



FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL
COMPORTAMIENTO SÍSMICO ENTRE UNA
VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON Y SIN
AISLAMIENTO EN LA BASE, EN LA
URBANIZACIÓN SAN ISIDRO II ETAPA,
TRUJILLO 2020.”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autores:

Giancarlos Felipe, Castillo Martinez

Brayan Zurisadai, Vásquez Díaz

Asesor:

Mg. Ing. Carlos Alberto Rodriguez Reyna

TRUJILLO - PERU

2020

DEDICATORIA

A Dios, por permitirme seguir con vida y guiar mi camino. A mis padres Segundo y Felicita, quienes me apoyaron incondicionalmente y me enseñaron a luchar siempre para salir adelante. A mis suegros, Huben y Martha, por su apoyo durante todo este tiempo. A mi esposa Tatiana, por su cariño y apoyo durante mi etapa profesional.

A mi hijo Benjamín, por ser mi primordial empuje a lograr de todo esto y por hacerme vivir al máximo todos los días de mi vida.

Castillo Martinez, Giancarlos Felipe

La presente tesis se la dedico a mi Dios, ya que gracias a Él estoy con vida. A mis padres y hermano por su apoyo, confianza y amor. Gracias por ayudarme a cumplir mis objetivos como persona y estudiante. En memoria a mi padre por sus consejos, enseñanzas. A mi madre por hacer de mí una mejor persona a través de sus consejos, enseñanzas y amor. A mi hermano por estar siempre presente, cuidándome brindándome aliento.

A mi novia por su gran apoyo, paciencia y por alentarme en toda mi etapa universitaria.

Esto es para ustedes.

Vásquez Díaz, Brayan Zurisadai

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer en primer lugar a Dios, quien es el motivo por el cual estamos aquí, y todo se lo debemos a él.

A mis padres, a mi esposa, a mi hijo y a toda mi familia que siempre me apoyaron para poder lograr mi desarrollo profesional.

Al Mg. Ing. Carlos Rodríguez Reyna, por su dedicación, y apoyo a lo largo de esta investigación, y en general a toda la plana docente que durante estos 5 largos años que compartieron sus conocimientos y experiencias conmigo.

Castillo Martínez, Giancarlos Felipe

Mi agradecimiento en primer lugar a Dios, me permites sonreír ante todos mis logros que son resultado de tu ayuda.

A memoria de mi padre, a mi madre, a mi hermano, a mi novia, a toda mi familia y amigos por todo su apoyo incondicional.

Agradezco a la Universidad Privada del Norte por haberme aceptado ser parte de ella y poder abrir las puertas de su seno científico para poder estudiar mi carrera.

Al Mg. Ing. Carlos Rodríguez Reyna, por su dedicación, orientación y apoyo; por haberme brindado el tiempo de acudir a su capacidad y conocimiento a lo largo de esta investigación, además por haber tenido paciencia para guiarme durante el desarrollo de la tesis.

Vásquez Díaz, Brayan Zurisadai

INDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	2
AGRADECIMIENTO.....	4
INDICE DE TABLAS.....	9
INDICE DE FIGURAS.....	11
INDICE DE ECUACIONES.....	15
RESUMEN.....	16
CAPITULO I - INTRODUCCION.....	17
1.1. Realidad problemática.....	17
1.2. Antecedentes.....	18
1.3. Bases teóricas	20
1.3.1. Generalidades de diseño antisísmico en concreto armado.....	20
1.3.2. Normas para la construcción de los edificios con aisladores sísmicos en el Perú	22
1.3.3. Aislación sísmica en la actualidad.....	22
1.3.4. Sismo.....	23
1.3.5. Magnitud	24
1.3.6. Intensidad	24
1.3.7. Componentes básicos del sistema de aislamiento	24
1.3.8. Aislador elastomérico	25
1.3.9. Aisladores deslizantes	26
1.3.10. Amortiguamiento en los sistemas aislados	27
1.3.11. Comportamiento de los aisladores.....	27
1.3.12. Estabilidad de los aisladores ante grandes desplazamientos laterales	28
1.3.13. Características que poseen los aisladores sísmicos	28
1.3.14. Ubicación de los aisladores.....	29
1.3.15. Consideraciones generales de los efectos sísmicos en las estructuras	29
1.3.16. Aislador TDRI.....	33
1.4. Formulación del problema	33
1.5. Limitaciones	33
1.6. Objetivos	34

1.6.1. Objetivo General.....	34
1.7. Hipótesis.....	34
1.7.1. Hipótesis General	34
1.7.2. Hipótesis Específicas	34
CAPITULO II – METODOLOGIA.....	36
2.1. Tipo y diseño de investigación	36
Por su diseño:	36
2.2. Operacionalización de variables.....	36
2.3. Población y muestra.....	37
2.4. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos.....	37
2.5. Procedimiento.....	38
2.6. Aspectos éticos	42
CAPITULO III – RESULTADOS.....	43
3.1. Ubicación de la zona de estudio	43
3.2. Desarrollo de la investigación	43
3.3. Estudio de mecánica de suelos	43
3.4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL SEGÚN NORMA E.30	45
3.4.1. Predimensionamiento de elementos estructurales	45
3.4.2. Análisis sísmico según la norma Reglamento Nacional de Edificaciones – E.030.....	47
A continuación, se presenta el modelo de sistema convencional 3D en el software ETABS.	48
3.4.3. Diseño de la Superestructura.....	67
3.4.4. Diseño de columnas	79
3.4.5. Diseño Muros estructurales (Placas).....	86
3.5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA – SEGÚN LAS NORMATIVAS E.031 Y ASCE7 – 10.....	99
3.5.1. Predimensionamiento del Sistema de Aislamiento	99
3.6. Análisis Tiempo – Historia	115
3.6.1. Diseño de la Superestructura.....	120
3.6.1.1. Diseño de Viga	120
3.6.1.2. Diseño de columnas	131
3.6.1.3. Diseño Muros estructurales (Placas).....	138

CAPITULO IV – DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	149
4.2. Discusión	149
4.3. Conclusiones:.....	154
REFERENCIAS	156
ANEXOS.....	158

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores de Zona.	39
Tabla 2: Condiciones geotécnicas del suelo.	39
Tabla 3: Parámetros de sitio S, TP y TL del suelo.	40
Tabla 4: Normas Aplicadas.	44
Tabla 5: Cálculo de Parámetros.	44
Tabla 6: Cálculo de Parámetros.	45
Tabla 7: Pre dimensionamiento losa aligerada.	45
Tabla 8: Predimensionamiento de vigas en ambas direcciones.	45
Tabla 9: Predimensionamiento Columnas.	46
Tabla 10: DIRECCION X-X.	50
Tabla 11: DIRECCION Y-Y.	50
Tabla 12: Resultados de Masa o Peso.	51
Tabla 13: Dirección X-X.	52
Tabla 14: Dirección Y-Y.	52
Tabla 15: Resumen de factores de Irregularidades EJE X-X.	53
Tabla 16: Resumen de factores de Irregularidades EJE Y-Y.	53
Tabla 17: Factor de masa participativo.	54
Tabla 18: Carga Viva para Viviendas.	57
Tabla 19: Cargas en losas aligeradas.	57
Tabla 20: Cargas en losas aligeradas.	58
Tabla 21: Valores de Parámetro sísmico.	58
Tabla 22: Fuerza cortante basal según análisis estático para dirección X.	58
Tabla 23: Fuerza cortante basal según análisis estático para dirección Y.	58
Tabla 24: Distribución de fuerzas laterales estáticas en Dirección X.	58
Tabla 25: Distribución de fuerzas laterales estáticas en Dirección Y.	59
Tabla 26: Coeficiente Sísmico.	61
Tabla 27: Parámetros para Análisis Sísmico.	61
Tabla 28: Cálculo de Espectro NTE E-0.30.	62
Tabla 29: Resultados de cortantes por sismo dinámico en ambas direcciones.	65
Tabla 30: Fuerza cortante mínima de diseño.	65
Tabla 31: Control de distorsión de entrepiso.	66
Tabla 32: Dirección de análisis en X-X.	66
Tabla 33: Dirección de análisis en Y-Y.	67
Tabla 34: Propiedades y características de la viga.	71
Tabla 35: Propiedades y características de la viga.	76
Tabla 36: Cargas sobre la columna para Diseño.	79
Tabla 37: Combinaciones de carga para diseño eje X-X.	80
Tabla 38: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y.	80
Tabla 39: Cargas sobre la Placa para Diseño.	87

Tabla 40: Combinaciones de carga para diseño eje X-X.	87
Tabla 41: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y.	87
Tabla 42: Cortantes Ultimas obtenidas de la envolvente de diseño eje.	90
Tabla 43: Cargas sobre la Placa para Diseño.	93
Tabla 44: Combinaciones de carga para diseño eje X-X.	93
Tabla 45: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y.	93
Tabla 46: Cortantes Ultimas obtenidas de la envolvente de diseño eje.	96
Tabla 47: Cargas muertas sobre el sistema de aislamiento.	101
Tabla 48: Carga Viva sobre el sistema de aislamiento.	102
Tabla 49: Módulo de Corte de Catalogo Tensa con Aislador TDRI.	104
Tabla 50: Propiedades Mecánicas.	105
Tabla 51: Factor de masa participativo.	111
Tabla 52: Registros Sísmicos.	115
Tabla 53: Análisis en dirección X-X del Edificio Aislado.	118
Tabla 54: Análisis en dirección Y-Y del Edificio Aislado.	119
Tabla 55: Análisis en dirección X-X con base aislada.	119
Tabla 56: Análisis en dirección Y-Y con base aislada.	119
Tabla 57: Desplazamiento máximo de la base en dirección X-X.	120
Tabla 58: Desplazamiento máximo de la base en dirección Y-Y.	120
Tabla 59: Propiedades y características de la viga.	123
Tabla 60: Propiedades y características de la viga.	128
Tabla 61: Cargas sobre la columna para Diseño.	131
Tabla 62: Cargas sobre la columna para Diseño.	131
Tabla 63: Combinaciones de carga para diseño eje X-X.	132
Tabla 64: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y.	132
Tabla 65: Cargas sobre la Placa para Diseño.	138
Tabla 66: Combinaciones de carga para diseño eje X-X.	138
Tabla 67: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y.	139
Tabla 68: Cargas sobre la Placa para Diseño.	143
Tabla 69: Combinaciones de carga para diseño eje X-X.	143
Tabla 70: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y.	144
Tabla 71: Cortantes Ultimas obtenidas de la envolvente de diseño eje.	146
Tabla 72: Comparación de periodos de la edificación convencional y aislada.	149
Tabla 73: Comparación de derivas de sistema convencional y aislado en dirección XX.	150
Tabla 74: Comparación de derivas de sistema convencional y aislado en dirección YY.	150
Tabla 75: Comparación de la fuerza cortante del sistema convencional y aislado en dirección XX.	151
Tabla 76: Comparación de la fuerza cortante del sistema convencional y aislado en dirección YY.	151

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Categoría de las edificaciones y factor “U”.	21
Figura 2: Periodo dominante del suelo.	30
Figura 3: Factor Zona.	39
Figura 4: Categoría de la edificación y factor de uso.	41
Figura 5: Coeficiente básico de reducción de la fuerza.	42
Figura 6: Modelo tridimensional de la edificación.	48
Figura 7: Modelo tridimensional de la edificación.	49
Figura 8: Modelo en planta de la edificación.	49
Figura 9: Irregularidad geométrica vertical.	51
Figura 10: Resultados modos de vibración.	55
Figura 11: Factor del suelo.	55
Figura 12: Periodos TP Y TL.	56
Figura 13: Factor de amplificación sísmica.	56
Figura 14: Factor de Uso.	56
Figura 15: Coeficiente de Reducción.	57
Figura 16: Distribución de Fuerza Estática en X.	59
Figura 17: Distribución de Fuerza Estática en Y.	60
Figura 18: Coeficiente Sísmico insertado en dirección X.	60
Figura 19: Coeficiente Sísmico insertado en dirección Y.	60
Figura 20: Espectro de Respuesta NTE E-0.30	64
Figura 21: Ingreso de espectro de respuesta al programa.	64
Figura 22: Diagrama de envolvente de momentos flectores de la viga en el eje 5-5 del techo 03(Ton.m)	68
Figura 23: Momentos flectores de diseño.	68
Figura 24: Refuerzos longitudinales y bastones para viga.	70
Figura 25: Diagrama de envolvente de fuerza cortante de la viga en el eje 5-5 del techo 03(Ton.m)	70
Figura 26: Fuerza Cortante de Diseño.	70
Figura 27: Fuerza cortante de diseño en vigas	72
Figura 29: Distribución general de estribos para tramos del Eje 5-5 para el techo 03. ..	74

Figura 30: Diagrama de envolvente de momentos flectores de la viga en el eje E-E del techo 03(Ton.m)	74
Figura 31: Momentos flectores de diseño.	74
Figura 32: Refuerzos longitudinales y bastones para viga.....	75
Figura 33: Diagrama de envolvente de fuerza cortante de la viga en el eje E-E del techo 03(Ton.m).....	76
Figura 34: Fuerza Cortante de Diseño.	76
Figura 35: Momentos Nominales en Vigas del Eje E-E, entre los Ejes 1-3	77
Figura 36: Distribución general de estribos para tramos del Eje E-E, entre los Ejes 1-3 para el techo 03.....	79
Figura 37: Sección de columna 1-C.....	81
Figura 38: Sismo M33, Sismo dirección Eje X-X, columna 1-C.....	81
Figura 39: Sismo M22, Sismo dirección Eje X-X, columna 1-C.....	82
Figura 40: Sismo M33, Sismo dirección Eje Y-Y, columna 1-C.....	82
Figura 41: Sismo M22, Sismo dirección Eje Y-Y, columna 1-C.....	83
Figura 42: Fuerza cortante nivel 04, columna 1-C	83
Figura 43: Fuerza cortante de diseño en columnas.....	84
Figura 44: Distribución de estribos de 3/8”, columna 1-C.....	86
Figura 45: Sección de Placa 02.....	88
Figura 46: Sismo M33, Sismo dirección Eje X-X, Placa 02.....	88
Figura 47: Sismo M22, Sismo dirección Eje X-X, Placa 02.....	89
Figura 48: Sismo M33, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 02.....	89
Figura 49: Sismo M22, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 02.....	90
Figura 50: Fuerza cortante ultima Eje Y-Y, Placa 02.....	91
Figura 51: Sección de Placa 03.....	94
Figura 52: Sismo M33, Sismo dirección Eje X-X, Placa 03.....	94
Figura 53: Sismo M22, Sismo dirección Eje X-X, Placa 03.....	95
Figura 54: Sismo M33, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 03.....	95
Figura 55: Sismo M22, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 03.....	96
Figura 56: Fuerza cortante ultima Eje Dirección XX, Placa 03	97
Figura 57: Factor amortiguamiento Bm.....	100
Figura 58: Lazo Histerético de un Comportamiento Simplificado Bilineal del Aislador.	106
Figura 59: Datos de las propiedades de enlace para el aislador tipo LBR.....	110

Figura 60: Aislador TDRI colocados bajo los apoyos.	111
Figura 61: Coeficiente de amplificación sísmica.....	112
Figura 62: Factor de amplificación sísmica para espectro de diseño.....	113
Figura 63: Espectro de diseño E031.	114
Figura 64: Modelo del edificio Aislado.	115
Figura 65: Acelerogramas Sismo Lima 1966.....	116
Figura 66: Acelerogramas Sismo Huaraz 1970.....	116
Figura 67: Acelerogramas Sismo Lima 1974.....	117
Figura 68: Acelerogramas Sismo Tacna 2001.....	117
Figura 69: Acelerogramas Sismo Ica 2007.	117
Figura 70: Acelerogramas Sismo Ica 2013.	118
Figura 71: Diagrama de envolvente de momentos flectores de la viga en el eje 5-5 del techo 03(Ton.m)	121
Figura 72: Momentos flectores obtenidos de diseño.	121
Figura 73: Refuerzos longitudinales y bastones para viga.....	122
Figura 74: Diagrama de envolvente de fuerza cortante de la viga en el eje 5-5 del techo 03	122
Figura 75: Fuerza cortante obtenida por los cálculos a partir de la envolvente.	122
Figura 76: Momento nominal en viga.....	124
Figura 77: Distribución general de estribos para tramos del Eje 5-5 para el techo 03 .	125
.....	125
Figura 78: Diagrama de envolvente de momentos flectores de la viga en el eje E-E del techo 03(Ton.m).....	125
Figura 79: Momentos flectores de diseño.	126
Figura 80: Refuerzos longitudinales y bastones para viga.....	127
Figura 81: Diagrama de envolvente de fuerza cortante de la viga en el eje E-E del techo 03(Ton.m).....	127
Figura 82: Fuerza Cortante de Diseño.	128
Figura 83: Momentos Nominales en Vigas del Eje E-E, entre los Ejes 1-3	129
Figura 84: Distribución general de estribos para tramos del Eje E-E, entre los Ejes 1-3 para el techo 03.....	130
Figura 85: Sección de columna 1-C.....	132
Figura 86: Sismo M33, Sismo dirección Eje X-X, columna 1-C.....	133
Figura 87: Sismo M22, Sismo dirección Eje X-X, columna 1-C.....	133
Figura 88: Sismo M33, Sismo dirección Eje Y-Y, columna 1-C.....	134

