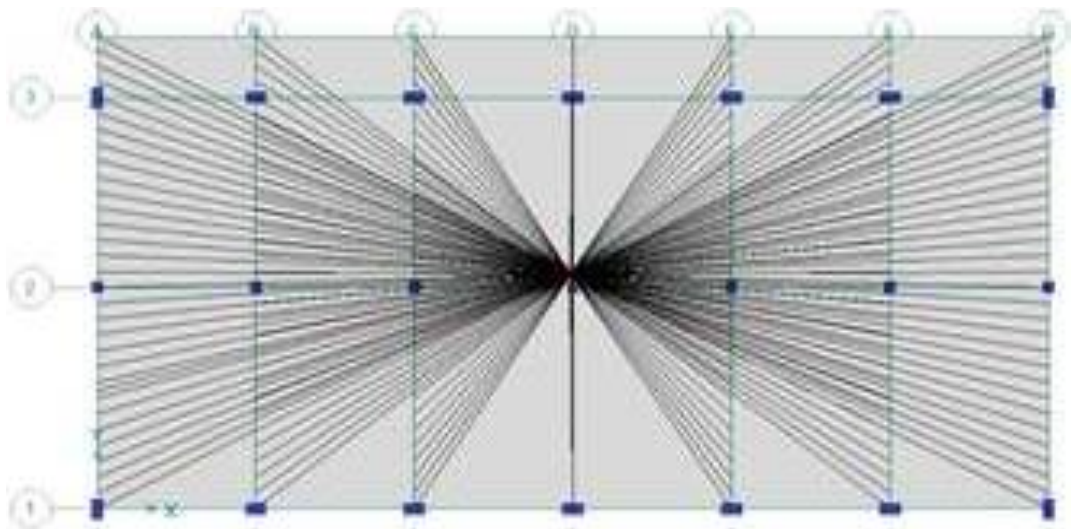


Figura 62 Diafragma rígido
Fuente: Elaboración propia.

4.2.9. Asignar cargas:

Se asignaron las cargas que se mencionaron anteriormente, la cuales se pueden observar en las siguientes figuras:

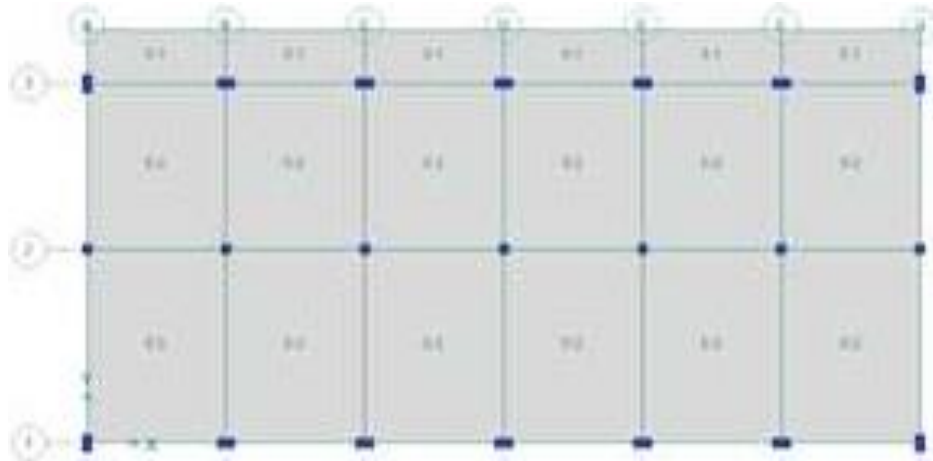


Figura 63 Carga muerta en la 1° planta
Fuente: Elaboración propia.

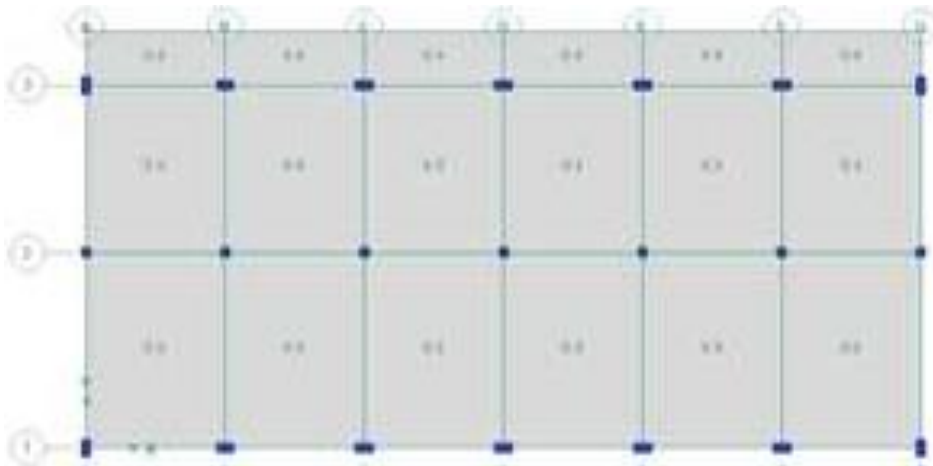


Figura 64 Carga viva en la 1° planta
Fuente: Elaboración propia.



Figura 65 Carga muerta en la 2° planta
Fuente: Elaboración propia.



Figura 66 Carga viva en la 2° planta
Fuente: Elaboración propia.



Figura 67 Carga de parapeto en corredor
Fuente: Elaboración propia.

4.2.10. Definir el espectro Pseudo – Aceleraciones:

Se elaboro un espectro Pseudo – Aceleraciones para ambos sentidos debido a que el sistema estructural solo consta de pórticos, para lo cual se hizo uso de una hoja de cálculo en el software Microsoft Excel, a continuación, se muestra su importación al software ETABS:

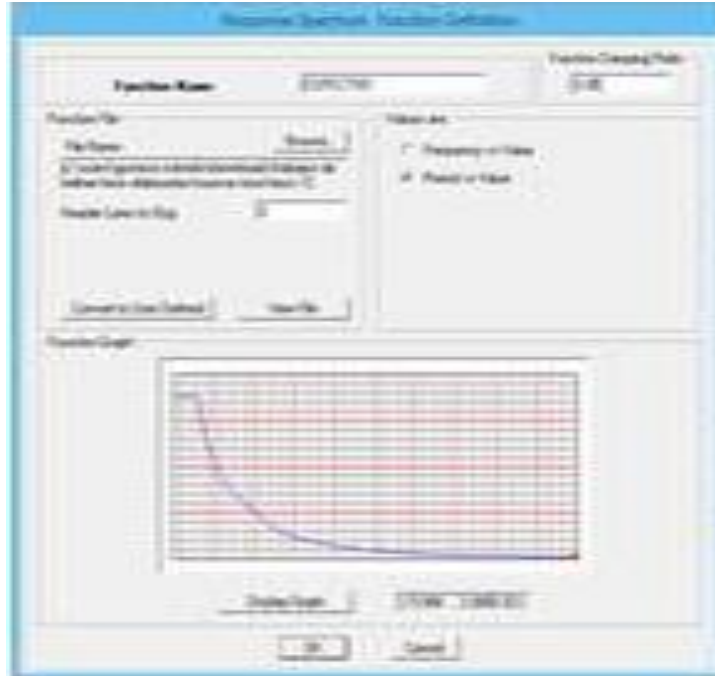


Figura 68 Espectro Pseudo – Aceleraciones en el software etabs
Fuente: Elaboración propia.

4.2.11. Definir cargas sísmicas:

Se definieron dos cargas sísmicas, uno para el sentido X – X y el otro para el sentido Y – Y, cabe mencionar que se asignó un factor de escala de 9.81 debido a que el espectro Pseudo – Aceleraciones creado anteriormente no cuenta con este dato correspondiente a la aceleración de la gravedad.

En este paso es donde se asigna los amortiguamientos de 2%, 5% y 8% como se puede observar en las siguientes figuras:

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name SISXX

Structural and Function Damping
Damping 0.05

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
f1 f2

Directional Combination
 SRSS ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	ESPECTRC	9.81
U2		
UZ	ESPECTRC	6.54

Excitation angle 0

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05
Override Diaph. Eccen. Override...

OK Cancel

Figura 69 Carga sísmica en el sentido X – X con el 5% de amortiguamiento
Fuente: Elaboración propia.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name SISYY

Structural and Function Damping
Damping 0.05

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
f1 f2

Directional Combination
 SRSS ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	ESPECTRC	9.81
UZ	ESPECTRC	6.54

Excitation angle 0

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05
Override Diaph. Eccen. Override...

OK Cancel

Figura 70 Carga sísmica en el sentido Y – Y con el 5% de amortiguamiento
Fuente: Elaboración propia.



Figura 71 Carga sísmica en el sentido X – X con el 2% de amortiguamiento”
 Fuente: Elaboración propia.



Figura 72 Carga sísmica en el sentido Y – Y con el 2% de amortiguamiento
 Fuente: Elaboración propia.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name: SISXX

Structural and Function Damping
Damping: 0.08

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 I1: I2:

Directional Combination
 SRSS ABS Orthogonal SF:

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	ESPECTRC	9.81
U2	<input type="text"/>	<input type="text"/>
UZ	ESPECTRC	6.54

Excitation angle: 0

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 Override Diaph. Eccen.: Override...

OK Cancel

Figura 73 Carga sísmica en el sentido X – X con el 8% de amortiguamiento
Fuente: Elaboración propia.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name: SISYY

Structural and Function Damping
Damping: 0.08

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 I1: I2:

Directional Combination
 SRSS ABS Orthogonal SF:

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text"/>	<input type="text"/>
U2	ESPECTRC	9.81
UZ	ESPECTRC	6.54

Excitation angle: 0

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 Override Diaph. Eccen.: Override...

OK Cancel

Figura 74 Carga sísmica en el sentido Y – Y con el 8% de amortiguamiento
Fuente: Elaboración propia.

4.2.12. Asignar apoyos fijos en la base:

Se asignaron apoyos fijos en la base para restringir los desplazamientos de la estructura como se observa en la siguiente figura:



Figura 75 Carga sísmica en el sentido Y – Y con el 8% de amortiguamiento
Fuente: Elaboración propia.

4.2.13. Asignar modos de vibración:

La Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones especifica asignar 3 modos de vibración por cada nivel, por lo tanto, se asignó un total de 6 modos de vibración como se observa en la siguiente figura:

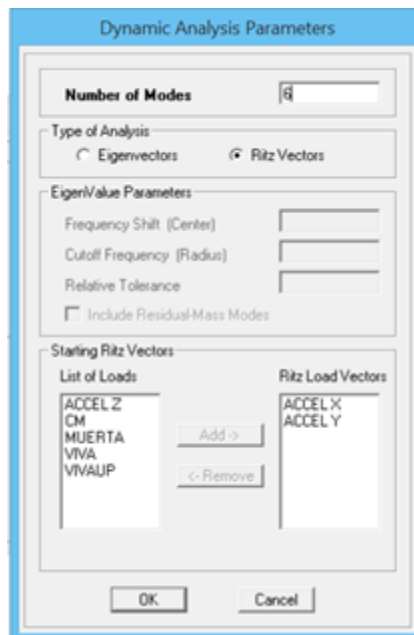


Figura 76 Modos de vibración
Fuente: Elaboración propia.

4.2.14. Correr el software etabs:

Después de revisar si no hay ningún tipo de falla en el modelamiento del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari en el software etabs, se procedio a analizar para obtener los resultados.



Figura 77 Estructura del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari en el software ETABS
Fuente: Elaboración propia.

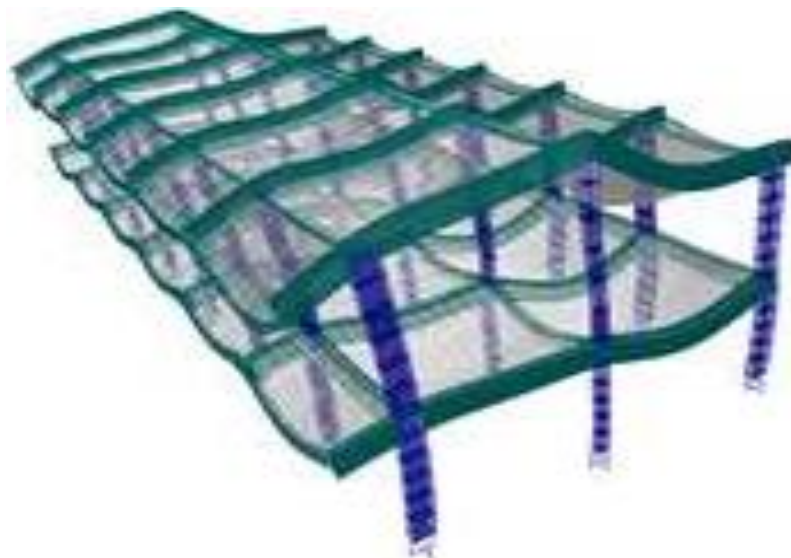


Figura 78 Estructura deformada del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari en el software ETABS
Fuente: Elaboración propia.