Figura 89: Sismo M22, Sismo dirección Eje Y-Y, columna 1-C	134
Figura 90: Fuerza cortante nivel 04, columna 1-C	135
Figura 91: Distribución de estribos de 3/8”, columna 1-C.....	137
Figura 92: Sección de Placa 02.....	139
Figura 93: Sismo M33, Sismo dirección Eje X-X, Placa 02.....	139
Figura 94: Sismo M22, Sismo dirección Eje X-X, Placa 02.....	140
Figura 95: Sismo M33, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 02.....	140
Figura 96: Sismo M22, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 02.....	141
Figura 97: Fuerza cortante ultima Eje Y-Y, Placa 02.....	141
Figura 98: Sección de Placa 03.....	144
Figura 99: Sismo M33, Sismo dirección Eje X-X, Placa 03.....	144
Figura 100: Sismo M22, Sismo dirección Eje X-X, Placa 03.....	145
Figura 101: Sismo M33, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 03.....	145
Figura 102: Sismo M22, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 03.....	146
Figura 103: Fuerza cortante ultima Eje Dirección XX, Placa 03	147

INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Periodo Fundamental.	30
Ecuación 2: Factor de amplificación sísmica (C).	40
Ecuación 3: Aceleración espectral.	61
Ecuación 4: Cargas ultimas para envolvente.	68
Ecuación 5: Acero mínimo en vigas.	69
Ecuación 6: Acero máximo en vigas.	69
Ecuación 7: Ecuaciones para el diseño por corte.	71
Ecuación 8: Aporte del concreto en placas al corte.	91
Ecuación 9: Calculo del coeficiente αc	91
Ecuación 10: Cuantía horizontal para placas.	92
Ecuación 11: Cuantía mínima para refuerzo horizontal y vertical.	92
Ecuación 12: Desplazamiento de diseño.	99
Ecuación 13: Desplazamiento máximo.	100
Ecuación 14: Desplazamiento total de diseño.	100
Ecuación 15: Desplazamiento total máximo.	101
Ecuación 16: Rigidez Horizontal.	101
Ecuación 17: Carga vertical promedio.	102
Ecuación 18: Carga vertical máxima.	102
Ecuación 19: Carga vertical mínima.	102
Ecuación 20: Altura de caucho.	103
Ecuación 21: Rigidez horizontal en función a G.	104
Ecuación 22: Calculo de la rigidez total del sistema de aislamiento.	105
Ecuación 23: Energía de disipación.	106
Ecuación 24: Fuerza característica.	106
Ecuación 25: Periodo del sistema.	108
Ecuación 26: Amortiguamiento efectivo.	109

RESUMEN

La investigación parte de la problemática: ¿Cuál es el análisis comparativo desde el punto de vista sísmico entre una vivienda multifamiliar con y sin aislamiento en la base, en la urbanización San Isidro II etapa, Trujillo?, para efecto se formuló el objetivo principal: Realizar el análisis comparativo sísmico, entre una vivienda multifamiliar con y sin aislamiento en la base, en la urbanización San Isidro II etapa, Trujillo. La hipótesis que debe verificarse es: La vivienda con aislamiento en la base comparada con sistema sin aislamiento, tendrá mejor comportamiento sísmico, ya que se reducen los desplazamientos y fuerza cortante en un 40% a 60 %, permitiendo la reducción de refuerzos en los elementos estructurales.

El tipo de investigación es aplicada, con nivel descriptivo – comparativo - explicativo por la naturaleza de las variables.

Como conclusión se obtuvo: el sistema con aislamiento en la base presenta una reducción de desplazamientos de entrepiso en un 30%, en comparación con el sistema convencional. Hubo incremento de la fuerza cortante en un 53% (dirección XX) y 17% (en dirección YY), incrementando los refuerzos de los elementos estructurales en la dirección XX, y manteniendo el mismo refuerzo en dirección YY.

PALABRAS CLAVES: Aisladores sísmicos, desplazamientos, Fuerza Cortante, refuerzo.

CAPITULO I - INTRODUCCION

1.1. Realidad problemática

El Perú se encuentra en el “Cinturón de Fuego del Pacífico” (zona altamente sísmica y volcánica), nuestro país está prácticamente ubicado sobre una falla geológica, dando lugar al encuentro de la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana siendo las responsables del gran levantamiento y plegamiento geológico en Sudamérica tal como lo indica el Instituto Geofísico del Perú (IGP).

Sismos pasados han causado daños, que han provocado pérdidas humanas y materiales, siendo el de mayor envergadura en 1970 en el departamento de Huaraz. En Trujillo se registraron varios eventos sísmicos, siendo el de mayor consideración el producido en el año 1619, actualmente la ciudad presenta un silencio sísmico de aproximadamente 100 años.

El reglamento nacional de Edificaciones E-030 ubica a Trujillo en la zona 4 (alta sismicidad), el factor de aceleración máxima que se encuentra en dicha zona, deja en evidencia de peligro sísmico en dicho lugar, volviendo vulnerables a las edificaciones y sus ocupantes, ante una actividad sísmica de magnitud severa.

Según la Reglamentación Nacional de Edificaciones E030, las nuevas edificaciones se diseñan con enfoque tradicional, pero se deja abierta la posibilidad del empleo del sistema con aislamiento. Los sismos ocasionales originan gran daño en las edificaciones diseñadas bajo la filosofía sismorresistente de dicha norma por ello se busca la opción de introducir nuevas metodologías para aumentar el nivel de seguridad de las personas y la operabilidad de la estructura después de un sismo.

Con miras a evaluar la efectividad de los sistemas aislados en la respuesta estructural de edificios multifamiliares y promover su aplicación masiva, desarrollamos la presente investigación con el objetivo principal de realizar un análisis comparativo de una estructura con sistema convencional y con sistema de aislamiento sísmico, describiendo los resultados obtenidos en cada fase de estudio por los dos sistemas mencionados.

1.2. Antecedentes

En la tesis “Análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles en el distrito de el tambo, Huancayo – 2017” desarrollada para una edificación hospitalaria, se concluyó que la aplicación del sistema de aislación sísmica en la base del tipo elastomérico con núcleo de plomo LRB (39 aisladores) es muy ventajosa en cuanto al comportamiento estructural ya que incrementa un 28.51% de amortiguamiento efectivo con límites inferiores de las propiedades mecánicas del aislador y para un sismo de diseño; también se redujo los desplazamientos en un 47.78 % en el eje X-X y 36.48% en el eje Y-Y considerando el promedio de todos los pisos de la edificación y finalmente incrementó el periodo efectivo de la edificación a 2.50 seg. Conllevando esto a una reducción de la fuerza cortante en la superestructura en un 63.48% en el eje X-X y 67.89% en el eje Y-Y, logrando así una reducción de los esfuerzos internos de los elementos estructurales. (Arquiñiva y Cabello, 2017).

En la tesis “Análisis dinámico modal espectral de una edificación convencional y otra con aisladores sísmicos a nivel intermedio de la estructura en la ciudad de Tacna”. El análisis comparativo entre los comportamientos de cada uno de las estructuras, concluyó que el desempeño del edificio aislado presenta un mejor comportamiento sismorresistente que una edificación construida convencionalmente. Los resultados obtenidos fueron que luego de haber realizado el análisis del comportamiento sismorresistente de la estructura de 5 pisos con dos sótanos, tanto convencional como el aislado, mediante el software MATLAB; se pudo observar que la comparación de resultados solo se realiza de los niveles que están por encima del aislador (1er PISO al 5to PISO). Respecto a la fuerza cortante en cada piso se puede observar que la máxima fuerza cortante sin aislamiento es de 111.43 Tn, mientras que con aisladores la fuerza cortante más alta tiene como valor 50.29 Tn, es decir, el empleo de aislador redujo la fuerza cortante más alta aproximadamente un 54.86% en cuanto al tema del análisis sísmico, las derivas o distorsiones, de la estructura convencional tiene su máxima deriva se encuentra en el primer piso con un valor de 4.8×10^{-3} ; situación similar se experimenta en la estructura aislada donde la máxima deriva se ubica en el mismo nivel pero con una considerable reducción en su valor, 9.4×10^{-4} ; la reducción que se logra incluyendo el aislamiento a nivel intermedio es de 80.42%. (Huanca y Meléndez, 2016).

La tesis titulada “Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de concreto armado y con aislamiento sísmico en la base para un edificio de 5 pisos, en la ciudad de Trujillo - La libertad”. En esta investigación concluyó que las derivas se pueden reducir en más de 35% cuando se utilizan aisladores sísmicos, habiéndose obtenidos valores que sobrepasan aun el 75%. El uso de un sistema de aislamiento sísmico permitió cumplir con el requerimiento de deriva máxima establecido en el proyecto de la nueva Norma E.030 sin necesidad de la existencia de placas y/o muros portantes. El comportamiento estructural del edificio, referido esencialmente a los elementos estructurales, será óptimo de sismos moderados, y muy eficiente durante sismos severos. (Liñán y Carrasco, 2015).

La tesis titulada “Estudio comparativo de una edificación de nueve niveles y dos sótanos, con y sin aisladores sísmicos en la ciudad de Chiclayo – Lambayeque”. Se determinó que los tipos de aisladores HDR, LRB y FPS, para el presente proyecto de investigación, evidenciaron comportamientos favorables y similares. Finalmente, por optimización de costos, se consideró el sistema de aislación HDR como el más favorable, por ser el más económico. El amortiguamiento verdadero de la estructura con sistema de aislación de alto amortiguamiento (HDR) observado en el análisis no lineal, estuvo por encima y cercano, del supuesto en la etapa de diseño, razón por la cual no fue necesario aumentar su amortiguamiento a través de la incorporación de aisladores con núcleo de plomo (LRB). El costo-beneficio de la inclusión de aisladores sísmicos en el sistema estructural de la edificación analizada de tipo residenciales, luces en promedio de 6 metros, nueve niveles, dos sótanos, estructura regular, suelo blando y nivel freático alto; ante un evento sísmico de magnitud elevada, es que a corto plazo será eficiente estructuralmente; sin embargo, económicamente, implicará un aumento del costo de la especialidad de estructuras del 18%, representado por S/. 703,761.00. (Millones, 2019).

La tesis titulada “Análisis y diseño estructural de edificaciones con aisladores sísmicos y análisis comparativo de respuesta sísmica y costos con la edificación convencional en la ciudad de Arequipa”. Se concluyó que la edificación convencional presenta un periodo fundamental de vibración de 0.198s, que la hace una estructura muy rígida, debido a la alta densidad de muros delgados de concreto armado en base a la cual está estructurada. El periodo logrado, mediante la inserción del Sistema de Aislamiento, en la estructura aislada es de 1.2s; proporcionalmente alto (6 veces) respecto del periodo de la estructura empotrada (0.19s) pero comparativamente menor respecto de los periodos usuales en edificaciones con aislamiento de base (2.0s-3.5s). La respuesta elástica de las estructuras

Convencional y Aislada se ha evaluado para 03 pares de registros sísmicos normalizados a una aceleración pico de 0.45g, obteniendo los siguientes resultados: 40% de reducción de los desplazamientos de entrepiso (dirección menor), 73% de reducción de las aceleraciones de piso y 52% de reducción del cortante basal en la edificación Aislada respecto de la Convencional. (Flores y Carhuata, 2015).

En la Tesis de Master “Análisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado utilizando 4 tipos de aisladores sísmicos en la ciudad de Barcelona, España”. En el presente estudio se evaluaron cuatro factores de desempeño, la deriva del edificio, la aceleración en el piso superior, la fuerza cortante en la base y el desplazamiento del edificio donde se concluyó que para el factor de la deriva del edificio fijo en comparación con el edificio aislado cuando se utiliza el aislador HDRB se reduce un 74%, con aislador LRB se reduce un 74%, con aislador FPS se reduce un 84% y cuando se utiliza un aislador RNC se reduce un 86%. Para el factor de desempeño de la aceleración cuando se utiliza el aislador HDRB se reduce un 75%, con aislador LRB se reduce un 75%, con aislador FPS se reduce un 93% y cuando se utiliza un aislador RNC se reduce un 92%. Para el factor de la fuerza cortante en la base del edificio cuando se utiliza el aislador HDRB se reduce un 77%, con aislador LRB se reduce un 76%, con aislador FPS se reduce un 78% y cuando se utiliza un aislador RNC se reduce un 84%. Para el factor del desplazamiento del edificio fijo en comparación con el edificio aislado cuando se utiliza el aislador HDRB se incrementa en un 167%, con aislador LRB se incrementa en un 212%, con aislador FPS se incrementa en un 352% y cuando se utiliza un aislador RNC se incrementa en un 333%. Concluyendo como el aislador más efectivo a utilizar después de los resultados mencionados es el RNC, Roll-N-cage (Valerio, 2015).

1.3. Bases teóricas

1.3.1. Generalidades de diseño antisísmico en concreto armado

Se cita el Artículo 03 del capítulo I perteneciente a la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, que indica lo siguiente:

FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE. - Consiste en:

- Evitar pérdidas de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.

- Minimizar los daños a la propiedad.

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

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- Para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	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 Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Figura 1: Categoría de las edificaciones y factor "U".

Fuente: Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente del RNE.

Habiendo expuesto la filosofía del Reglamento se desprende que el método tradicional de diseño estructural sísmo resistente busca siempre un factor de seguridad para cumplir con las demandas de la norma, este pensamiento es totalmente compatible con el uso de aislamiento sísmico en las estructuras ya que su aplicación reduce la incertidumbre en el comportamiento estructural durante un evento sísmico puesto que la mayoría de las deformaciones y no linealidades del sistema se concentran en el sistema de aislamiento, permitiendo que el resto de la superestructura se comporte dentro del rango elástico; además de reducir las aceleraciones a que se ve expuesta la súper-estructura protegiendo así a los ocupantes y contenidos de las misma.

1.3.2. Normas para la construcción de los edificios con aisladores sísmicos en el Perú

Norma E.020 - Cargas: Las edificaciones y todas sus partes deberán de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica.

Norma E.030 - Diseño Sismorresistente: Establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados. Se aplica el diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultarán dañadas por la acción de los sismos.

Norma E.050 - Suelos y cimentaciones: El objetivo de la norma, es establecer los requisitos para la ejecución del estudio de mecánica de suelos (EMS), con fines de cimentaciones y otras indicaciones referidas en ella, con la finalidad de asegurar la estabilidad de las obras de infraestructura civil.

Norma E.060 - Diseño en Concreto Armado: establece los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, diseño, materiales, construcción, control de calidad e inspección de estructuras de concreto simple o armado. Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta norma.

Norma E.031 - Diseño Sísmico para Estructuras Aisladas: Todas las estructuras sísmicamente aisladas y cada parte de los mismos deberán estar diseñados y construidos de acuerdo con los requisitos de la norma ASCE 7- 10 «Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures».

1.3.3. Aislación sísmica en la actualidad

Los conceptos de aislación sísmica han llegado a ser una realidad práctica dentro del último siglo con el desarrollo de múltiples soportes elastoméricos, los cuales están hechos por unión por vulcanización de láminas de caucho con delgadas láminas de acero de refuerzo. Estos soportes son muy rígidos en la dirección vertical y pueden soportar la carga vertical del edificio, pero son muy flexibles horizontalmente, de este modo habilitando el edificio para moverse lateralmente bajo fuertes movimientos de suelo. El desarrollo de estos soportes fueron una extensión de los soportes elastoméricos usados en puentes.

El concepto de aislación de base ha sido ampliamente aceptado en regiones del mundo propensas a sismos para proteger estructuras importantes de fuertes movimientos del suelo, y hay ahora muchos ejemplos en los Estados Unidos y Japón. Un pequeño número de edificios sísmicamente aislados han sido construidos en Nueva Zelanda y en Italia.