4.3. Resultados del análisis sísmico con 5% de amortiguamiento:

4.3.1. Peso de la estructura:

El peso de la estructura lo obtenemos directamente del software etabs como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 17
Peso de la estructura con 5% de amortiguamiento

N° DE PLANTA	DIAFRAGMA	MASA EN "X"	MASA EN "Y"
2 ° PLANTA	D2	25.14	25.14
1 ° PLANTA	D1	28.99	28.99
PESO DEL EDIFICIO (Tn)		531.02	

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior podemos observar que el peso de la estructura con un 5% de amortiguamiento es igual a 531.02Tn.

4.3.2. Modos y periodo fundamental de vibración:

Los resultados de los modos y periodo fundamental de vibración se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 18
modos y periodo fundamental de vibración con 5% de amortiguamiento

CASO	MODO	PERIODO (seg)	UX	UY
MODAL	1	0.37	0.00	85.46
MODAL	2	0.26	36.05	0.00
MODAL	3	0.25	55.71	0.00
MODAL	4	0.15	0.00	14.54
MODAL	5	0.11	7.74	0.00
MODAL	6	0.08	0.50	0.00

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior se puede observar que la masa participativa en el sentido X – X es igual a 55.71 al que le corresponde un periodo de 0.25s, la masa participativa en el sentido Y – Y es igual a 85.46 al que le corresponde un periodo de 0.37s.

4.3.3. Derivas de piso:

La norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones especifica que la deriva de piso máxima para estructuras de concreto armado es igual a 0.007, caso contrario, la estructura se considera flexible y se deberá rigidizar ampliando las dimensiones de los elementos estructurales o incrementando la resistencia a la compresión del concreto.

El software etabs no fue programado para obtener una deriva de piso elástica, la cual se debe transformar a inelástica aplicando la siguiente ecuación para estructuras regulares:

$$D_{pi} = 0.75 * R * D_{pe} \dots\dots (3)$$

Donde:

D_{pi} : Deriva de piso inelástico.

R: Coeficiente de reducción de fuerza sísmica.

D_{pe} : deriva de piso elástico.

4.3.3.1. En el sentido X – X:

Las derivas de piso en el sentido X – X se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 19
Derivas de piso con 5% de amortiguamiento en sentido X – X

N° DE PLANTA	DERIVA ELASTICO	0.75*R	DERIVA INELASTICO
2° PLANTA	0.000350	6.00	0.0021
1° PLANTA	0.000517	6.00	0.0031

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la tabla anterior, las derivas de piso inelásticas son menores a 0.007, por lo tanto, la estructura es rígida en el sentido X – X y tendrá un buen comportamiento durante un evento sísmico.

4.3.3.2. En el sentido Y – Y:

Las derivas de piso en el sentido Y – Y se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 20
Derivas de piso con 5% de amortiguamiento en sentido Y – Y

N° DE PLANTA	DERIVA ELASTICO	0.75*R	DERIVA INELASTICO
2° PLANTA	0.000783	6.00	0.0047
1° PLANTA	0.001017	6.00	0.0061

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la tabla anterior, las derivas de piso inelásticas son menores a 0.007, por lo tanto, la estructura es rígida en el sentido Y – Y y tendrá un buen comportamiento durante un evento sísmico.

4.3.4. Cortante basal dinámica:

La cortante basal dinámica es obtenida directamente del software etabs.

4.3.4.1. En el sentido X – X:

Las cortantes dinámicas de cada planta en el sentido X – X se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 21
Cortante basal dinámica con 5% de amortiguamiento en sentido X – X

N° DE PLANTA	CARGA	LOCACION	CORTANTE EN "X"
2° PLANTA	SISXX	BOTTOM	24.37

1° PLANTA	SISXX	BOTTOM	43.59
-----------	-------	--------	-------

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior podemos observar que las cortantes basales dinámicas en el sentido X – X son iguales a 24.37Tn y 43.59Tn para la segunda y primera planta respectivamente.

4.3.4.2. En el sentido Y – Y:

Las cortantes dinámicas de cada planta en el sentido Y – Y se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 22

Cortante basal dinámica con 5% de amortiguamiento en sentido Y – Y

N° DE PLANTA	CARGA	LOCACION	CORTANTE EN “Y”
2° PLANTA	SISYY	BOTTOM	27.30
1° PLANTA	SISYY	BOTTOM	43.94

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior podemos observar que las cortantes basales dinámicas en el sentido Y – Y son iguales a 27.30Tn y 43.94Tn para la segunda y primera planta respectivamente.

4.3.5. Fuerzas internas:

Las fuerzas internas fueron obtenidas directamente del software etabs las cuales son el momento flector, la fuerza cortante y la fuerza axial de las columnas y vigas.

4.3.5.1. En columnas:

Se considero la columna más crítica la cual se encuentra en el eje C – 3, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 23
Fuerzas internas en columnas con 5% de amortiguamiento

N° DE PLANTA	MOMENTO FLECTOR (Tn.m)	FUERZA CORTANTE (Tn)	FUERZA AXIAL (Tn)
1° planta	5.85	3.98	43.64

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la siguiente tabla, el momento flector es igual a 5.85Tn.m, la fuerza cortante es igual a 3.98Tn y la fuerza axial es igual a 43.64Tn.

4.3.6. En vigas:

Se considero la viga más crítica la cual se encuentra ubicada en el eje C entre los ejes 2 – 3, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 24
Fuerzas internas en vigas con 5% de amortiguamiento

N° DE PLANTA	MOMENTO FLECTOR (Tn.m)	FUERZA CORTANTE (Tn)
1° planta	10.74	11.54

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior podemos observar que el momento flector es igual a 10.74Tn.m y la fuerza cortante es igual a 11.54Tn.

4.4. Resultados del análisis sísmico con 2% de amortiguamiento:

4.4.1. Peso de la estructura:

El peso de la estructura no sufrió ningún tipo de cambio el cual sigue siendo igual a 531.02Tn.