El dilema principal de un ingeniero estructural encargado con proporcionar una resistencia sísmica superior a un edificio es como minimizar la deriva de entrepiso y las aceleraciones de piso. Derivas de entrepiso altas causa daño a componentes no estructurales y a equipamiento que conectan niveles. Las derivas de entrepiso pueden ser minimizadas rigidizando la estructura, pero esto amplifica el movimiento del suelo, lo cual lleva a altas aceleraciones de piso. Las aceleraciones de piso pueden ser reducidas haciendo el sistema más flexible, pero esto lleva a un aumento en la deriva de entrepiso. El camino práctico para reducir simultáneamente la deriva de entrepiso y las aceleraciones de piso es usar aislación de base; los sistemas de aislación proveen la flexibilidad necesaria, con los desplazamientos concentrados en el nivel de aislación. (Ramos, 2018, p. 4).

1.3.4. Sismo

Sismo es una sacudida o movimiento brusco de la corteza terrestre, la tierra puede temblar por distintas causas, como impacto de meteoritos, colapso de cavernas, actividad volcánica y otras. Pero el origen principal de los movimientos sísmicos está en la liberación súbita de energía acumulada por movimientos relativos entre fallas de las placas tectónicas, produciéndose el sismo cuando la fuerza de rozamiento es superada por la tensión acumulada.

La acción de los sismos sobre estructuras, edificaciones y obras en general es de gran importancia, por la magnitud de los daños y fallos que ocasionan, las grandes pérdidas

económicas y, sobre todo, por el número de víctimas humanas, tanto en muertos como en heridos. (Proñao, 2014, p.11)

1.3.5. Magnitud

El concepto de magnitud fue introducido por Richter en 1935 para comparar la energía liberada por diferentes sismos.

La energía total liberada por un terremoto es la suma de la energía transmitida en forma de ondas sísmicas y la disipada mediante otros fenómenos, principalmente en forma de calor. (Bozzo y Barbat, 2019, p.23)

1.3.6. Intensidad

La intensidad es un parámetro que describe los daños producidos en edificios y estructuras, así como sus consecuencias sobre el terreno y efectos sobre las personas. (Bozzo y Barbat, 2019, p.30)

1.3.7. Componentes básicos del sistema de aislamiento

(CDV- Ingeniería antisísmica). Abarcan varios sistemas de aislamiento que son utilizados en la actualidad, que se utilizan diferentes técnicas y materiales. Sin embargo, se encuentran representados los componentes de toda estructura aislada, independientemente del tipo que sea.

Para comprenderlo aún más, definiremos los siguientes conceptos:

- Unidad de Aislamiento: Es un elemento estructural muy flexible en la dirección horizontal y sumamente rígido en la dirección vertical que permite grandes deformaciones bajo carga sísmica.
- Interfaz de Aislamiento: Es el límite imaginario que existe entre la parte superior de la estructura, la cual está aislada, y la inferior que se mueve rígidamente con el terreno.
- Sistema de Aislamiento: Es el conjunto sistemas estructurales que incluye a: todas las unidades de aislamiento, disipadores de energía y sistemas de restricción de desplazamientos. (p.63)

1.3.8. Aislador elastomérico

(Huanca y Melendez, 2016) Los aisladores elastoméricos están conformados por un conjunto de láminas planas de elastómeros intercaladas con capas de acero. Las láminas de elastómeros son vulcanizadas a las capas de acero y, por lo general, presentan una sección circular o cuadrada. Mediante esta configuración se logra la flexibilidad lateral necesaria para permitir el desplazamiento horizontal relativo entre la estructura aislada y el suelo. La rigidez vertical del sistema es comparable con la rigidez vertical de una columna de hormigón armado. El comportamiento de los aisladores elastoméricos depende de la amplitud de la deformación a la que son sometidos y, en menor grado, de la temperatura, el envejecimiento y la frecuencia del movimiento. Existen varios tipos de apoyos elastoméricos, entre ellos se encuentran los apoyos de goma natural (NRB, Natural Rubber Bearing), los apoyos de goma de ajo amortiguamiento (LDRB, Low Damping Rubber Bearing) y alto amortiguamiento (HDRB, High Damping Rubber Bearing), y los apoyos de goma con núcleo de plomo (LRB, Lead plug Rubber Bearing).

1.3.8.1. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDRB)

Este tipo de dispositivos son los más simples dentro de los aisladores elastoméricos. Los aisladores tipo LDRB presentan bajo amortiguamiento (25% como máximo), por lo que generalmente se utilizan en conjunto con disipadores de energía que proveen amortiguamiento adicional al sistema. Estos dispositivos presentan la ventaja de ser fáciles de fabricar.

1.3.8.2. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores con núcleo de plomo (LRB) son aisladores elastoméricos similares a los LDRB, pero poseen un núcleo de plomo, ubicado en el centro del aislador, que permite aumentar el nivel de amortiguamiento del sistema hasta niveles cercanos al 25-30%. Al deformarse lateralmente el aislador durante la acción de un sismo, el núcleo de plomo fluye, incurriendo en deformaciones plásticas, y disipando energía en forma de calor. Al término de la acción sísmica, la goma del aislador retorna la estructura a su posición original, mientras el núcleo de plomo recristaliza. De esta forma el sistema queda listo para un nuevo evento sísmico.

1.3.8.3. A.E. de alto amortiguamiento (HDRB)

Los HDRB son aisladores elastoméricos cuyas láminas de elastómeros son fabricados adicionando elementos como carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma niveles cercanos al 10-15%.

Los aisladores tipo HDRB presentan mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDRB y LRB. A su vez, los aisladores HDRB presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo de carga. Estos dispositivos, al igual que los dispositivos tipo LRB, combinan la flexibilidad y disipación de energía en un solo elemento, con la característica de ser, relativamente, de fácil fabricación.

1.3.9. Aisladores deslizantes

Los aisladores deslizantes o también llamados deslizadores friccionales utilizan una superficie de deslizamiento, típicamente de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), sobre la que se soporta la estructura. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente del suelo. Este sistema de aislación sísmica permite disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante un sismo. El coeficiente de fricción del aislador depende de variables tales como la temperatura de trabajo, La presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto (limpieza, rugosidad, etc.) y el envejecimiento. Los aisladores deslizantes planos generalmente deben ser acompañados por mecanismos o sistemas restituidos (típicamente aisladores elastoméricos con o sin núcleo de plomo) que regresen la estructura a su posición original luego de un sismo. Adicionalmente, estos sistemas requieren de mayor mantención y cuidado, ya que cualquier modificación en las superficies deslizantes puede resultar en un coeficiente de fricción distinto al de diseño.

1.3.9.1. Apoyo deslizante planos

Los apoyos deslizantes planos son los aisladores deslizantes más simples. Consisten básicamente en dos superficies, una adherida a la estructura y la otra a la fundación, que poseen un bajo coeficiente de roce, permitiendo los movimientos horizontales y resistir las cargas verticales. Poseen, generalmente, una capa de un material elastomérico con el fin de facilitar el movimiento del deslizador en caso de sismos. Por lo general, las superficies deslizantes son de acero inoxidable pulido espejo, y de un material polimérico de baja fricción. Este tipo de aislación puede requerir de disipadores de energía adicionales. A fin de prevenir deformaciones residuales luego de un evento sísmico, se debe proveer de sistemas restitutivos (típicamente aisladores elastoméricos sin o con núcleo de plomo) que restituyan la estructura a su posición original.

1.3.9.2. Aisladores de péndulo friccional

Este tipo de aisladores son de menor costo, menor altura y más rápida fabricación que otros aisladores elastoméricos. Adicionalmente eliminan la torsión accidental de la estructura, mejorando la respuesta de la estructura frente a un sismo. El péndulo friccional opera con dos superficies cóncavas de acero inoxidable y un elemento lenticular, que se deslizan entre sí. La curvatura de las superficies (el radio equivalente) determina la rigidez equivalente del dispositivo.

Los péndulos friccionales, FPS, cuentan con un deslizador articulado ubicado sobre una superficie cóncava que se encuentra cubierta con material compuesto de poca fricción. Mientras que la parte del apoyo articulado que está en contacto con la superficie esférica, está rodeada por una película de un material compuesto de baja fricción; a diferencia de los apoyos deslizantes planos, cuentan con la característica y ventaja de ser autocentrantes. Luego de un movimiento sísmico, la estructura regresa a su posición inicial gracias a la geometría de la superficie y a la fuerza inducida por la gravedad. Cabe señalar que este tipo de aisladores de FPS basa su funcionamiento en el principio del péndulo donde se percibe que el periodo de dicha estructura resulta ser independiente de la masa que la estructura soporta, una virtud sobre los demás aisladores ya que no se involucran tantos factores lo que facilita la selección de un determinado aislador. (p. 115)

1.3.10. Amortiguamiento en los sistemas aislados

(Liñan y Carrasco, 2015). Los principios en los cuales se basa el funcionamiento de la aislación sísmica son dos: en primer lugar, la flexibilización del sistema estructural o alargamiento del periodo, y, en segundo lugar, el aumento del amortiguamiento.

La flexibilización o alargamiento del periodo fundamental de la estructura, se logra a través de la introducción de un piso blando entre el suelo de la fundación y la superestructura. Intuitivamente se reconoce que la rigidez lateral de este piso blando es mucho mejor que la rigidez de la superestructura, el sistema tenderá a deformarse sólo en la interfaz de aislación, transmitiendo bajos esfuerzos cortantes a la superestructura, la que sufre un movimiento de bloque rígido, por ende, sin deformación ni daño durante la respuesta sísmica. Por este motivo, el aislamiento de base es más recomendable en estructuras rígidas sobre terrenos firmes.

1.3.11. Comportamiento de los aisladores

La incorporación de aisladores sísmicos es considerada hoy en día un diseño estratégico que tiene la finalidad de reducir en gran medida la energía que es introducida a la

estructura por medio del suelo debido a un movimiento sísmico, entonces la inclusión de aisladores le proporciona a la estructura flexibilidad horizontal y rigidez vertical, disminuyendo la amplificación de la aceleración sísmica ya que esta se comporta como un solo bloque, cosa contraria sucede con las edificaciones convencionales ya que estas amplifican la aceleración sísmica en pisos altos provocando daños serios en la edificación. Al incorporar aisladores sísmicos se logra:

- ✓ Reducir la respuesta sísmica, debido al periodo fundamental.
- ✓ Reducir los desplazamientos relativos, por la capacidad de amortiguamiento
- ✓ de aisladores y reducción de las fuerzas que se transmiten a la estructura.
- ✓ Minimizar daños a la edificación y preservar la vida humana.

Para comprenderlo aún más, definiremos los siguientes conceptos:

- Unidad de Aislamiento: Es un elemento estructural muy flexible en la dirección horizontal y sumamente rígido en la dirección vertical que permite grandes deformaciones bajo carga sísmica.
- Interfaz de Aislamiento: Es el límite imaginario que existe entre la parte superior de la estructura, la cual está aislada, y la inferior que se mueve rígidamente con el terreno.
- Sistema de Aislamiento: Es el conjunto sistemas estructurales que incluye a: todas las unidades de aislamiento y sistemas de restricción de desplazamientos.

1.3.12. Estabilidad de los aisladores ante grandes desplazamientos laterales

El análisis de pandeo para un aislador elastomérico se basa en la teoría análoga a el análisis del pandeo de una columna, en estos casos se preséntala carga o los esfuerzos de pandeo en la posición original, sin desplazamientos, pero normalmente no hay información acerca de la estabilidad del aislador en su posición desplazada, en estos casos la inestabilidad se presentará en la pérdida de un incremento positivo en la rigidez horizontal KH.

Conocer este tipo de inestabilidad es de crucial importancia en el diseño de los aisladores. Para predecir este comportamiento es necesario hacer uso de un análisis no lineal.

1.3.13. Características que poseen los aisladores sísmicos

- Desempeño bajo todas las cargas de servicio, verticales y horizontales. Deberá ser tan efectiva como la estructura convencional.

- Provee la flexibilidad horizontal suficiente para alcanzar el periodo natural de la estructura aislada.
- Capacidad de la estructura de retornar a su estado original sin desplazamientos residuales. Provee un adecuado nivel de disipación de energía, de modo de controlar los desplazamientos que de otra forma pudieran dañar otros elementos estructurales.
- Tienen la capacidad de trabajar con todas las cargas del edificio cuando ocurre un terremoto.
- Reducen entre un 70% y 90% la disipación sísmica.
- Compuestos por la combinación de materiales como, la goma, acero y el plomo.

1.3.14. Ubicación de los aisladores

Algunos dispositivos modifican la frecuencia natural del sistema, y otros reducen la transmisibilidad de fuerzas sísmicas de la cimentación a la estructura. Un elastómero está formado por varias capas de caucho intercaladas con placas de acero, a las cuales se les coloca un corazón de plomo en el centro. En la tapa y base del aislador, se colocan placas de acero que permiten realizar las conexiones del aislador con el edificio y la fundación. El aislador es muy rígido y fuerte en la dirección vertical, pero flexible en la dirección horizontal. (p.221)

1.3.15. Consideraciones generales de los efectos sísmicos en las estructuras

Según (Flores y Carhuata, 2015) las principales consideraciones en las estructuras se definen como:

a) Fuerza de inercia

La fuerza de inercia es la generada por el movimiento sísmico que se transmite desde la cimentación a la superestructura.

b) Periodo fundamental

El periodo fundamental se define como el tiempo que requiere una estructura para culminar el primer movimiento producto de una fuerza sísmica aplicada.

En un sistema elástico de un grado de libertad la respuesta sísmica depende de su período de vibración, por lo que la respuesta máxima de una estructura ante un sismo varía principalmente por el período de vibración que está en función de la masa y la rigidez del sistema (R).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{R}}$$

Ecuación 1: Periodo Fundamental.

Además, los periodos de vibración de un edificio aumentan con el número de pisos, por lo que se acostumbra a numerar a las T en orden decreciente, es decir el primer periodo T1 se denomina periodo fundamental y tiene mayor valor, mientras que el último Tn es el de menor valor. En cada periodo se obtiene una deformada llamada modo de vibración.

La relación entre el periodo fundamental del edificio T y el periodo dominante del suelo Ts influye en la respuesta de una estructura real. La resonancia ocurre cuando esta relación está cerca de la unidad, ya que la amplitud de la respuesta es mayor. Por ello, es conveniente evitar esta situación en los edificios, alejando el valor T del Ts, es recomendable procurar que la relación cumpla con los requisitos de la norma E.031de Aislamiento Sísmico:

Suelo Tipo		Ts (s)
S0	Roca dura	< 0,15
S1	Roca o suelos muy rígidos	< 0,30
S2	Suelos intermedios	< 0,40
S3	Suelos blandos	< 0,60

Figura 2: Periodo dominante del suelo.

Fuente: Norma Técnica E.031 de “Aislamiento Sísmico” del RNE.

Por lo general cuando el movimiento del terreno es lento con periodos dominantes largos, son las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas sísmicas mayores. Por el contrario, movimiento de periodo corto afecta más a las estructuras bajas y rígidas.

c) Amortiguamiento

En las estructuras, el amortiguamiento es generado por las fricciones internas de los elementos, apoyos, elementos no estructurales, etc., todos estos disipan la energía sísmica, al ser el amortiguamiento una característica estructural influye en la respuesta sísmica, porque decrece el movimiento oscilatorio, se expresa normalmente como una fracción del amortiguamiento crítico, donde el movimiento resultante en vez de ser oscilatorio decrece exponencialmente con el tiempo hasta hacerse cero.

d) Ductilidad

Es la propiedad que tiene una estructura para sufrir deformaciones considerables producto de una carga constante sin padecer daños considerables, dicha capacidad es vital cuando se trata de soportar fuerzas sísmicas ocasionados por un movimiento

sísmico ya que proporciona una propiedad extra de amortiguamiento lo que se busca en estructuras para evitar colapsos del mismo.

e) Resistencia y rigidez

La resistencia y la rigidez, son los dos aspectos más importantes del diseño sísmico. El diseño por resistencia, busca que las dimensiones de los elementos garanticen la integridad de la estructura sometida a todas las combinaciones de carga posibles. Y la rigidez relaciona la deformación de la estructura con las cargas aplicadas, este parámetro asegura que la estructura cumpla con las funciones impuestas. La rigidez lateral, se refiere a la distorsión horizontal de piso a piso y previene así, que la estructura se salga del alineamiento vertical más allá de una cantidad máxima, ya especificada.

La rigidez lateral, se refiere a la deflexión horizontal de piso a piso y previene así, que la estructura se salga del alineamiento vertical más allá de una cantidad dada. El desplazamiento, se debe limitar a causa de su efecto sobre los muros divisorios, fachadas y la comodidad de los ocupantes.

También, la deflexión horizontal excesiva puede hacer que las cargas se apliquen excéntricamente sobre las columnas, lo que genera un momento flector, el cual aumenta el desplazamiento lateral que a su vez incrementa el momento flector, continuando hasta llegar al colapso, este efecto se denomina $P-\Delta$.

Como medida de control para la rigidez necesaria de una estructura, se utiliza el desplazamiento relativo de entrepiso que representa una medida de la respuesta de un sistema estructural sujeto a cargas laterales. Resulta conveniente el uso de un índice adimensional de este desplazamiento, al dividir el desplazamiento relativo del entrepiso entre la altura del mismo se obtiene en el índice γ . Este índice γ se denomina distorsión de entrepiso o deriva, y es el más empleado para cuantificar la respuesta de edificios, a fin de comparar el comportamiento de diferentes sistemas y para estimar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura misma como en los elementos no estructurales.

f) Distribución de las fuerzas de inercia

Las fuerzas de inercia que se generan sobre una estructura son función de la masa, rigidez y amortiguamiento; pero conocer el punto de aplicación de la fuerza es primordial, ya que éstas se pueden amplificar. Para cuantificar la amplificación de la fuerza, se hace una simplificación de la distribución de las fuerzas, determinando la ubicación de las resultantes en cada piso a nivel de losa.

g) Centro de masa

Se define al Centro de Masa C.M., como el lugar geométrico en el cual se considera concentrada toda la masa. En una estructura completamente regular con distribución de cargas simétricas el C.M. coincide con el Centro de Gravedad C.G. de la planta.

h) Centro de rigidez

El centro de rigidez de una estructura es el lugar geométrico donde al aplicar las fuerzas sísmicas, la estructura solamente se desplaza y no rota. En estructuras de dos o más pisos, el centro de rigidez define el punto donde debe aplicarse la fuerza sísmica para que un nivel no rote con respecto al nivel anterior.

i) Centro de cortante

En un edificio sometido a una carga sísmica, la base del edificio es la que está sometida a la mayor fuerza, pues sostiene la suma de todas las fuerzas de inercia o fuerzas sísmicas (F) que se generan en cada entrepiso; esta suma de las fuerzas sísmicas por encima de cada nivel analizado se denomina fuerza cortante (V) y el lugar geométrico donde actúa esta fuerza en un nivel es el centro de cortante (CC).

j) Momento Torsor

El momento torsor, es originado por la situación dada al aplicar la fuerza cortante en el centro de cortante, y el edificio moverse alrededor del centro de rigidez, lo que hace que el edificio además de trasladarse, gire alrededor del mencionado punto. Esta condición no es ideal para los elementos verticales (columnas y muros de corte), por ser los elementos que mantienen unidos los distintos entrepisos y deben soportar fuerzas muy grandes. Así mismo este momento torsor, se puede descomponer en pares de fuerzas que se suman a las fuerzas de inercia. El momento torsor se puede obtener de dos formas: la más sencilla es, como el producto de la fuerza cortante del nivel multiplicada por su distancia con respecto al centro de rigidez de ese nivel, y la segunda es considerando el grado de libertad dinámico de rotación por nivel en un análisis de este tipo. El cociente entre el momento torsor proveniente de un análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, calculado con respecto al centro de rigidez y la fuerza cortante de ese nivel se denomina excentricidad dinámica.

Al existir excentricidad, indica que se va a originar fuerzas adicionales a las de inercia, que dependerán de la ubicación en planta de las masas y los elementos resistentes,

aspectos relativos a la configuración arquitectónica principalmente, de ahí la influencia de la configuración en el análisis sismorresistente. Por otra parte, la verticalidad de la línea que une los centros de masa, corte y rigidez de cada entrepiso, es fundamental en la manera de responder el edificio ante una fuerza sísmica, a pesar de no influir en la dimensión de la excentricidad.

1.3.16. Aislador TDRI

Los apoyos TDRI (Tens Damper Rubber Isolators) están formados de capas alternas de caucho y acero unidas por vulcanización. Las placas de acero interiores de refuerzo están plenamente integradas en el caucho para una protección perfecta contra la corrosión. Los elastómeros presentados en este catálogo se caracterizan por una gran capacidad de amortiguamiento de viscoso ($\xi (100\%) > 6\%$), pero también podemos ofrecer alternativas con compuestos de baja disipación ($\xi (100\%) \leq 6\%$). En la parte externa del aislador se incluyen una o dos chapas terminales de mayor espesor unidas mediante vulcanización. Esas mismas chapas están conectadas de forma segura mediante un anclaje mecánico a las chapas de montaje de acero externas, que aseguran la sujeción de los aisladores a la estructura (por medio de barras de anclaje, pernos). Los aisladores soportan la carga de gravedad de una estructura y resisten las acciones tanto sísmicas como de otro tipo (viento, variaciones térmicas, contracción, deslizamiento, etc.). Gracias a su rigidez horizontal limitada, estos dispositivos son capaces de adaptarse a los grandes desplazamientos horizontales producidos por la acción sísmica, reduciendo de este modo la fuerza horizontal que se transmite a la estructura. Los compuestos (caracterizados por distintos coeficientes G entre 0,4 y 1,4 N/mm² en deformación cortante del 100 %) permiten una disipación nominal ξ en el rango de 10 a 15 % en deformación cortante del 100 %, lo que da como resultado la limitación y reducción de los vectores de desplazamiento.

1.4. Formulación del problema

¿Cuál es el análisis comparativo desde el punto de vista sísmico entre una vivienda multifamiliar con y sin aislamiento en la base, en la urbanización San Isidro II etapa, Trujillo?

1.5. Limitaciones

El modelo estructural estaría basado en propiedades de un catálogo de aisladores pero que en la práctica profesional se requiere realizarlos con resultados de ensayos de laboratorio de aisladores que se colocan en obra. Otra limitación es la situación financiera de los tesisistas para realizar los ensayos que muchas veces son necesarios y fundamentales para un buen desarrollo de la investigación.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo General

Realizar el análisis comparativo sísmico, entre una vivienda multifamiliar con y sin aislamiento en la base, en la urbanización San Isidro II etapa, Trujillo.

1.6.2. Objetivos específicos

- Determinar clasificación y la capacidad portante del suelo en el área de estudio.
- Realizar la estructuración y pre dimensionamiento de los elementos estructurales.
- Realizar el análisis sismorresistente de la edificación convencional de 6 pisos.
- Realizar el modelamiento del sistema estructural con aislamiento elastomérico.
- Realizar el análisis comparativo entre una estructura con diseño convencional y la estructura aislada en la base.

1.7. Hipótesis

1.7.1. Hipótesis General

La vivienda con aislamiento en la base comparada con sistema sin aislamiento, tendrá mejor comportamiento sísmico, es decir, aminorará los esfuerzos y desplazamientos de entrepiso. Los resultados comparativos del comportamiento sísmico entre un sistema convencional y otra incorporada con aislador elastomérico de una edificación de 6 niveles son muy importantes ya que se reducen los desplazamientos y fuerza cortante en un 40% a 60 %, y a la vez reduciendo los refuerzos en los elementos estructurales de la superestructura (columna, vigas y placas), en ambas direcciones.

1.7.2. Hipótesis Específicas

- El suelo en la localidad de San Isidro-Trujillo, cuenta con una clasificación como arena pobremente graduada. Con una capacidad portante de 1 kg/cm².
- La edificación con fines de vivienda ubicada en la zona 4, contará con un sistema estructural dual (pórtico – muros de concreto), vigas peraltadas en ambas direcciones, losa aligerada, y la sub-estructura contará con zapatas conectadas.
- El análisis sismorresistente de la edificación convencional se realizará mediante el análisis dinámico especificado en la Norma E-030, modelado con el software Etabs.
- El análisis del sistema con aislamiento en la base se realizará mediante lo especificado en la norma NTE. E-031, y el software Etabs.
- El sistema con aislamiento en la base presenta menores desplazamientos de entre piso en comparación con el sistema convencional de la edificación en estudio.

CAPITULO II – METODOLOGIA

2.1. Tipo y diseño de investigación

Según el estudio el tipo de investigación y su desarrollo, corresponde al tipo Aplicativo. La investigación aplicada, guarda íntima relación con la básica, pues depende de los descubrimientos y avances de la investigación básica y se enriquece con ellos, pero se caracteriza por su interés en la aplicación, utilización y consecuencias prácticas de los conocimientos. La investigación aplicada busca el conocer para hacer para actuar, para construir, para modificar. (Zorrilla, 2011, p. 40).

Por su diseño:

De acuerdo a los propósitos y a la naturaleza de la investigación se emplea en nivel del tipo Descriptivo – Comparativo – Explicativo.

La presente tesis, reúne las condiciones metodológicas de una investigación descriptiva - comparativo y explicativo; porque se desarrolla una descripción general del marco conceptual, características, propiedades y el procedimiento de análisis de edificaciones con y sin aisladores sísmicos, realizando un análisis comparativo entre una edificación convencional y una edificación con aisladores elastoméricos, finalizando con las explicaciones de los resultados de ambos análisis para determinar las ventajas de su aplicación. (Sampieri, 2010, p 81).

2.2. Operacionalización de variables

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	MEDICION
Sistema convencional	Análisis sísmico de la estructura sin aisladores en la base	Metrado de cargas	Peso del sistema convencional
		Fuerza cortante en la base	En dirección "X" y "Y"
		Factor de reducción de fuerzas	Valor de "R"
		Resultado de fuerzas cortantes	Muros estructurales
		Refuerzos	Columnas o vigas
	Desplazamiento lateral permisible	Material predominante	Concreto Armado
Sistema con aislamiento sísmico	Análisis sísmico de la estructura con el sistema de aislación sísmica en la base	Metrado de cargas	Peso del sistema con aislamiento
		Fuerza cortante en la base	En dirección "X" y "Y"
		Factor de reducción de fuerzas	Valor de "R"
		Resultado de fuerzas cortantes	Muros estructurales
		Refuerzos	Columnas o vigas
	Desplazamientos	Aisladores Sísmicos	Reducción de desplazamientos

Fuente: Elaboración propia.

2.3. Población y muestra

2.3.1. Población

La población corresponde a la edificación de 6 niveles de la urbanización San Isidro II etapa en la provincia y distrito de Trujillo en el departamento de La Libertad.

La edificación es una vivienda multifamiliar, que cuenta con dúplex en el quinto nivel. El primer nivel cuenta con una cochera, almacén, tienda, y otros ambientes básicos como: cocina, servicios higiénicos, y dormitorios.

Entre el segundo y cuarto piso, cuenta con 2 apartamentos por nivel. Cada apartamento con las áreas y servicios básicos para el correcto bienestar de las familias. La vivienda con aislamiento en la base, presenta la misma distribución que el sistema convencional. A diferencia de las dimensiones de las mismas, debido a la reducción perimetral por el implemento del sistema de aislamiento en la base.

2.3.2. Muestra

- La edificación de 6 niveles diseñada con un sistema convencional.
- La edificación de 6 niveles diseñada con un sistema con aislamiento en la base.

2.3.3. Muestreo

El tipo de muestreo es no probabilístico y está definida por una edificación de 6 niveles de función vivienda multifamiliar que fue seleccionada por conveniencia.

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

2.4.1. Instrumentos o Herramientas de recolección de datos:

- Análisis sísmico de la estructura de acuerdo a la norma ASCE 7- 10 y Manual de Aislamiento Sísmico E - 031.
- El modelamiento de la estructura tanto para el sistema convencional sin y con aislador sísmico en el programa Etabs versión 16.2.1. ETABS es un software innovador y revolucionario para análisis estructural y dimensionamiento de edificios.

Para el modelamiento de la Estructura, se realizó el dibujo de los elementos estructurales. Elementos Frame para vigas y columnas, Slab section para losa aligerada y maciza y elemento Wall section para los muros estructurales. Para el modelamiento del aislador se hizo mediante elementos Link.

Las propiedades y características de los elementos estructurales, que fueron ingresados al software para el diseño, se detallan en el capítulo 3.

- La obtención de los ensayos del suelo se realizó en el laboratorio de geotecnia “KINSA GEOLABS S.A.C.” para poder determinar la capacidad portante y clasificación de suelos según la norma E - 050 de suelos y cimentaciones.

2.4.2. Técnicas de análisis de datos:

- Tablas donde vamos a comparar el tipo de estructura con el desplazamiento, la cortante basal en los elementos a diseñarse.
- Tablas donde vamos a comparar los periodos entre ambos sistemas.
- Tablas de fuerzas en vigas, columnas y placas.
- Tablas de refuerzos en vigas, columnas y placas.

2.5. Procedimiento

Para el desarrollo de esta investigación se debe aplicar una metodología que cumpla con los objetivos que se han trazado para así fundamentar o sustentar el análisis sísmico de un edificio con sistema convencional y sistema con aislador sísmico de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, para lograr con lo mencionado se ha tomado en cuenta el siguiente procedimiento para su realización:

La primera fase comienza con la obtención de los ensayos de suelo del laboratorio de suelos y geotecnia “KINSA GEOLABS S.A.C.” donde se determinará el tipo y capacidad portante del suelo, según lo establecido por la norma E - 050 de suelos y cimentaciones.

La segunda fase es la realización de los planos de distribución para el diseño estructural donde se iniciará con el modelamiento en el programa Etabs donde se determinan las cargas axiales que reciben las columnas, placas que han sido planteada arquitectónicamente, para el análisis de los elementos estructurales se tomara en cuenta los parámetros sísmicos de la norma E.030 – 2018:

a. Factor zona

Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

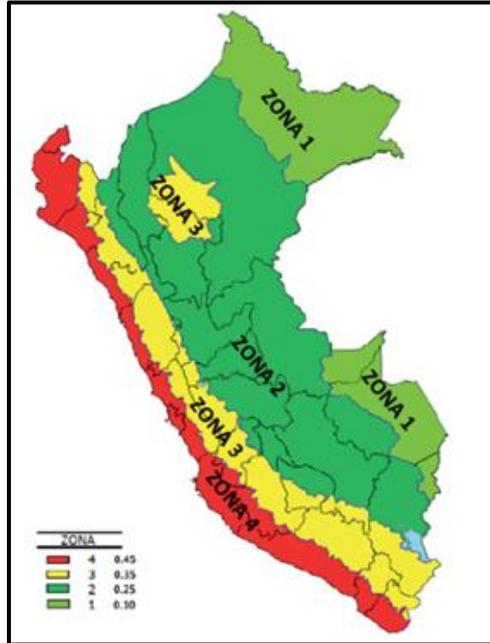


Figura 3: Factor Zona.

Fuente: Norma Técnica E.030 de “Diseño sismorresistente” del RNE.

Tabla 1: Factores de Zona.

FACTORES DE ZONA	
Zona	Z
1	0.1
2	0.25
3	0.35
4	0.45

Fuente: Norma Técnica E.030 de “Diseño sismorresistente” del RNE.

b. Condiciones geotécnicas

Se define como el tipo de suelo sobre el cual está ubicado la edificación. La clasificación de los suelos se hace en base a sus propiedades mecánicas, espesor del estrato, su periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de ondas de corte. Los suelos se han clasificado en 5 tipos:

Tabla 2: Condiciones geotécnicas del suelo.

Perfil tipo So =	Roca dura
Perfil tipo S1 =	Roca o suelos muy duros
Perfil tipo S2 =	Suelos intermedios
Perfil tipo S3 =	Suelos blandos
Perfil tipo S4 =	Condiciones excepcionales

Fuente: Norma Técnica E.030 de “Diseño sismorresistente” del RNE.

c. Parámetros de sitio (S, TP, TL)

Se deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizando los valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos TP y TL.

Tabla 3: Parámetros de sitio S, TP y TL del suelo.

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	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

PERIODOS "TP" Y "TL"				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma Técnica E.030 de "Diseño sismorresistente" del RNE.

d. Factor de amplificación sísmica (C)

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo. De acuerdo a las características de sitio, se define por las siguientes ecuaciones:

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

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

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

Ecuación 2: Factor de amplificación sísmica (C).

e. Categoría de la edificación

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	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 Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Figura 4: Categoría de la edificación y factor de uso.

Fuente: Norma Técnica E.030 de “Diseño sismorresistente” del RNE.

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1.5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

f. Sistema estructural y coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R_o)

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_d (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
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(**)
(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido. (**) Para diseño por esfuerzos admisibles.	

Figura 5: Coeficiente básico de reducción de la fuerza.

Fuente: Norma Técnica E.030 de “Diseño sismorresistente” del RNE.

Una vez culminado este procedimiento se continua con el análisis estático y dinámico para los elementos estructurales de acuerdo a la normativa E.030 para el diseño sismorresistente.

Una vez concluida la estructura convencional, se realizará las modificaciones respectivas para el diseño de la estructura aislada, en el software ETABS, modificando el factor $U=1$, de acuerdo a la norma E.030 diseño sismorresistente. De la misma forma adoptaremos con la normativa E.031 y ASCE 7-10 para el diseño de estructura aislada.