4.4.2. Modos y periodo fundamental de vibración:

Los modos y periodo fundamental de vibración no sufrieron ningún tipo de cambio los cuales siguen siendo iguales a 0.25s y 0.37s para los sentidos X – X e Y – Y respectivamente.

4.4.3. Derivas de piso:

4.4.3.1. En el sentido X – X:

Las derivas de piso en el sentido X – X se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 25
Derivas de piso con 2% de amortiguamiento en sentido X – X

N° DE PLANTA	DERIVA ELASTICO	0.75*R	DERIVA INELASTICO
2° PLANTA	0.000450	6.00	0.0027
1° PLANTA	0.000633	6.00	0.0038

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la tabla anterior, las derivas de piso inelásticas son menores a 0.007, por lo tanto, la estructura es rígida en el sentido X – X y tendrá un buen comportamiento durante un evento sísmico.

4.4.3.2. En el sentido Y – Y:

Las derivas de piso en el sentido Y – Y se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 26
Derivas de piso con 2% de amortiguamiento en sentido Y – Y

N° DE PLANTA	DERIVA ELASTICO	0.75*R	DERIVA INELASTICO
2° PLANTA	0.000883	6.00	0.0053
1° PLANTA	0.001133	6.00	0.0068

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la tabla anterior, las derivas de piso inelásticas son menores a 0.007, por lo tanto, la estructura es rígida en el sentido Y – Y, tendrá un buen comportamiento durante un evento sísmico.

4.4.4. Cortante basal dinámica:

La cortante basal dinámica es obtenida directamente del software etabs.

4.4.4.1. En el sentido X – X:

Las cortantes dinámicas de cada planta en el sentido X – X se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 27

Cortante basal dinámica con 2% de amortiguamiento en sentido X – X

N° DE PLANTA	CARGA	LOCACION	CORTANTE EN “X”
2° PLANTA	SISXX	BOTTOM	24.23
1° PLANTA	SISXX	BOTTOM	47.93

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior podemos observar que las cortantes basales dinámicas en el sentido X – X son iguales a 24.23Tn y 47.93Tn para la segunda y primera planta respectivamente.

4.4.4.2. En el sentido Y – Y:

Las cortantes dinámicas de cada planta en el sentido Y – Y se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 28

Cortante basal dinámica con 2% de amortiguamiento en sentido Y – Y

N° DE PLANTA	CARGA	LOCACION	CORTANTE EN "Y"
2° PLANTA	SISYY	BOTTOM	27.18
1° PLANTA	SISYY	BOTTOM	46.48

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior podemos observar que las cortantes basales dinámicas en el sentido Y – Y son iguales a 27.18Tn y 46.48Tn para la segunda y primera planta respectivamente.

4.4.5. Fuerzas internas:

4.4.5.1. En columnas:

La columna más crítica sigue siendo la que se encuentra en el eje C – 3, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 29

Fuerzas internas en columnas con 2% de amortiguamiento

N° DE PLANTA	MOMENTO FLECTOR (Tn.m)	FUERZA CORTANTE (Tn)	FUERZA AXIAL (Tn)
1° planta	6.56	4.40	49.52

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la siguiente tabla, el momento flector es igual a 6.56Tn.m, la fuerza cortante es igual a 4.40Tn y la fuerza axial es igual a 49.52Tn.

4.4.5.2. En vigas:

La viga más crítica sigue siendo la que se encuentra ubicada en el eje C entre los ejes 2 – 3, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 30
Fuerzas internas en vigas con 2% de amortiguamiento

N° DE PLANTA	MOMENTO FLECTOR (Tn.m)	FUERZA CORTANTE (Tn)
1° planta	11.93	12.86

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior podemos observar que el momento flector es igual a 11.93Tn.m y la fuerza cortante es igual a 12.86Tn.

4.5. Resultados del análisis sísmico con 8% de amortiguamiento:

4.5.1. Peso de la estructura:

El peso de la estructura no sufrió ningún tipo de cambio el cual sigue siendo igual a 531.02Tn.

4.5.2. Modos y periodo fundamental de vibración:

Los modos y periodo fundamental de vibración no sufrieron ningún tipo de cambio los cuales siguen siendo iguales a 0.25s y 0.37s para los sentidos X – X e Y – Y respectivamente.

4.5.3. Derivas de piso:

4.5.3.1. En el sentido X – X:

Las derivas de piso en el sentido X – X se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 31

Derivas de piso con 8% de amortiguamiento en sentido X – X

N° DE PLANTA	DERIVA ELASTICO	0.75*R	DERIVA INELASTICO
2° PLANTA	0.000250	6.00	0.0015
1° PLANTA	0.000400	6.00	0.0024

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la tabla anterior, las derivas de piso inelásticas son menores a 0.007, por lo tanto, la estructura es rígida en el sentido X – X y tendrá un buen comportamiento durante un evento sísmico.

4.5.3.2. En el sentido Y – Y:

Las derivas de piso en el sentido Y – Y se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 32

Derivas de piso con 8% de amortiguamiento en sentido Y – Y

N° DE PLANTA	DERIVA ELASTICO	0.75*R	DERIVA INELASTICO
2° PLANTA	0.000700	6.00	0.0042
1° PLANTA	0.000950	6.00	0.0057

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la tabla anterior, las derivas de piso inelásticas son menores a 0.007, por lo tanto, la estructura es rígida en el sentido Y – Y, tendrá un buen comportamiento durante un evento sísmico.

4.5.4. Cortante basal dinámica:

La cortante basal dinámica es obtenida directamente del software etabs.

4.5.4.1. En el sentido X – X:

Las cortantes dinámicas de cada planta en el sentido X – X se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 33
Cortante basal dinámica con 8% de amortiguamiento en sentido X – X

N° DE PLANTA	CARGA	LOCACION	CORTANTE EN "X"
2° PLANTA	SISXX	BOTTOM	24.23
1° PLANTA	SISXX	BOTTOM	39.82

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior podemos observar que las cortantes basales dinámicas en el sentido X – X son iguales a 24.23Tn y 39.82Tn para la segunda y primera planta respectivamente.