Definiremos el sismo de diseño y sismos máximo esperado para su verificación de desplazamientos permitidos según los aisladores prediseñados en función a la carga axial transmitida por la estructura, y finalmente logrando estar dentro de los parámetros de desplazamiento.

De la misma forma se realizará el diseño estructural de vigas, columnas y placas conforme al NTE E.060 del sistema aislado.

Por último, compararemos resultados de ambos sistemas, para poder obtener una recomendación y conclusiones de las ventajas y desventajas de ambos sistemas.

2.6. Aspectos éticos

En esta tesis se ha referenciado cada una de las tablas, figuras, formulas y citas que se han sido tomadas de otras investigaciones y las tablas nuestras han sido referenciadas como elaboración propia considerando todos los derechos intelectuales de los autores.

CAPITULO III – RESULTADOS

3.1.Ubicación de la zona de estudio

El lugar donde se realizará el presente estudio está ubicado en la Urbanización San Isidro II – etapa Mz. J lote 26, localizada en la ciudad de Trujillo, el área del terreno donde se proyecta la edificación de 6 niveles de uso multifamiliar es de 12m. x 20m.

3.2.Desarrollo de la investigación

De acuerdo al tipo de estructura en este caso una estructura para vivienda multifamiliar de 6 niveles con un área de 240 m², se realizó 01 calicata debido al área y al terreno homogéneo.

3.3.Estudio de mecánica de suelos

A. Normatividad

Las investigaciones se han desarrollado según lo exigido en las normas Técnicas, bajo la supervisión de personal calificado.

La presente investigación está elaborada para cumplir con las normas técnicas del Reglamento Nacional de Edificaciones:

E.030 “Diseño sismo resistente”

E.060 “Concreto Armado”

E.050 “Suelos y cimentaciones”

E.020 “Cargas”

E.031 “Aislamiento Sísmico”

B. Sismicidad

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y la norma E.030 – diseño sismo resistente, se deberá tomar los siguientes valores:

a) Factor Zona = 0.45

b) Condiciones Geotécnicas = El suelo pertenece al perfil tipo S3.

c) Periodo de vibración del suelo: $T_p = 1.0$ seg.

d) Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante:

$T_L = 1.60$ seg.

e) Factor de amplificación del suelo Tipo S3: $S = 1.10$

f) Factor de uso: $U= 1.0$

g) Factor de amplificación sísmica: $C= 2.5$

C. Ensayos de laboratorio

En el laboratorio se verifico la clasificación visual de todas las muestras obtenidas y se escogieron muestras representativas para ejecutar con ellas los siguientes ensayos:

Tabla 4: Normas Aplicadas.

ENSAYO	NORMA APLICABLE
Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D422
Contenido de Humedad	ASTM D2216
Limites Líquido y plástico	ASTM D4318
Clasificación SUCS	ASTM D2487
Densidad Unitaria	ASTM D1556

Fuente: Elaboración propia

D. Características del subsuelo

- Perfil del suelo

El perfil del suelo está conformado de la siguiente manera:

CALICATA N°1:

0.20 – 3.00 m. Está conformado por Arena pobremente graduada, de color beige claro, de regular humedad y compacidad media, clasificado según SUCS como “SP”, con finos no plásticos, de textura áspera granular. (Ver anexo 01)

- Nivel freático

No se detectó el nivel de la napa freática (NAF).

E. Calculo de Capacidad de carga admisible y asentamiento

- Calculo de la capacidad de carga admisible:

Se ha determinado la capacidad portante admisible del terreno en base a las características del subsuelo. La capacidad de carga se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y los parámetros de Vesic.

Tabla 5: Cálculo de Parámetros

UBICACIÓN	SUELO	Y	C	$\phi(^{\circ})$
		(Tn/m ³)	(kg/cm ²)	

DPL -1	SP	1.681	0	32.26
--------	----	-------	---	-------

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6: Cálculo de Parámetros.

CIMENTO CORRIDO			CIMENTO CUADRADO		
$q_c = 2/3cN'cSc + YDfN'qSq + 0.5YBN'YSY$			$q_c = 0.867cN'cSc + YDfN'qSq + 0.4YBN'YSY$		
$q_c =$	22.93	Ton/m ²	$q_c =$	27.05	Ton/m ²
$q_c =$	2.29	kg/cm ²	$q_c =$	2.7	kg/cm ²
$q_{adm} =$	0.76	kg/cm ²	$q_{adm} =$	0.9	kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia

Estos datos fueron obtenidos de acuerdo a los ensayos realizados en el lugar de estudio (Ver Anexo 02)

3.4. ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL SEGÚN NORMA E.30

3.4.1. Predimensionamiento de elementos estructurales

Las siguientes recomendaciones fueron tomadas de la norma E.060 y del libro “Estructuración y diseño de concreto armado” del Ing. Antonio Blanco Blasco.

A. Pre dimensionamiento de losa aligerada:

Para el Predimensionamiento de losa aligerada, tomaremos peraltes según la norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones, que recomienda que el peralte mínimo para no chequear deflexiones en losas aligeradas continuas es:

Tabla 7: Pre dimensionamiento losa aligerada.

Pre dimensionamiento de la losa aligerada		
$h \geq L/25$		
Luz libre de losa aligerada	L =	3.35 m
Espesor de losa	h =	0.13 m
Espesor de losa def.	h def. =	0.20 m

Fuente: Elaboración propia.

B. Pre dimensionamiento de vigas:

Tabla 8: Predimensionamiento de vigas en ambas direcciones.

$h \geq L/16 ; L/10 \text{ a } L/12 ; b = B/20$

Pre dimensionamiento de la viga principal		
Luz libre del pórtico principal	L =	4.75 m
Luz libre del pórtico secundario	B =	3.30 m
Peralte de viga	h =	0.43 m
Peralte de viga definitivo	h def. =	0.45 m
Base de la viga	b =	0.30 m
Base de la viga definitivo	b def. =	0.30 m

EJE X

Pre dimensionamiento de la viga secundaria		
Luz libre del pórtico principal	L =	3.30 m
Luz libre del pórtico secundario	B =	4.75 m
Peralte de viga	h =	0.33 m
Peralte de viga definitivo	h def. =	0.40 m
Base de la viga	b =	0.23 m
Base de la viga definitivo	b def. =	0.30 m

Fuente: Elaboración propia.

C. Pre dimensionamiento de columnas:

Tabla 9: Predimensionamiento Columnas.

C - 1		COLUMNA CENTRAL			
DATOS:					
F'c =	210 kg/cm ²	Wp =	0.00 tn/m ²		
F'y =	4200 kg/cm ²	P. estimado=	1.00 tn/m ²		
Pre dimensionamiento de columnas					
L =	3.15 m	Tipo de Col:	1		
B =	3.68 m	n =	0.45		
	---	---			
At =	11.59 m ²	Wu =	1.00 Tn/m ²		
f'c =	210 kg/cm ²	# de Pisos =	6.0		
bd =	736.00 cm ²	Ppiso =	11.592 Tn		
b = d =	27.13 cm	P =	69.552 Tn		
	---	---	69.55		
Sección de columna def.					
30.00 cm	30.00 cm	si cumple la sección			
900.00 cm ²					
C - 1		COLUMNA LATERAL			
DATOS:					
F'c =	210 kg/cm ²	Wp =	0.00 tn/m ²		
F'y =	4200 kg/cm ²	P. estimado=	1.00 tn/m ²		
Pre dimensionamiento de columnas					
L =	1.45 m	Tipo de Col:	1		
B =	3.68 m	n =	0.35		
	---	---			

At =	5.34 m ²	Wu =	1.00 Tn/m²	
f'c =	210 kg/cm²	# de Pisos =	6.0	
bd =	435.59 cm ²	Ppiso =	5.336 Tn	
b = d =	20.87 cm	P =	32.016 Tn	
	---	---	32.02	
Sección de columna def.				
30.00 cm	30.00 cm	si cumple la sección		
900.00 cm ²				
C - 1	COLUMNA ESQUINERA			
DATOS:				
F'c =	210 kg/cm²	Wp =	0.00 tn/m²	
F'y =	4200 kg/cm²	P.estimado=	1.00 tn/m²	
Pre dimensionamiento de columnas				
L =	2.11 m	Tipo de Col:	1	
B =	2.25 m	n =	0.35	
	---	---		
At =	4.75 m ²	Wu =	1.00 Tn/m²	
f'c =	210 kg/cm²	# de Pisos =	6.0	
bd =	388.01 cm ²	Ppiso =	4.753 Tn	
b = d =	19.70 cm	P =	28.519 Tn	
	---	---	28.52	
Sección de columna def.				
30.00 cm	30.00 cm	si cumple la sección		
3.4 m ²				

Fuente: Elaboración propia.

3.4.2. Análisis sísmico según la norma Reglamento Nacional de Edificaciones – E.030

A continuación, se presenta el modelo de sistema convencional 3D en el software ETABS.

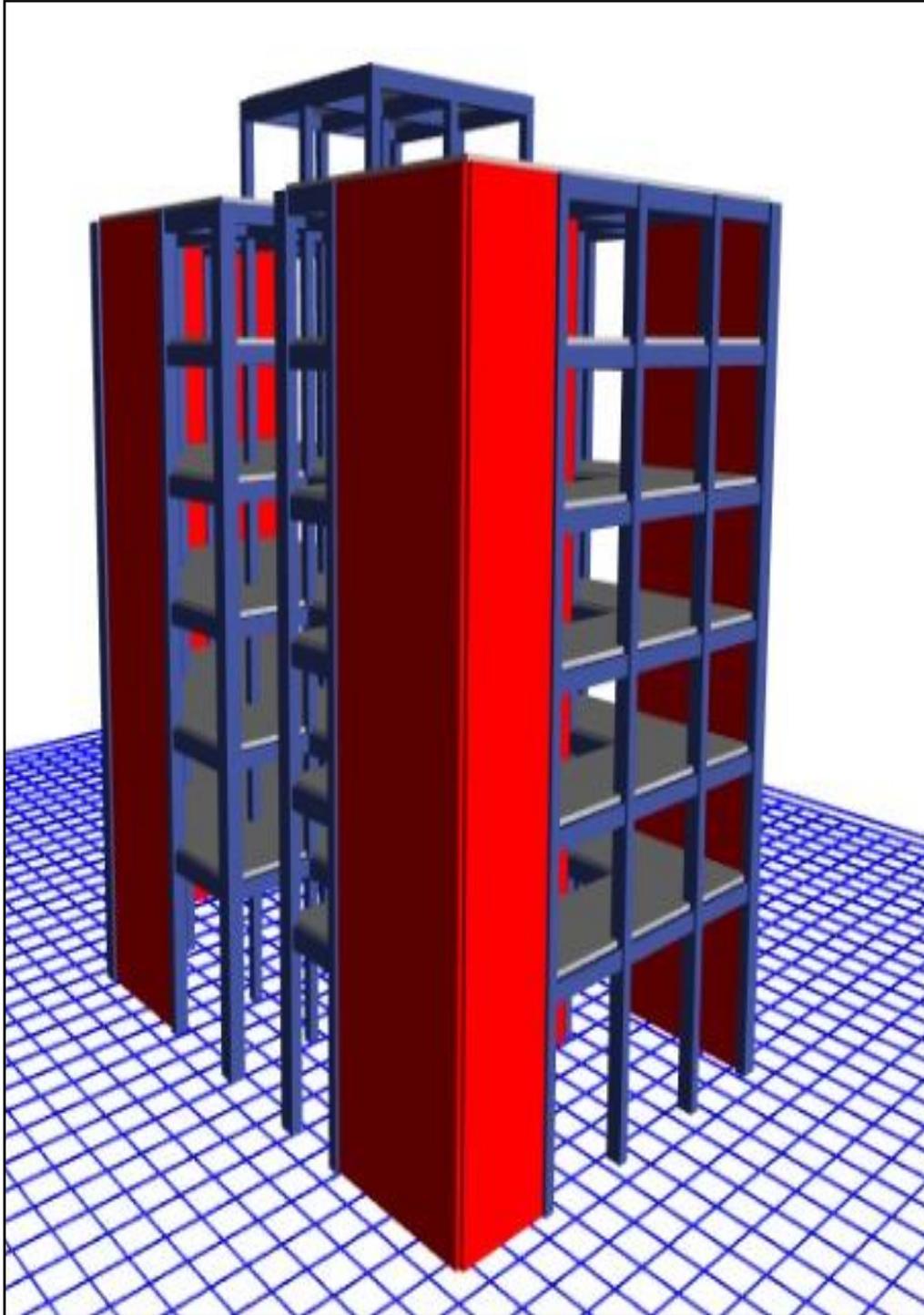


Figura 6: Modelo tridimensional de la edificación.

Fuente: Elaboración propia ETABS.

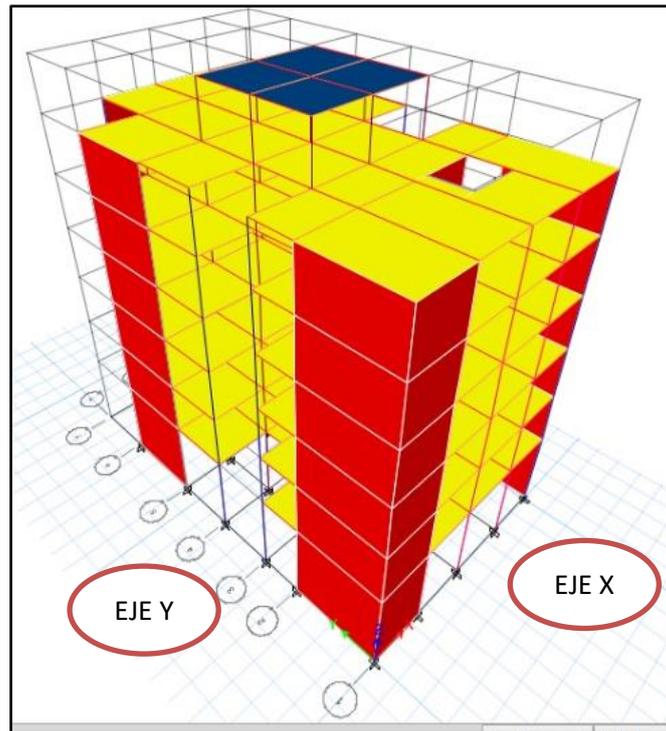


Figura 7: Modelo tridimensional de la edificación.

Fuente: Elaboración propia ETABS.

La estructuración se realizó en un plano de 12x20m (Ver Anexo 04.a)

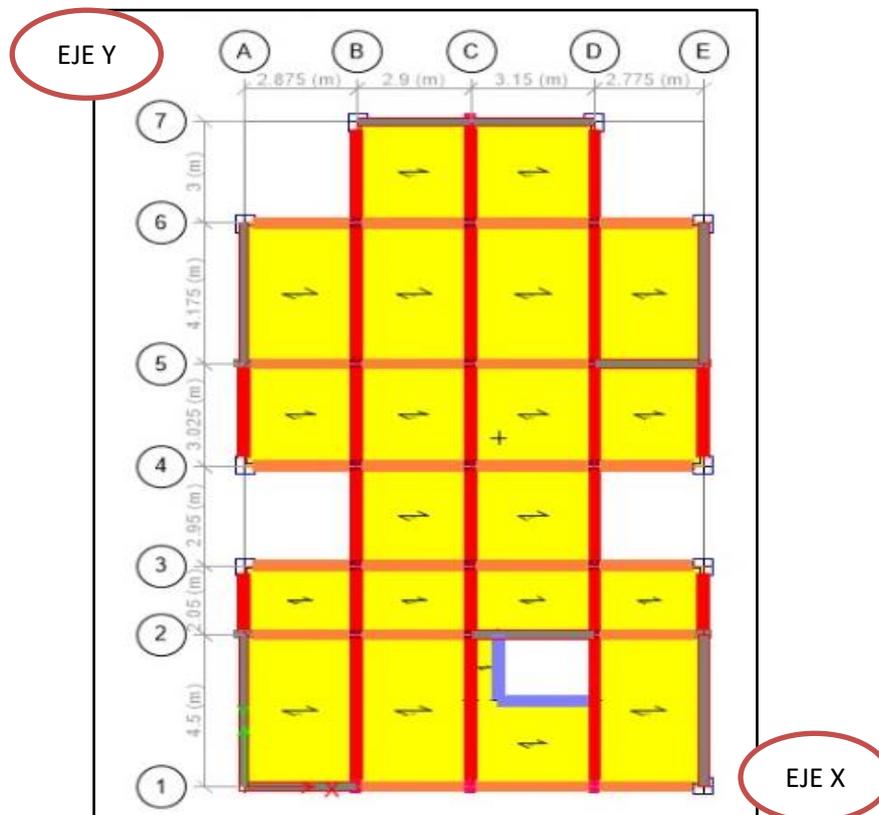


Figura 8: Modelo en planta de la edificación.