4.5.5. En el sentido Y – Y:

Las cortantes dinámicas de cada planta en el sentido Y – Y se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 34
Cortante basal dinámica con 8% de amortiguamiento en sentido Y – Y

N° DE PLANTA	CARGA	LOCACION	CORTANTE EN "Y"
2° PLANTA	SISYY	BOTTOM	27.18
1° PLANTA	SISYY	BOTTOM	39.28

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior podemos observar que las cortantes basales dinámicas en el sentido Y – Y son iguales a 27.18Tn y 39.28Tn para la segunda y primera planta respectivamente.

4.5.6. Fuerzas internas:

4.5.6.1. En columnas:

La columna más crítica sigue siendo la que se encuentra en el eje C – 3, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 35
Fuerzas internas en columnas con 8% de amortiguamiento

N° DE PLANTA	MOMENTO FLECTOR (Tn.m)	FUERZA CORTANTE (Tn)	FUERZA AXIAL (Tn)
1° planta	5.19	3.28	38.45

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la siguiente tabla, el momento flector es igual a 5.19Tn.m, la fuerza cortante es igual a 3.28Tn y la fuerza axial es igual a 38.45Tn.

4.5.6.2. En vigas:

La viga más crítica sigue siendo la que se encuentra ubicada en el eje C entre los ejes 2 – 3, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 36
Fuerzas internas en vigas con 8% de amortiguamiento

N° DE PLANTA	MOMENTO FLECTOR (Tn.m)	FUERZA CORTANTE (Tn)
1° planta	9.56	10.38

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior podemos observar que el momento flector es igual a 9.56Tn.m y la fuerza cortante es igual a 10.38Tn.

CAPÍTULO V
DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Comparación de las derivas de piso:

5.1.1. En el sentido X – X:

La comparación de las derivas de pisos con los diferentes amortiguamientos en el sentido X – X se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 37
Comparación de las derivas de piso en el sentido X – X

N° DE PLANTA	% DE AMORTIGUAMIENTO	DERIVA INELASTICA	% DE DIFERENCIA
2° PLANTA	2%	0.0027	-28.57
2° PLANTA	5%	0.0021	
1° PLANTA	2%	0.0038	-22.58
1° PLANTA	5%	0.0031	
2° PLANTA	8%	0.0015	28.57
2° PLANTA	5%	0.0021	
1° PLANTA	8%	0.0024	22.58
1° PLANTA	5%	0.0031	

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la tabla anterior, las derivas de piso inelásticos en el sentido X – X con un amortiguamiento de 2% se diferencia en -28.57% y -22.58% en la segunda y primera planta con respecto al amortiguamiento de 5% siendo los más críticos, mientras que las derivas de piso inelásticos con un amortiguamiento de 8% se diferencia en 28.57% y 22.58% en la segunda y primera planta con respecto al amortiguamiento de 5% siendo los más satisfactorios.

5.1.2. En el sentido Y – Y:

La comparación de las derivas de pisos con los diferentes amortiguamientos en el sentido Y – Y se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 38
Comparación de las derivas de piso en el sentido Y – Y

N° DE PLANTA	% DE AMORTIGUAMIENTO	DERIVA INELASTICA	% DE DIFERENCIA
2° PLANTA	2%	0.0053	-12.77
2° PLANTA	5%	0.0047	
1° PLANTA	2%	0.0068	-11.48
1° PLANTA	5%	0.0061	
2° PLANTA	8%	0.0042	10.64
2° PLANTA	5%	0.0047	
1° PLANTA	8%	0.0057	6.56
1° PLANTA	5%	0.0061	

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la tabla anterior, las derivas de piso inelásticos en el sentido Y – Y con un amortiguamiento de 2% se diferencia en -12.77% y -11.48% en la segunda y primera planta con respecto al amortiguamiento de 5% siendo los más críticos, mientras que las derivas de piso inelásticos con un amortiguamiento de 8% se diferencia en 10.64% y 6.56% en la segunda y primera planta con respecto al amortiguamiento de 5% siendo los más satisfactorios.

5.2. Comparación de la cortante basal dinámica:

5.2.1. En el sentido X – X:

La comparación de las cortantes basales dinámicas con los diferentes amortiguamientos en el sentido X – X se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 39

Comparación de las cortantes basales en el sentido X – X

N° DE PLANTA	% DE AMORTIGUAMIENTO	CORTANTE BASAL (Tn)	% DE DIFERENCIA
1° PLANTA	2%	47.93	-9.96
1° PLANTA	5%	43.59	
1° PLANTA	8%	39.82	8.65
1° PLANTA	5%	43.59	

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la tabla anterior, la cortante basal dinámica con un amortiguamiento de 2% y 8% se diferencian en -9.96% y 8.65% respectivamente con respecto a la cortante basal con un amortiguamiento de 5%, siendo el primero el más crítico y el segundo el más satisfactorio.

5.2.2. En el sentido Y – Y:

La comparación de las cortantes basales dinámicas con los diferentes amortiguamientos en el sentido Y – Y se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 40

Comparación de las cortantes basales en el sentido Y – Y

N° DE PLANTA	% DE AMORTIGUAMIENTO	CORTANTE BASAL (Tn)	% DE DIFERENCIA
1° PLANTA	2%	46.48	-5.76
1° PLANTA	5%	43.95	
1° PLANTA	8%	39.28	10.63
1° PLANTA	5%	43.95	

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en la tabla anterior, la cortante basal dinámica con un amortiguamiento de 2% y 8% se diferencian en -5.76% y 10.63% respectivamente

con respecto a la cortante basal con un amortiguamiento de 5%, siendo el primero el más crítico y el segundo el más satisfactorio.

5.3. Comparación de las fuerzas internas:

5.3.1.1. En columnas:

La comparación de las fuerzas internas en columnas se muestra en las siguientes tablas:

Tabla 41
Comparación del momento flector en columnas

N° DE PLANTA	% DE AMORTIGUAMIENTO	MOMENTO FLECTOR (Tn.m)	% DE DIFERENCIA
1° PLANTA	2%	6.56	-12.14
1° PLANTA	5%	5.85	
1° PLANTA	8%	5.19	11.28
1° PLANTA	5%	5.85	

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior se puede observar que el momento flector con un amortiguamiento de 2% y 8% se diferencian en -12.14% y 11.28% respectivamente con respecto al momento flector con un amortiguamiento de 5%, siendo el primero el más crítico y el segundo el más satisfactorio.

Tabla 42
Comparación de la fuerza cortante en columnas

N° DE PLANTA	% DE AMORTIGUAMIENTO	FUERZA CORTANTE (Tn)	% DE DIFERENCIA
1° PLANTA	2%	4.40	-10.55
1° PLANTA	5%	3.98	
1° PLANTA	8%	3.28	17.59
1° PLANTA	5%	3.98	

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior se puede observar que la fuerza cortante con un amortiguamiento de 2% y 8% se diferencian en -10.55% y 17.59% respectivamente con respecto al momento flector con un amortiguamiento de 5%, siendo el primero el más crítico y el segundo el más satisfactorio.

Tabla 43
Comparación de la fuerza axial en columnas

N° DE PLANTA	% DE AMORTIGUAMIENTO	FUERZA AXIAL (Tn)	% DE DIFERENCIA
1° PLANTA	2%	49.52	-13.47
1° PLANTA	5%	43.64	
1° PLANTA	8%	38.45	11.89
1° PLANTA	5%	43.64	

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior se puede observar que la fuerza axial con un amortiguamiento de 2% y 8% se diferencian en -13.47% y 11.89% respectivamente con respecto al momento flector con un amortiguamiento de 5%, siendo el primero el más crítico y el segundo el más satisfactorio.

5.3.2. En vigas:

La comparación de las fuerzas internas en vigas se muestra en las siguientes tablas:

Tabla 44
Comparación del momento flector en vigas

N° DE PLANTA	% DE AMORTIGUAMIENTO	MOMENTO FLECTOR (Tn.m)	% DE DIFERENCIA
1° PLANTA	2%	11.93	-11.29
1° PLANTA	5%	10.72	
1° PLANTA	8%	9.56	10.82
1° PLANTA	5%	10.72	

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior se puede observar que el momento flector con un amortiguamiento de 2% y 8% se diferencian en -11.29% y 10.82% respectivamente con respecto al momento flector con un amortiguamiento de 5%, siendo el primero el más crítico y el segundo el más satisfactorio.

Tabla 45
Comparación de la fuerza cortante en vigas

N° DE PLANTA	% DE AMORTIGUAMIENTO	FUERZA CORTANTE (Tn)	% DE DIFERENCIA
1° PLANTA	2%	12.86	-11.44
1° PLANTA	5%	11.54	
1° PLANTA	8%	10.38	10.05
1° PLANTA	5%	11.54	

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior se puede observar que la fuerza cortante con un amortiguamiento de 2% y 8% se diferencian en -11.44% y 10.05% respectivamente con respecto al momento flector con un amortiguamiento de 5%, siendo el primero el más crítico y el segundo el más satisfactorio.

CONCLUSIONES

1. Se determino la relación del factor de amortiguamiento estructural en el análisis sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa de la cual se concluye que, a un menor amortiguamiento, las derivas de piso, las cortante basales dinámicas y las fuerzas internas son mayores, mientras que, a mayor amortiguamiento, las derivas de piso, las cortante basales dinámicas y las fuerzas internas son menores.
2. Se determino el análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 2% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa, de la cual se concluye que sus derivas de piso son 0.0027 y 0.0038 para la segunda y primera planta respectivamente en el sentido X – X, 0.0053 y 0.0068 para la segunda y primera planta respectivamente en el sentido Y – Y, sus cortantes basales en el primer nivel son 47.93Tn y 46.48Tn para el sentido X – X e Y – Y respectivamente, su momento flector, fuerza cortante y fuerza axial en columna critica son iguales a 6.56Tn.m, 4.40Tn y 49.52Tn respectivamente, su momento flector y fuerza cortante en viga critica son iguales a 11.93Tn.m y 12.86Tn respectivamente.
3. Se determino el análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 5% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa, de la cual se concluye que sus derivas de piso son 0.0021 y 0.0031 para la segunda y primera planta respectivamente en el sentido X – X, 0.0047 y 0.0061 para la segunda y primera planta respectivamente en el sentido Y – Y, sus cortantes basales en el primer nivel son 43.59Tn y 43.95Tn para el sentido X – X e Y – Y respectivamente, su momento flector, fuerza cortante y fuerza axial en columna critica son iguales a 5.85Tn.m, 3.98Tn y 43.64Tn respectivamente, su momento flector y fuerza cortante en viga critica son iguales a 10.72Tn.m y 11.54Tn respectivamente.
4. Se determino el análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 8% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa, de la cual se concluye que sus derivas de piso son 0.0015 y 0.0024 para la segunda y primera planta

respectivamente en el sentido X – X, 0.0042 y 0.0057 para la segunda y primera planta respectivamente en el sentido Y – Y, sus cortantes basales en el primer nivel son 39.82Tn y 39.28Tn para el sentido X – X e Y – Y respectivamente, su momento flector, fuerza cortante y fuerza axial en columna critica son iguales a 5.19Tn.m, 3.28Tn y 38.45Tn respectivamente, su momento flector y fuerza cortante en viga critica son iguales a 9.56Tn.m y 10.38Tn respectivamente.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda aplicar un factor de amortiguamiento de 2% en el diseño y construcción del puesto de salud de la comunidad nativa de Mazaronquiari debido a que se cataloga como una edificación esencial y se debe prever que la estructura se mantenga en óptimas condiciones después de un evento sísmico.
2. Se recomienda realizar comparaciones de diferentes factores de amortiguamientos en el diseño estructural de edificaciones con la finalidad de determinar el mas critico y asegurar el bienestar de sus usuarios durante y después de un evento sísmico.
3. Se recomienda hacer ensayos en campo de la excitación de estructuras para poder evaluar su amortiguamiento inherente ya que los valores promedio son valores propuestas por normas internacionales.
4. Se recomienda realizar la comparación de un análisis sísmico dinámico lineal con un análisis sísmico dinámico no lineal (pushover) con diferentes tipos de amortiguamientos con la finalidad de observar la variación de los resultados y comparar los beneficios que nos brinda cada método.