Fuente: Elaboración propia ETABS.

3.4.2.1. Análisis de irregularidad estructural

A continuación, se presentan las verificaciones de irregularidades en el modelo empotrado:

a) Irregularidad estructural en altura “Ia”

- Verificación de Irregularidad de rigidez – piso blando.

Tabla 10: DIRECCION X-X

PISO	Load Case	Fuerza cortante de entepiso	Drift X	Rigidez de entepiso	Diferencia de rigidez de entepiso tonf/m	70 %RIGIDEZ	VERIFICACION
		tonf	m	tonf/m			
AZOTEA	SDXX	23.9	0.002086	11498	11498	8049.0	REGULAR
TECHO 6	SDXX	77.1	0.001431	53866	42367	29657.5	REGULAR
TECHO 5	SDXX	141.4	0.001494	94661	40795	28556.8	REGULAR
TECHO 4	SDXX	188.3	0.001491	126378	31716	22201.3	REGULAR
TECHO 3	SDXX	222.4	0.001392	159777	33399	23380.0	REGULAR
TECHO 2	SDXX	245.8	0.001168	210436	50658	35461.2	REGULAR
TECHO 1	SDXX	260.1	0.000933	278724	68287		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11: DIRECCION Y-Y

PISO	Load Case	Fuerza cortante de entepiso	Drift Y	Rigidez de entepiso	Diferencia de rigidez de entepiso tonf/m	70 %RIGIDEZ	VERIFICACION
		tonf	m	tonf/m			
AZOTEA	SDYY	23.8	0.001876	12687.237	12687	8881.1	REGULAR
TECHO 6	SDYY	75.0	0.001014	73981.907	61294	42906.3	REGULAR
TECHO 5	SDYY	137.3	0.001058	129824.406	55842	39089.7	REGULAR
TECHO 4	SDYY	182.7	0.001054	173254.965	43430	30401.4	REGULAR
TECHO 3	SDYY	215.7	0.000984	219218.305	45963	32174.3	REGULAR
TECHO 2	SDYY	238.7	0.000825	289221.339	70003	49002.1	REGULAR
TECHO 1	SDYY	252.9	0.000675	374647.926	85426		

Fuente: Elaboración propia.

- Irregularidad de masa o peso

Tabla 12: Resultados de Masa o Peso.

PISO	Load Case/Combo	UBICACION	P	PESO POR NIVEL	VERIFICACION	
			tonf	tonf-m		
AZOTE A	PESO=100% CM+25% C V	INFERIOR	63.96	63.96	NO APLICA	NO PRESENTA
TECHO 6	PESO=100% CM+25% C V	INFERIOR	291.68	227.72	1.26	NO PRESENTA
TECHO 5	PESO=100% CM+25% C V	INFERIOR	578.88	287.20	1.26	NO PRESENTA
TECHO 4	PESO=100% CM+25% C V	INFERIOR	866.08	287.20	1.00	NO PRESENTA
TECHO 3	PESO=100% CM+25% C V	INFERIOR	1153.29	287.20	1.00	NO PRESENTA
TECHO 2	PESO=100% CM+25% C V	INFERIOR	1440.49	287.20	1.00	NO PRESENTA
TECHO 1	PESO=100% CM+25% C V	INFERIOR	1770.74	330.25	1.15	NO PRESENTA

Fuente: Elaboración propia.

- Irregularidad geométrica vertical:

No presenta, debido a que el plano arquitectónico presenta pisos típicos.

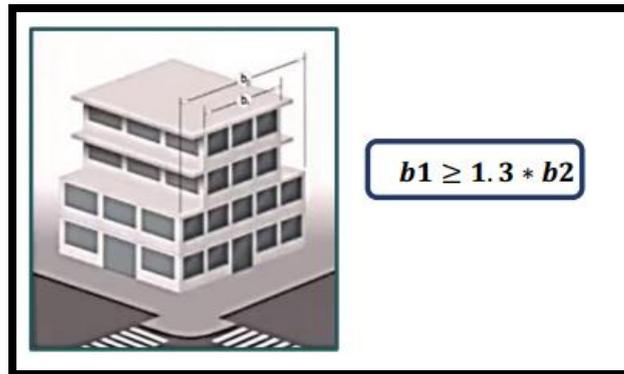


Figura 9: Irregularidad geométrica vertical.

Fuente: Norma Técnica E.030 de “Diseño sismorresistente” del RNE.

- Discontinuidad de los elementos resistentes:

No presenta, debido a que los elementos estructurales del primer hasta el último nivel son continuos, sin cambio de dimensiones y sentidos de ejes.

b) Verificación de Irregularidad estructural en planta “Ip”

- Irregularidad torsional:

Tabla 13: Dirección X-X.

PISO	Load Case/Combo	Ítem	Distorsión Máxima	Distorsión promedio	Relación
TECHO 6	DERIVA XX Max	Diaph D6 X	0.002	0.002	1.12
TECHO 5	DERIVA XX Max	Diaph D5 X	0.003	0.002	1.13
TECHO 4	DERIVA XX Max	Diaph D4 X	0.003	0.002	1.14
TECHO 3	DERIVA XX Max	Diaph D3 X	0.002	0.002	1.15
TECHO 2	DERIVA XX Max	Diaph D2 X	0.002	0.002	1.16
TECHO 1	DERIVA XX Max	Diaph D1 X	0.001	0.001	1.17

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14: Dirección Y-Y

PISO	Load Case/Combo	Ítem	Distorsión Máxima	Distorsión promedio	Relación
TECHO 6	DERIVA YY Max	Diaph D6 Y	0.002	0.002	1.18
TECHO 5	DERIVA YY Max	Diaph D5 Y	0.002	0.002	1.18
TECHO 4	DERIVA YY Max	Diaph D4 Y	0.002	0.002	1.18
TECHO 3	DERIVA YY Max	Diaph D3 Y	0.002	0.001	1.17
TECHO 2	DERIVA YY Max	Diaph D2 Y	0.001	0.001	1.17
TECHO 1	DERIVA YY Max	Diaph D1 Y	0.001	0.001	1.16

Fuente: Elaboración propia.

- Irregularidad extrema torsional:

No presenta

- Discontinuidad del diafragma:

No presenta

- Sistemas no paralelos:

No presenta

c) Resumen de análisis de Irregularidad:

Tabla 15: Resumen de factores de Irregularidades EJE X-X

RESUMEN DE ANALISIS DE IRREGULARIDAD EN EL EJE X-X			
IRREGULARIDADES ESTRUCTURA EN ALTURA "Ia"	1.1. Irregularidad de rigidez - piso blando	1.00	1.00
	1.2. Irregularidad de masa o peso	1.00	
	1.3. Irregularidad geometría vertical	1.00	
	1.4. Discontinuidad de los elementos resistentes	1.00	
IRREGULARIDADES ESTRUCTURA EN ALTURA "Ip"	2.1. Irregularidad torsional	1.00	1.00
	2.2. Irregularidad extrema torsional	1.00	
	2.3. Discontinuidad del diafragma	1.00	
	2.4. Sistemas paralelos	1.00	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 16: Resumen de factores de Irregularidades EJE Y-Y

RESUMEN DE ANALISIS DE IRREGULARIDAD EN EL EJE Y-Y			
IRREGULARIDADES ESTRUCTURA EN ALTURA "Ia"	1.1. Irregularidad de rigidez - piso blando	1.00	1.00
	1.2. Irregularidad de masa o peso	1.00	
	1.3. Irregularidad geometría vertical	1.00	
	1.4. Discontinuidad de los elementos resistentes	1.00	
IRREGULARIDADES ESTRUCTURA EN ALTURA "Ip"	2.1. Irregularidad torsional	1.00	1.00
	2.2. Irregularidad extrema torsional	1.00	
	2.3. Discontinuidad del diafragma	1.00	
	2.4. Sistemas paralelos	1.00	

Fuente: Elaboración propia.

Después de haber realizado la verificación, debido a la simetría de los planos en planta y elevaciones, se concluye que la edificación no tiene irregularidades por lo tanto se usará en ambos ejes: 1.00

3.4.2.2. Resultados de análisis sísmico (E.030)

A continuación, se presentan los periodos modales obtenidos del software:

A. Análisis de modos de vibración:

Tabla 17: Factor de masa participativo.

FACTOR DE MASA PARTICIPATIVO					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	0.329	0.7039	0.0233	0.0105
Modal	2	0.285	0.0282	0.6816	0.0255
Modal	3	0.198	0.0048	0.0272	0.7062
Modal	4	0.139	0.0358	2.98E-05	0.0007
Modal	5	0.133	3.47E-05	0.0406	0.0023
Modal	6	0.108	1.43E-05	0.0001	0.0089
Modal	7	0.072	0.1615	0.006	0.0035
Modal	8	0.063	0.0081	0.1624	0.0077
Modal	9	0.046	0.004	0.0083	0.1833
Modal	10	0.033	0.0381	0.0009	0.0013
Modal	11	0.03	0.0011	0.0363	0.0015
Modal	12	0.022	0.0023	0.0013	0.034
Modal	13	0.021	0.0088	3.17E-05	0.0032
Modal	14	0.019	0.0002	0.0091	0.0004
Modal	15	0.016	0.0026	3.29E-05	2.95E-05
Modal	16	0.015	1.77E-05	0.0022	6.39E-06
Modal	17	0.014	0.0001	0.0001	0.0087
Modal	18	0.014	0.0005	3.77E-06	8.69E-06

Se observa que los 3 modos mas importantes corresponden a modo traslacional en X (periodo 0.329s), modo traslacional en Y (periodo 0.285s) y modo rotacional (periodo 0.198s) con porcentajes de masa participativa cercanos al 70%, lo que es compatible con una estructura regular.

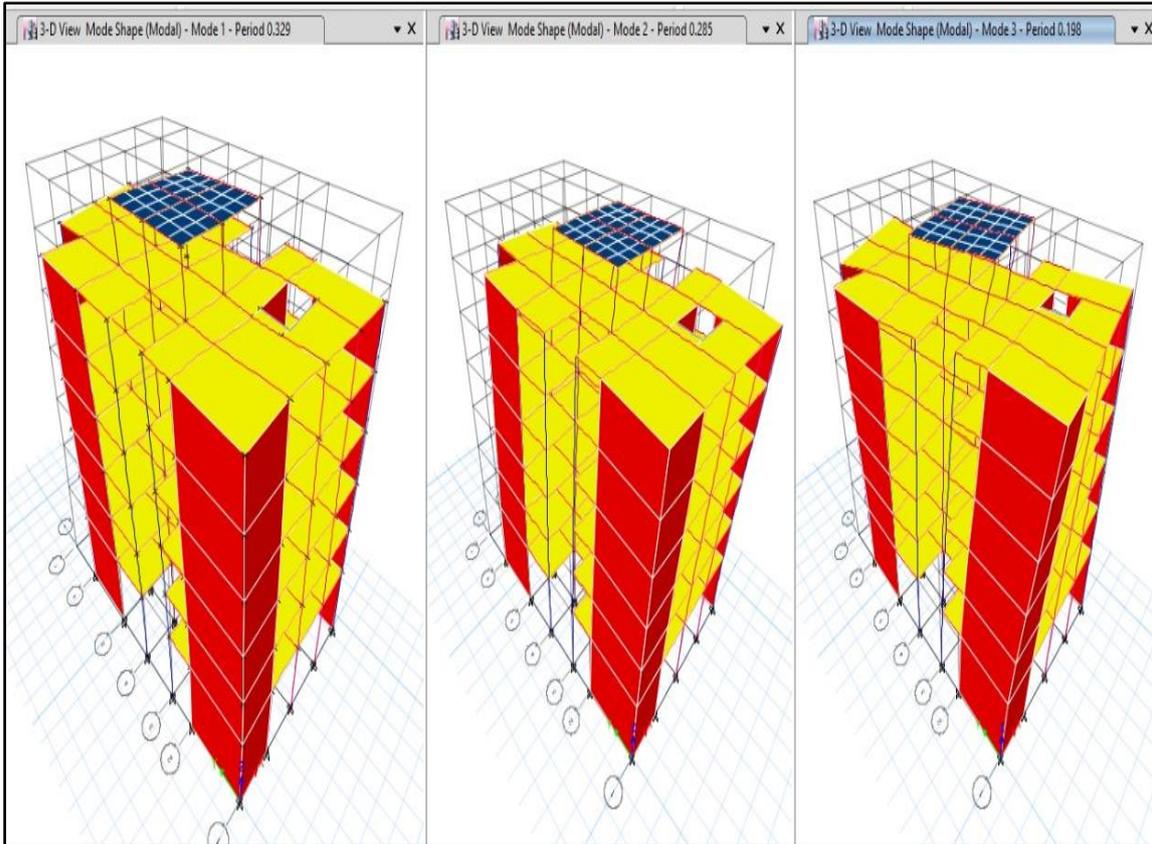


Figura 10: Resultados modos de vibración.

Fuente: Elaboración propia ETABS.

B. Factor zona:

De acuerdo a la ubicación del proyecto, nuestra edificación se ubica en la Ciudad de Trujillo tenemos que $Z = 0.45$

C. Condiciones geotécnicas:

Según el estudio de mecánica de suelos el perfil del suelo se clasifica como un S3 = Suelos blandos.

D. Parámetros de sitio (S, TP, TL):

- **Amplificación del suelo**

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	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 11: Factor del suelo.

Fuente: Norma Técnica E.030 de "Diseño sismorresistente" del RNE.

- **Periodos TP y TL**

PERIODOS "TP" Y "TL"				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Figura 12: Periodos TP Y TL.

Fuente: Norma Técnica E.030 de "Diseño sismorresistente" del RNE.

E. Factor de amplificación sísmica (C)

$T < T_p$	$C = 2.5$
$T_p < T < T_l$	$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$
$T > T_l$	$C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_l}{T^2}\right)$

Figura 13: Factor de amplificación sísmica.

Fuente: Norma Técnica E.030 de "Diseño sismorresistente" del RNE.

F. Categoría de la edificación y factor de uso:

Según la norma E.030, la edificación se encuentra en clasificación "C"

C Edificaciones Comunes	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
-----------------------------------	--	-----

Figura 14: Factor de Uso

Fuente: Norma Técnica E.030 de "Diseño sismorresistente" del RNE.

G. Sistema estructural y coeficiente básico de reducción de la fuerza sísmica (R_o)

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
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(**)

Figura 15: Coeficiente de Reducción

Fuente: Norma Técnica E.030 de "Diseño sismorresistente" del RNE.

H. Estimación del peso sísmico (P)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobre carga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías C, se tomará el 25 % de la carga viva.

Según la norma E.020:

Tabla 18: Carga Viva para Viviendas

USO	KG/m ²
VIVIENDA UNIFAMILIAR	200

Fuente: Elaboración propia.

- Metrados de cargas en losa aligerada $e= 0.20$ para el modelamiento con ETABS

PISO TIPICO:

Tabla 19: Cargas en losas aligeradas.

Peso concreto=	228	kg/m ²
Peso ladrillo=	72	kg/m ²
Piso terminado=	100	kg/m ²
carga de gravedad:	172	kg/m²
Carga viva :	200	kg/m²

Fuente: Elaboración propia.

AZOTEA:

Tabla 20: Cargas en losas aligeradas.

Peso concreto=	228	kg/m ²
Peso ladrillo=	72	kg/m ²
Piso terminado=	100	kg/m ²
carga de gravedad:	172	kg/m²
Carga viva :	50	kg/m²

Fuente: Elaboración propia.

Las cargas mostradas se tratan de cargas adicionales al peso del concreto de losa aligerada.

3.4.2.3. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes:

Tabla 21: Valores de Parámetro sísmico

T_y =	0.285 seg.
T_x =	0.329 seg.
Z =	0.45
S =	1.1.
TP =	1
TL =	1.6
U =	1
C =	2.5
R =	6
I_a =	1
I_p =	1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22: Fuerza cortante basal según análisis estático para dirección X.

PESO EDIFICIO	1626.67	
VE=ZUCS/R	0.20625	Coefficiente Sísmico
VEXX=	335.50	ton

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23: Fuerza cortante basal según análisis estático para dirección Y.

PESO EDIFICIO	1626.67	
VE=ZUCS/R	0.20625	Coefficiente Sísmico
9VEYY=	335.50	ton

Fuente: Elaboración propia.

A. Distribución de la fuerza sísmica en altura

- Distribución de fuerzas laterales en dirección XX

$$\begin{aligned}
 VEXX &= 335.50 \\
 T_x &= 0.329 \text{ s} \\
 k &= 1
 \end{aligned}$$

Tabla 24: Distribución de fuerzas laterales estáticas en Dirección X.