BILIOGRAFIA

- Vicente Pérez Alama, (2009) Materiales y Procedimientos de Construcción, Lima.
- Instituto de la Construcción y Gerencia (2014) Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima.
- Antonio Blanco Blasco, (2012) Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, Lima.
- Norma Técnica de Edificación E.020, Cargas – NORMA VIGENTE.
- Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño sismo resistente – NORMA VIGENTE.
- Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto armado – NORMA VIGENTE.
- Jaime Bonet Morón, (2016) Informalidad laboral y en la vivienda, Lima.
- Pérez, Luis Alberto, (2012) Estadística Básica, San Marcos, Lima.
- Ronald Santana Tapua, (2011) Análisis de estructuras con el programa Lira 9.0, Lima.
- Robert Aguiar Falconi, (2012) Análisis sísmico de edificios, Lima.
- Robert Aguiar Falconi, (2011) Análisis matricial de estructuras, Lima.
- Instituto del Cemento del Hormigón de Chile (2013). Metodología de Diseño Sísmico de Muros en Edificios.

- Jaramillo, D. (2009). Análisis comparativo entre sistema aporticado y sistema de paredes portantes de hormigón. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Music, J. (2014). Diseño de Muros de Hormigón Armado según la normativa vigente en Chile. Antofagasta, Chile.
- Nilson A. (1997). Diseño de Estructuras de Concreto. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill.
- Panuigua, A. (1981). Diagramas de interacción para porcentajes altos de acero en columnas a flexo compresión. Tesis de Licenciatura Puebla.
- Pontificia Universidad Católica de Chile, Ingeniería Civil UC, Departamento de Estructuras y Geotécnica. La Ingeniería Sismorresistente. Chile
- Rivas, J. (2006). Análisis de relación de aspectos de muros. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

ANEXOS

Anexos 1: Matriz de Consistencia

TÍTULO: “RELACION DEL FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL EN EL ANÁLISIS SÍSMICO DEL PUESTO DE SALUD DE MAZARONQUIARI–DISTRITO DE PANGO”

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	FORMULACIÓN OBJETIVOS	FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS	VARIABLES Y DIMENSIONES	METODOLOGÍA POBLACIÓN Y MUESTRA
<p>PROBLEMA GENERAL</p> <p>¿Como identificar si existe una un relación del factor de amortiguamiento estructural en el análisis sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa?</p> <p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS</p> <p>a)¿Cual es el resultado del análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 2% en el puesto de salud de</p>	<p>OBJETIVO GENERAL</p> <p>Determinar la relación del factor de amortiguamiento estructural en el análisis sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</p> <p>a) Determinar el análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 2% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.</p>	<p>HIPÓTESIS GENERAL</p> <p>Exise una relación entre el factor de amortiguamiento estructural y el análisis sísmico del puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.</p> <p>HIPÓTESIS ESPECIFICAS</p> <p>a)El análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 2% influye significativamente en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.</p>	<p>VARIABLE INDEPENDIENTE</p> <p>factor del amortiguamiento estructural</p> <p>DIMENSIONES</p> <p>*Disipación de energía</p> <p>INDICADORES</p> <p>*Calidad de vidrio</p> <p>INDICE</p> <p>*Amortiguamiento 2%</p> <p>*Amortiguamiento 5%</p> <p>*Amortiguamiento 8%</p> <p>VARIABLE DEPENDIENTE</p> <p>análisis sísmico</p> <p>DIMENSIONES</p>	<p>MÉTODO DE INVESTIGACIÓN:</p> <p>Método Científico</p> <p>TIPO DE INVESTIGACIÓN:</p> <p>Aplicada</p> <p>NIVEL DE INVESTIGACIÓN:</p> <p>Descriptivo correlacional</p> <p>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN:</p> <p>No Experimental</p> <p>POBLACIÓN Y MUESTRA:</p> <p>POBLACIÓN:</p> <p>La población está representada por los puestos</p>

<p>Mazaronquiari – distrito de Pangoa?</p> <p>b)¿Cual es el resultado del analisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 5% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa?</p> <p>c)¿Cual es el resultado del analisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 8% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa?</p>	<p>b) Determinar el análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 5% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.</p> <p>c) Determinar el análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 8% en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.</p>	<p>b)El análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 5% influye significativamente en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.</p> <p>c)El análisis sísmico con un factor de amortiguamiento estructural de 8% influye significativamente en el puesto de salud de Mazaronquiari – distrito de Pangoa.</p>	<p>*Respuestas de la estructura</p> <p>*Fuerzas Internas</p> <p>INDICE</p> <p>*Desplazamientos</p> <p>*Derivas</p> <p>*Periodos de vibración</p> <p>*Cortante basal dinámica</p> <p>*Fuerzas axiales</p> <p>*Fuerzas cortantes</p> <p>*Momento flector</p>	<p>de salud del distrito de Pangoa, catalogadas como Edificaciones esenciales en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.</p> <p>La muestra es por conveniencia no probabilística, ya que se selecciona el puesto de salud de Mazaronquiari por tener acceso a la información y estar diseñada con la vigente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.</p>
--	---	---	--	---

Anexos 2: Matriz de operacionalización de variables

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	INDICE	UNIDAD
VARIABLE INDEPENDIENTE factor del amortiguamiento estructural	Disipación de energía	Amortiguamiento estructural	Amortiguamiento 2%	%
			Amortiguamiento 5%	%
			Amortiguamiento 8%	%
VARIABLE DEPENDIENTE análisis sísmico	Respuestas de la estructura	Desplazamientos	Milímetros	mm
		Derivas	Adimensional	-/-
		Periodos de vibración	Segundos	Seg
		Cortante basal dinámica	Toneladas	tn
	Fuerzas Internas	Fuerzas axiales	Toneladas	tn
		Fuerzas cortantes	Toneladas	tn
		Momento flector	Toneladas x metro	tn x m

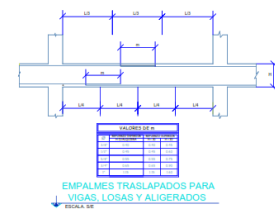
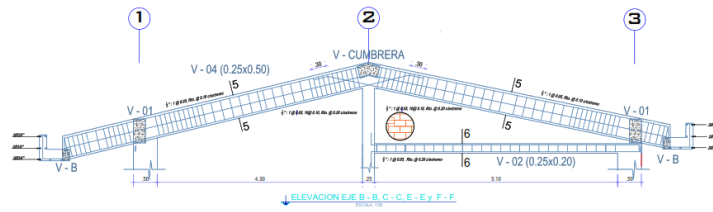
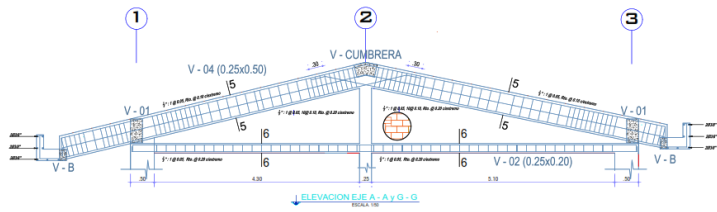
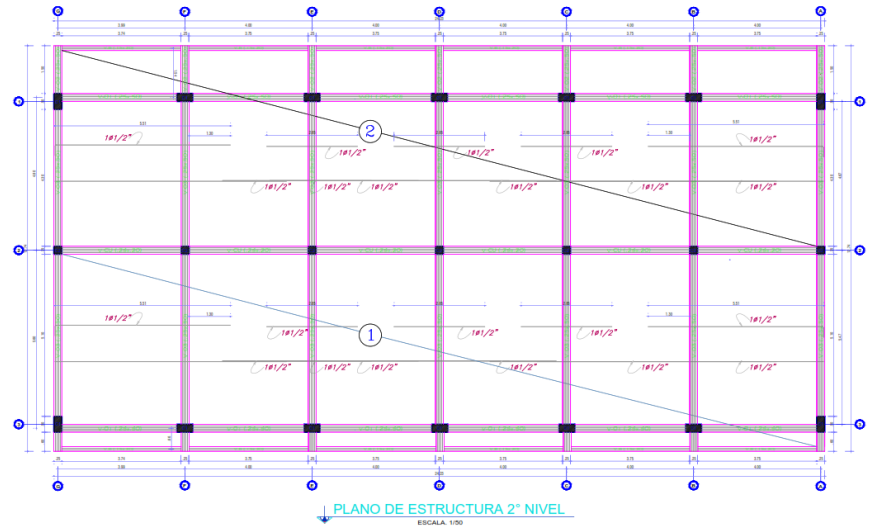
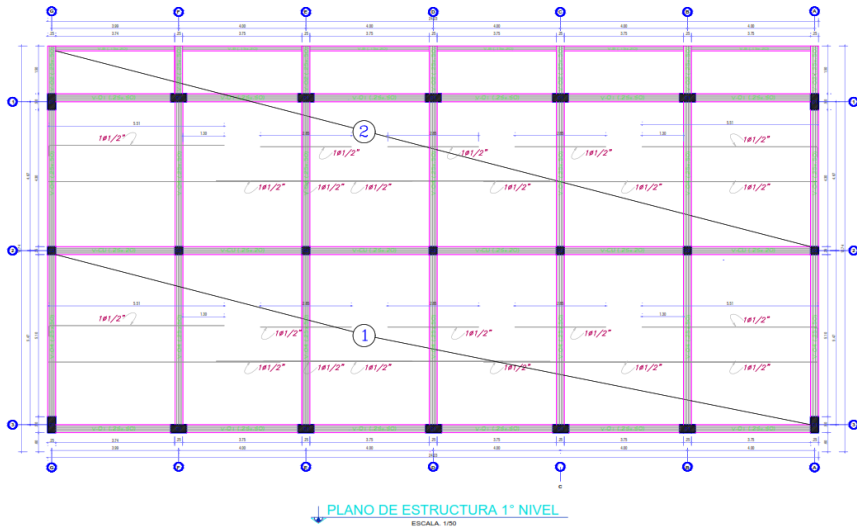
Anexos 3: Panel Fotográfico









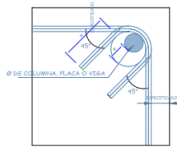


ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.00 CONCRETO	
CONCRETO SIMPLE	1 - 10 - 3 (201.10) (clas. 4')
CONCRETO ARMADO	F-1019 Agrietado con gasas
CONCRETO PRETENSADO	F-1019 Agrietado con gasas
2.00 ACERO DE REFUERZO	Para concreto F-1-200 Agriet. Clase 60 (en gasas)
3.00 RECLUBRIMIENTOS	
Chapas	1.00 cm
Alambres de Concreto	2.00 cm
Alambres de Vigas Pretenidas	2.00 cm
Columnas y Vigas de Concreto Armado	2.00 cm
Alambres	2.00 cm
4.00 TABIQUERIA	
El ladrillo para techos debe ser Ming Fang de Cerda, Tipo IV	
de 10 unidades de 10x10x10 cm con un peso nominal de 1.8 kg y un 1.0 cm (Módulo 1)	
5.00 NORMAS	
Normas Técnicas Consorcio Ingenieros S.A.S	
Normas Técnicas de Edificación - E-010	
Normas de Diseño Estructural - E-020	
Normas Técnicas de Cargas S-100	
6.00 IMPORTANTES:	
El concreto a utilizar debe ser preparado con concreto seco (PC-11) (ASTM 191.100), con agregado de arena y grava.	
La estructura de la edificación no debe diseñarse para otros usos.	

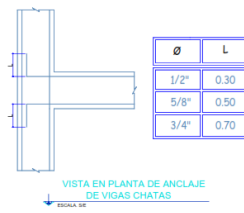


NOTA

- 1- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA SECCION.
- 2- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

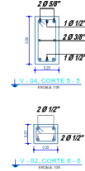


Ø	r(cm)	a(cm)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	14.0



Ø	L
1/2"	0.30
5/8"	0.50
3/4"	0.70

PARAMETROS SIGMO-RESISTENTES	
SI SISTEMA ESTRUCTURAL SIGMO-RESISTENTE	
SI ALTERNATIVA COMPARTIR SIGMO-RESISTENTE CON SIGMA	
10 PARAMETROS PARA DISEÑO POR FLECHA SIGMO-RESISTENTE	
ESPECTRO DE RESPONDA	0.4-0.8
FACTOR DE DISEÑO SIGMO-RESISTENTE	0.1-1.0
FACTOR DE DISEÑO SIGMA	0.1-1.0
FACTOR DE REDUCCION	0.4-0.8
ANCHO DE SEPARACION SIGMO-RESISTENTE	3mm



PROYECTO: "RELACION DEL FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL EN EL ANALISIS SISMICO DEL PUESTO DE SALUD DE MAZARONQUIARI - DISTRITO DE PANGOA"

PLANO: ARQUITECTURA	Districto: PANGOA	Escala: SEÑALONADA	LAMINA: ES-01
DIBUJADO POR: BACH. SANTIAGO AMBROSIO JOSE LUIS	Region: JUNIN	Provincia: SATIPO	Fecha: OCTUBRE 2021