Story	PESO POR NIVEL	Alturas	Pi*hi^k	alfai	Fi
	TON				
LOSA TANQUES	63.96	20.45	1307.89	0.07	24.23
TECHO 06	227.72	17.95	4087.65	0.23	75.73
TECHO 05	258.39	15.2	3927.49	0.22	72.77
TECHO 04	258.39	12.45	3216.93	0.18	59.60
TECHO 03	258.39	9.7	2506.36	0.14	46.44
TECHO 02	258.39	6.95	1795.79	0.10	33.27
TECHO 01	301.44	4.2	1266.03	0.07	23.46
		SumaPi*hi^k	18108.1		335.50 ton

Fuente: Elaboración propia.

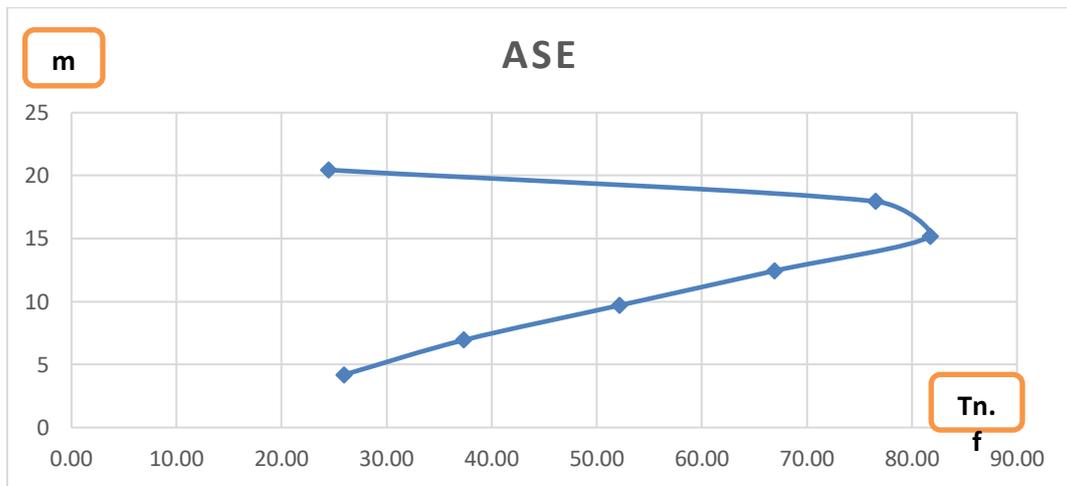


Figura 16: Distribución de Fuerza Estática en X.

Fuente: Elaboración propia.

- Distribución de fuerzas laterales en dirección YY

$$\begin{aligned}
 VE_{YY} &= 335.50 \\
 T_y &= 0.285 \text{ s} \\
 k &= 1
 \end{aligned}$$

Tabla 25: Distribución de fuerzas laterales estáticas en Dirección Y.

Story	PESO POR NIVEL	Alturas	Pi*hi^k	alfai	Fi
	TON				
LOSA TANQUES	63.96	20.45	1307.89	0.07	24.23
TECHO 06	227.72	17.95	4087.65	0.23	75.73
TECHO 05	258.39	15.2	3927.49	0.22	72.77
TECHO 04	258.39	12.45	3216.93	0.18	59.60
TECHO 03	258.39	9.7	2506.36	0.14	46.44
TECHO 02	258.39	6.95	1795.79	0.10	33.27
TECHO 01	301.44	4.2	1266.03	0.07	23.46
		SumaPi*hi^k	18108.1		335.50 ton

Fuente: Elaboración propia.

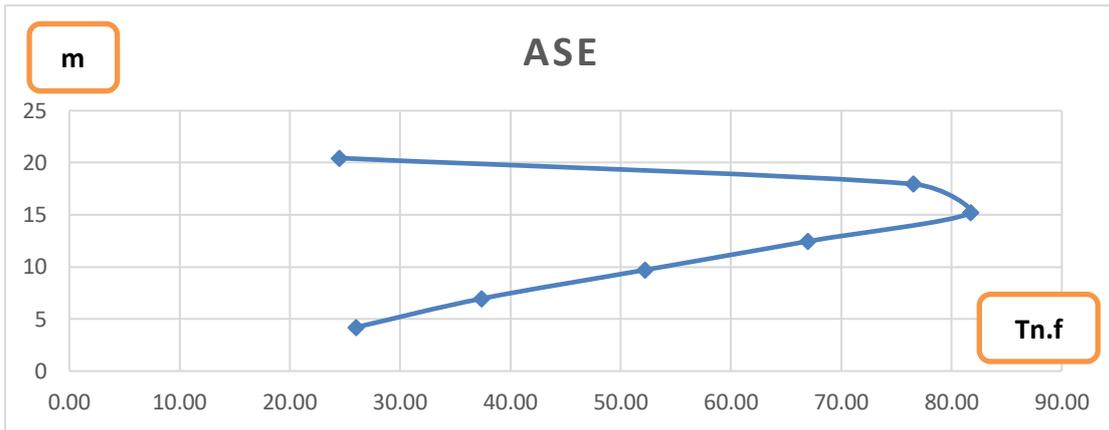


Figura 17: Distribución de Fuerza Estática en Y.
 Fuente: Elaboración propia.

B. Coeficiente sísmico para insertar en el programa ETABS

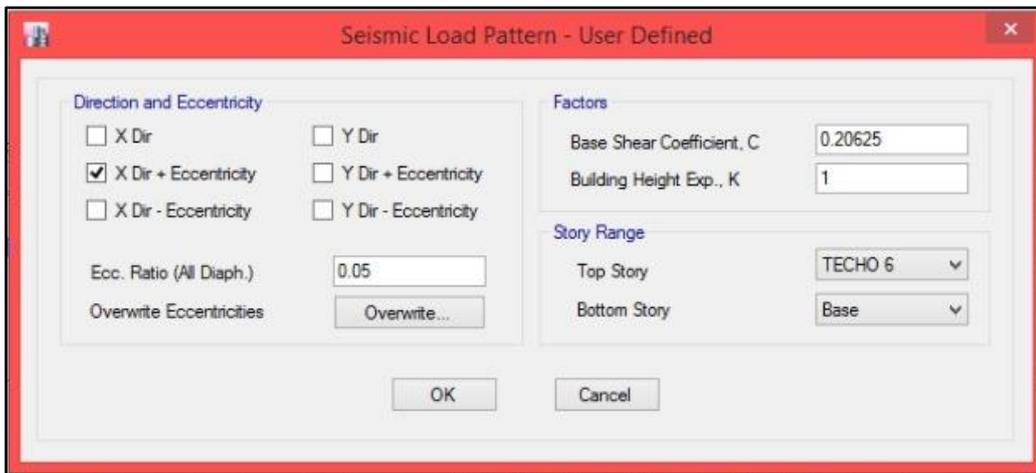


Figura 18: Coeficiente Sísmico insertado en dirección X.
 Fuente: Elaboración Propia ETABS.

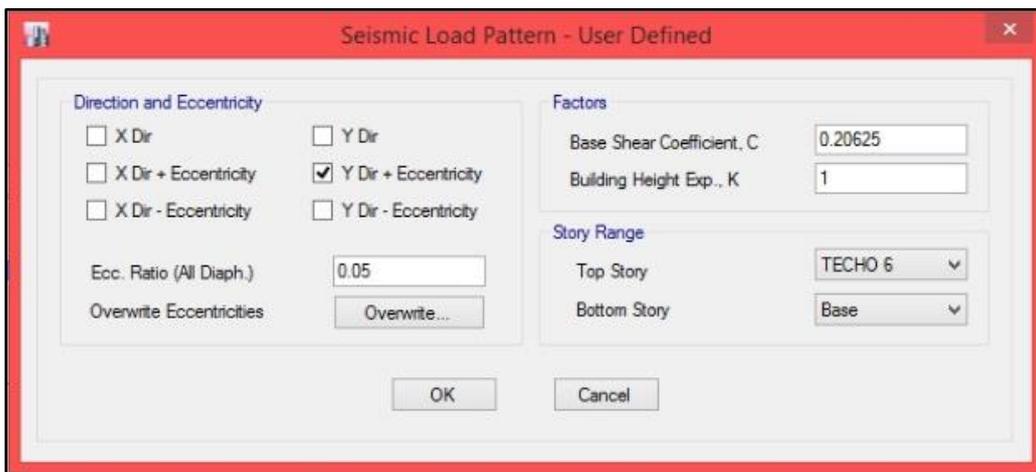


Figura 19: Coeficiente Sísmico insertado en dirección Y.
 Fuente: Elaboración propia ETABS.

Para ambos ejes se usará el mismo coeficiente.

Tabla 26: Coeficiente Sísmico

VE=ZUCS/R	0.20625	Coeficiente Sísmico
-----------	----------------	----------------------------

Fuente: Elaboración propia.

3.4.2.4. Análisis dinámico modal espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z*U*C*S}{R} * g$$

Ecuación 3: Aceleración espectral.

Para nuestra edificación se determinó la respuesta máxima elástica esperada correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración obtenidos, dicha respuesta máxima también puede estimarse mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los valores calculados para cada modo.

Por otro lado, la fuerza cortante mínima en la base no será menor al 80% de la fuerza obtenida del análisis estático por ser una estructura regular, de acuerdo a lo indicado en la norma E.030.

Tabla 27: Parámetros para Análisis Sísmico

Ty=	0.285 seg.
Tx=	0.329 seg.
Z=	0.45
S=	1.1.
TP=	1
TL=	1.6
U=	1
C=	2.5
R=	6
Ia=	1
Ip=	1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 28: Cálculo de Espectro NTE E-0.30

T	C	Sa
0	2.50	2.02331
0.1	2.50	2.02331
0.2	2.50	2.02331
0.3	2.50	2.02331
0.4	2.50	2.02331
0.5	2.50	2.02331
0.6	2.50	2.02331
0.7	2.50	2.02331
0.8	2.50	2.02331
0.9	2.50	2.02331
1	2.50	2.02331
1.1	2.27	1.83938
1.2	2.08	1.68609
1.3	1.92	1.55639
1.4	1.79	1.44522
1.5	1.67	1.34888
1.6	1.56	1.26457
1.7	1.38	1.12017
1.8	1.23	0.99917
1.9	1.11	0.89676
2	1.00	0.80933
2.1	0.91	0.73408
2.2	0.83	0.66886
2.3	0.76	0.61197
2.4	0.69	0.56203
2.5	0.64	0.51797
2.6	0.59	0.47889
2.7	0.55	0.44407
2.8	0.51	0.41292
2.9	0.48	0.38493
3	0.44	0.35970
3.1	0.42	0.33687
3.2	0.39	0.31614
3.3	0.37	0.29727
3.4	0.35	0.28004
3.5	0.33	0.26427
3.6	0.31	0.24979

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

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

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

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

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

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

3.7	0.29	0.23647
3.8	0.28	0.22419
3.9	0.26	0.21284
4	0.25	0.20233
4.1	0.24	0.19258
4.2	0.23	0.18352
4.3	0.22	0.17508
4.4	0.21	0.16722
4.5	0.20	0.15987
4.6	0.19	0.15299
4.7	0.18	0.14655
4.8	0.17	0.14051
4.9	0.17	0.13483
5	0.16	0.12949

Fuente: Elaboración propia.

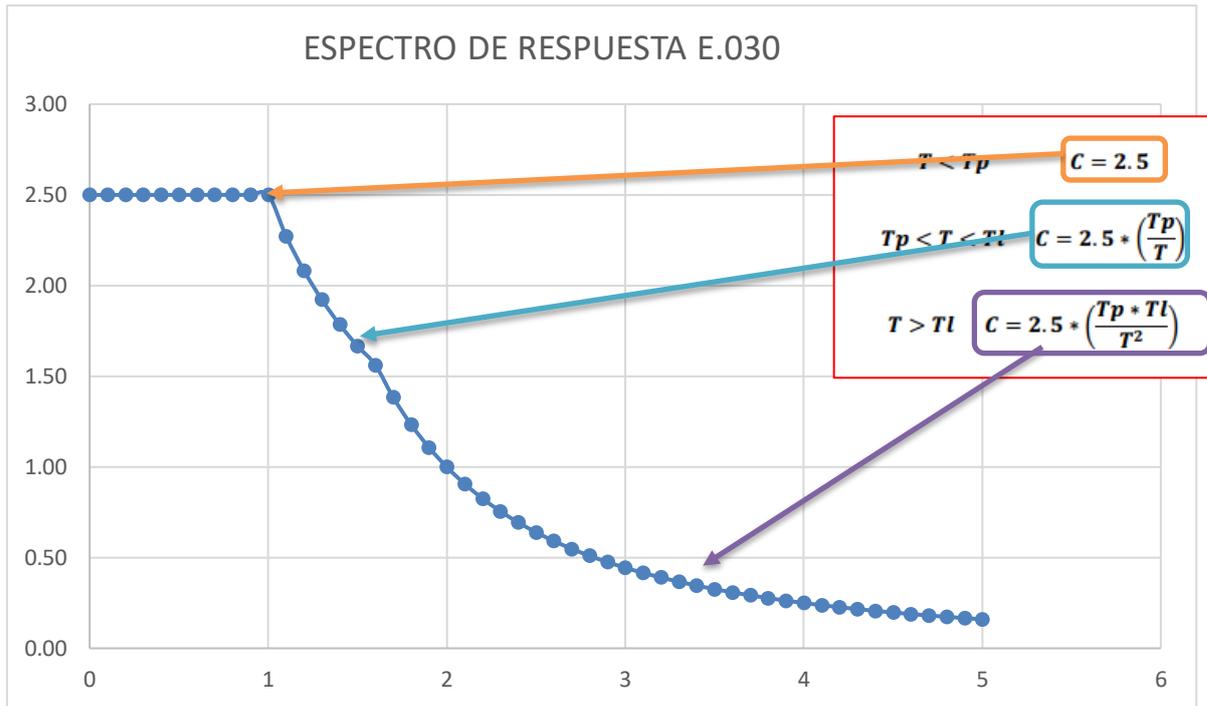


Figura 20: Espectro de Respuesta NTE E-0.30
 Fuente: Elaboración propia

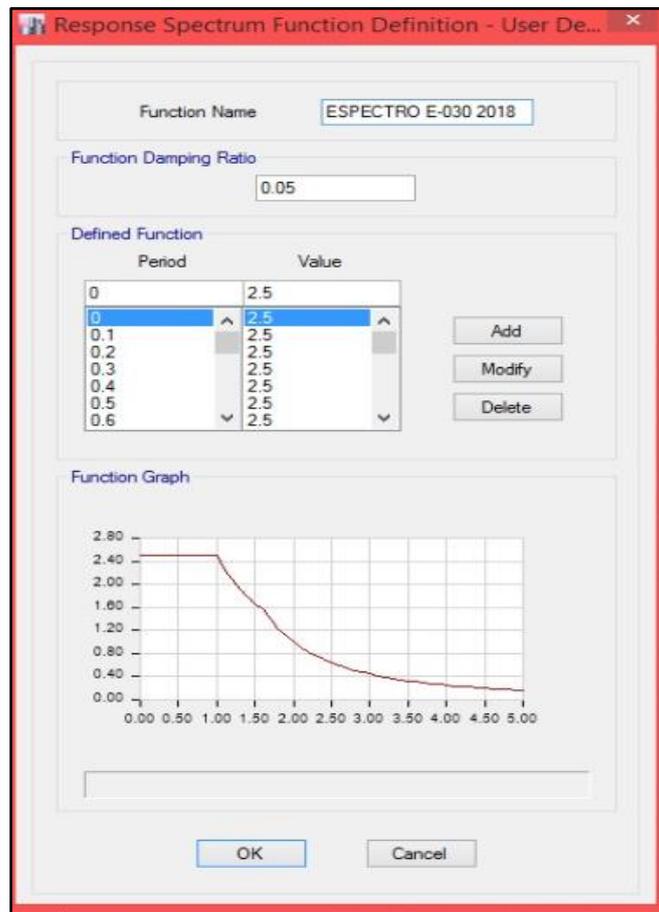


Figura 21: Ingreso de espectro de respuesta al programa.
 Fuente: Elaboración propia ETABS.

A. Fuerza cortante dinámica:

Estos resultados obtenidos son menores a las fuerzas estáticas.

Tabla 29: Resultados de cortantes por sismo dinámico en ambas direcciones

PISO	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY
			tonf	tonf	tonf
LOSA TANQUE	SDXX Max	Bottom	0	23.7	4.4
LOSA TANQUE	SDYY Max	Bottom	0	4.5	23.6
TECHO 6	SDXX Max	Bottom	0	75.9	16.3
TECHO 6	SDYY Max	Bottom	0	16.3	73.9
TECHO 5	SDXX Max	Bottom	0	132.5	28.8
TECHO 5	SDYY Max	Bottom	0	28.9	128.6
TECHO 4	SDXX Max	Bottom	0	173.9	37.8
TECHO 4	SDYY Max	Bottom	0	37.8	168.5
TECHO 3	SDXX Max	Bottom	0	203.9	44.3
TECHO 3	SDYY Max	Bottom	0	44.3	197.7
TECHO 2	SDXX Max	Bottom	0	224.7	48.9
TECHO 2	SDYY Max	Bottom	0	48.9	218.0
TECHO 1	SDXX Max	Bottom	0	237.5	51.7
TECHO 1	SDYY Max	Bottom	0	51.7	230.9

Fuente: Elaboración propia ETABS.

3.4.2.5. Fuerza cortante mínima obtenidos del programa ETABS

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante dinámica en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % de la cortante estática para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Al ser un edificio regular, la cortante dinámica no será menor que el 80% de la cortante estática; en caso lo sea, se aplica un factor de escala (fe).

Tabla 30: Fuerza cortante mínima de diseño.

	COEF. SISMICO	PESO EDIFICA (Tn)	CORTANTE ESTATICA (Tn)	CORTANTE DINÁMICA (Tn)	FACTOR ESCALA	V.DISEÑO (Tn)
	VX=ZUCxS/Rx	0.20625	1626.67	335.50	237.45	
VY=ZUCyS/Ry	0.20625	1626.67	335.50	230.84	1.162721	268.40

Fuente: Elaboración propia.

3.4.2.6. Control de distorsión de entrepiso

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Tabla 31: Control de distorsión de entrepiso.

LIMITES PARA LA DISTORSION DEL ENTREPISO	
Material predominante	Δ_i/b_e
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.01
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Elaboración propia.

A. DIRECCION DE ANALISIS X-X

Tabla 32: Dirección de análisis en X-X.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	LIM. DE DISTORSION	
TECHO 6	DERIVA XX Max	X	0.002	0.007	CUMPLE
TECHO 5	DERIVA XX Max	X	0.003	0.007	CUMPLE
TECHO 4	DERIVA XX Max	X	0.003	0.007	CUMPLE
TECHO 3	DERIVA XX Max	X	0.002	0.007	CUMPLE
TECHO 2	DERIVA XX Max	X	0.002	0.007	CUMPLE
TECHO 1	DERIVA XX Max	X	0.001	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

B. DIRECCION DE ANALISIS Y-Y

Tabla 33: Dirección de análisis en Y-Y.

Piso	Load Case/Combo	Direction	Drift	LIM. DE DISTORSION	
TECHO 6	DERIVA YY Max	Y	0.0018	0.007	CUMPLE
TECHO 5	DERIVA YY Max	Y	0.0019	0.007	CUMPLE
TECHO 4	DERIVA YY Max	Y	0.0019	0.007	CUMPLE
TECHO 3	DERIVA YY Max	Y	0.0017	0.007	CUMPLE
TECHO 2	DERIVA YY Max	Y	0.0015	0.007	CUMPLE
TECHO 1	DERIVA YY Max	Y	0.0008	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

3.4.3. Diseño de la Superestructura

El análisis de pórticos, vigas o losas continuas, son realizados generalmente usando métodos clásicos como el de Cross o métodos más modernos, como el de rigidez el cual se ha utilizado mediante el programa ETABS.

El edificio en estudio será diseñado cumpliendo los requisitos establecidos en el RNE de concreto armado E060. Lo establecido en ella, es que en cualquier elemento estructural la demanda de resistencia (R_u) nunca supere la resistencia que estos puedan proveer (ΦR_n):

La resistencia de diseño (ΦR_n) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada multiplicando esta por los factores (Φ) de reducción de resistencia especificados a continuación.

- Para flexión sin carga axial $\Phi=0.90$
- Para carga axial y carga axial con flexión $\Phi=0.90$
- Carga axial de tracción con o sin flexión $\Phi=0.90$
- Carga axial de compresión con o sin flexión
- Elementos con refuerzo en espiral $\Phi=0.75$
- Otros elementos $\Phi=0.70$

- Para cortante y torsión $\Phi=0.85$
- Para aplastamiento en el concreto $\Phi=0.70$

La norma E060 del RNE, establece que la resistencia requerida o última (U), solicitaciones en condiciones extremas, se pueden estimar mediante combinaciones de carga magnificadas por factores según su naturaleza. Para edificaciones, se identifican cargas muertas (CM), vivas (CV), empuje del suelo (CE) y sísmicas (CS), estas combinaciones son las siguientes:

$$U=1.4CM+1.7CV$$

$$U=1.25(CM+CV)\pm CS$$

$$U=0.9CM\pm CS$$

$$U=1.4CM+1.7(CV+CE)$$

$$U=0.9CM+1.7CE$$

Ecuación 4: Cargas ultimas para envoltente.

3.4.3.1. Diseño de Viga

Dirección XX:

Para el diseño por flexión de vigas se tomará el eje 5-5 del techo 03 del plano del sistema convencional (Ver Anexo 04.a), debido a su ubicación en el centro de la edificación en dirección **XX** y porque cuenta con un muro estructural, y se optó por el tercer piso, porque buscamos tener un nivel intermedio de los 6 niveles para realizar la comparación con la edificación de base aislada:

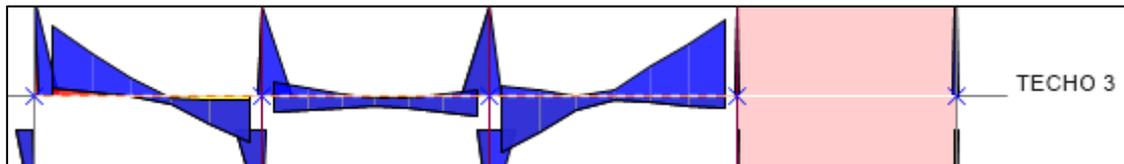


Figura 22: Diagrama de envoltente de momentos flectores de la viga en el eje 5-5 del techo 03(Ton.m)

Fuente: Elaboración propia ETABS.

A continuación, se muestra los momentos obtenidos a cara de columna y centro de los 3 tramos del Eje 5-5:

Mu (Etabs) Tramos	EJE 5-5 PISO 03								
	2.875 m			2.9 m			3.15 m		
M (-) Tnf.m	8.85	1.07	0.71	1.61	0.45	0.63	1.20	0.80	9.62
M (+) Tnf.m	1.02	0.54	6.04	2.02	1.27	2.62	7.29	0.50	1.66

Figura 23: Momentos flectores de diseño.

Fuente: Elaboración propia ETABS.

A continuación, se muestra los parámetros de diseño para el diseño de la viga:

Altura de Viga	0.40 m
Peralte Efectivo	0.32 m
Ancho de viga	0.30 m

$$\begin{aligned}F'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ Fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Antes de proceder con el diseño, hallaremos los valores máximos y mínimos de acero para la viga analizada:

$$AS_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

Ecuación 5: Acero mínimo en vigas.

Reemplazando obtenemos:

$$AS_{min} = 2.32 \text{ cm}^2$$

Reemplazando obtenemos:

$$AS_{max} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * B1 * f'c}{fy} * \left(\frac{6000}{fy + 6000} \right) \right) * b * d$$

Ecuación 6: Acero máximo en vigas.

$$AS_{max} = 15.3 \text{ cm}^2$$

Se realizó el cálculo de refuerzos longitudinales y bastones para la viga con los resultados obtenidos a través del software Etabs.

EJE 5-5 PISO 03									
A*s(cm2)	8.13	2.50	2.50	1.80	0.73	0.73	2.72	3.21	8.93
Necesario	3.84	2.50	5.35	2.27	1.77	2.96	6.55	2.72	4.19
3 Ø 5/8"									
A*s Colocado FC									
B	2Ø1/2"							1Ø1/2"+1Ø5/8"	
B						1Ø1/2"			
FC									
3 Ø 5/8"									
A*s (cm2)	8.55	5.97	5.97	5.97	5.97	5.97	5.97	5.97	9.25
	5.97	5.97	5.97	5.97	5.97	5.97	7.26	5.97	5.97
(1/ro)	112	161	161	161	161	161	161	161	104
	161	161	161	161	161	161	132	161	161
w	0.178	0.124	0.124	0.124	0.124	0.124	0.124	0.124	0.193
	0.124	0.124	0.124	0.124	0.124	0.124	0.151	0.124	0.124
w(1-0.59w)	0.159	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115	0.171
	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115	0.138	0.115	0.115
VERIFICACION									
Mu (mi) ØMn	9.26	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	9.92
	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	8.00	6.69	6.69
ØMn > Mu									

Figura 24: Refuerzos longitudinales y bastones para viga.

Fuente: Elaboración propia Excel.

Para el diseño por corte de vigas se tomará el mismo eje 5-5 del techo 03:

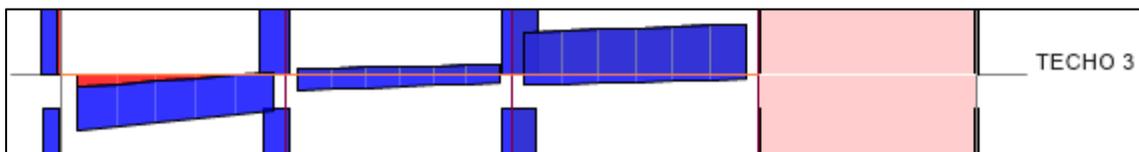


Figura 25: Diagrama de envolvente de fuerza cortante de la viga en el eje 5-5 del techo 03(Ton.m)

Fuente: Elaboración propia ETABS

A continuación, se muestra la fuerza cortante obtenida a cara de columna y centro de los 3 tramos del Eje 5-5:

EJE 5-5 PISO 03									
Vu (Etabs)	2.875 m			2.9 m			3.15 m		
Tramos	2.875 m			2.9 m			3.15 m		
Vu Tn.f(+)	1.59	0.72	0.21	0.62	0.96	1.30	5.42	5.93	6.45
Vu Tn.f(-)	7.20	6.00	4.71	2.04	1.57	1.10	1.37	1.00	0.63

Figura 26: Fuerza Cortante de Diseño.

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Se realizó el diseño por cortante con los valores máximos obtenidos a lo largo del eje 5-5 del techo 03, con las siguientes formulas:

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

$$V_s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_s + V_c$$

Ecuación 7: Ecuaciones para el diseño por corte.

La fuerza cortante es tomada a una distancia “d” de la cara del elemento de apoyo para el tramo con mayor carga, obteniendo un valor de:

$$V_{ud} = 6.88 \text{ Tn.f}$$

Calculo de ϕV_c con los valores:

Tabla 34: Propiedades y características de la viga.

F'c=	210	kg/cm ²
b=	30.00	cm
d=	32.00	cm

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Entonces se obtiene un valor de:

$$\phi V_c = 6.27 \text{ Tn.f}$$

Calculo de ϕV_s , usando estribos de 3/8:

$$V_s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

Como son ramas -> $A_v = 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 32.00 \text{ cm}$$

$$s = d/2 = 16 \text{ cm}$$

Reemplazando

$$V_s = 11.93 \text{ Tn.f}$$

El aporte del estribo es:

$$\phi V_s = 10.14 \text{ Tn.f}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 16.41 \text{ Tn.f}$$

Como ϕV_n es mayor que V_{ud} , se puede trabajar con el espaciamiento máximo para todo el tramo de la viga:

$$S_{min} = S_{max} = \frac{d}{2} = 16 \text{ cm}$$

Requisitos para vigas en sistemas de muros estructurales de acuerdo a la NTE 060. Cap.21.4.3.

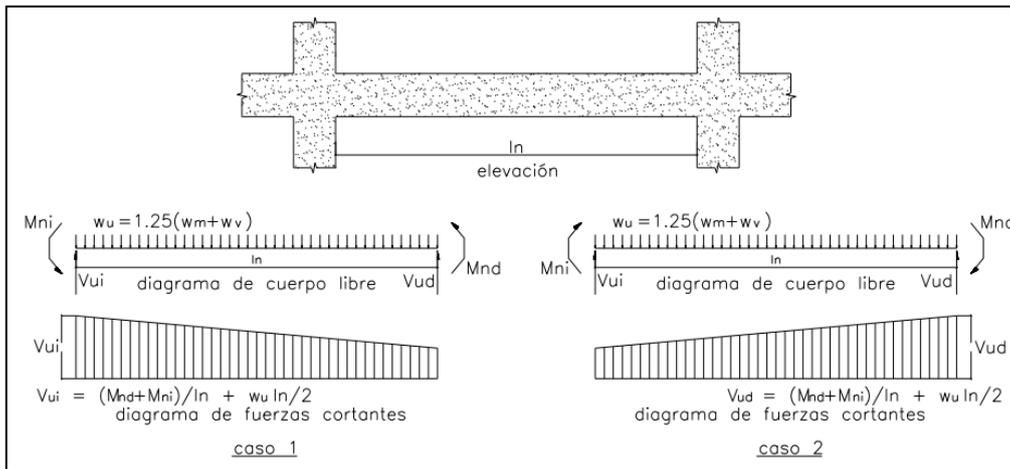


Figura 27: Fuerza cortante de diseño en vigas

Fuente: NTE 060, Capítulo 21.

Calculo de Mn para los tramos de la viga en el Eje 5-5:

Ln	TRAMO 01			TRAMO 02			TRAMO 03		
	2.5 m			2.6 m			2.85		
ØMn sup. (Tnf.m)	9.26	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	9.92
ØMn inf. (Tnf.m)	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	8.00	6.69	6.69
Mn sup. (Tnf.m)	10.28	7.43	7.43	7.43	7.43	7.43	7.43	7.43	11.02
Mn inf. (Tnf.m)	7.43	7.43	7.43	7.43	7.43	7.43	8.89	7.43	7.43

Figura 28: Momento Nominal en vigas

Fuente: Elaboración propia.

Calculamos la combinación $W_u = 1.25 (CM + CV)$, para obtener las fuerzas cortantes en el tramo 03:

PP. viga:	0.288	Tn/m	A. Tributario		
CM':	400	kg/m ²	3.30	1.32	Tn/m
CV:	200	kg/m ²	3.30	0.66	Tn/m
Entonces:			CM:	1.608	Tn/m
			CV:	1.608	Tn/m
			Wu:	4.02	Tn/m

Caso 01:

$$V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2}$$

$$V_{ui} = 10.95 \text{ Tn. f}$$

Caso 02:

$$V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2}$$

$$V_{ud} = 12.71 \text{ Tn. f}$$

Entonces:

$$V_{ui} \leq \phi V_n$$

$$V_{ud} \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = 16.41 \text{ Tn. f}$$

Calculo de separación de estribos cerrados de confinamiento de acuerdo a la NTE 060.
Cap. 21.4.4.4.

Zona de confinamiento: $2.h = 2 \times 0.40 \text{ m} = 0.80 \text{ m}$

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;

(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;

(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;

(d) 300 mm.

Escogiendo el menor y reemplazando en (a), tenemos: $32/4 = 8 \rightarrow 15 \text{ cm}$

En la zona central los estribos deben estar espaciados a no más de $0,5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

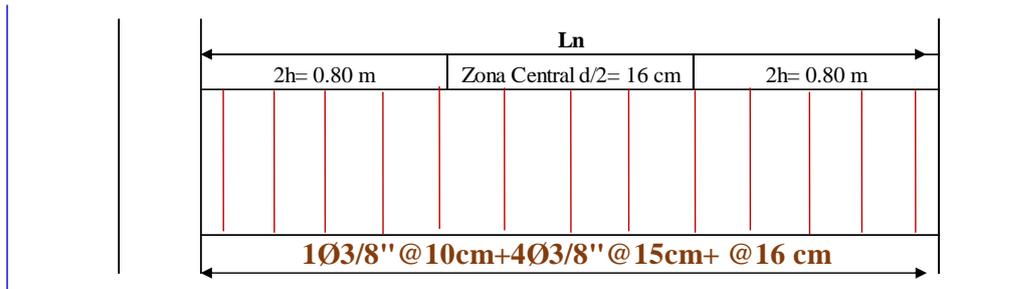


Figura 29: Distribución general de estribos para tramos del Eje 5-5 para el techo 03.

Fuente: Elaboración propia Excel.

Se hará el refuerzo para fuerza cortante con estribos verticales cerrados de 2 ramas, con barras de acero de $\varnothing = 3/8''$.

Dirección YY:

Para el diseño por flexión de vigas se tomará el eje E-E entre ejes 1-3 del techo 03, para realizar el análisis del eje debido a su ubicación en dirección YY y además cuenta con muro estructural en esa dirección. Se optó por el tercer piso, porque buscamos tener un nivel intermedio de los 6 niveles para realizar la comparación con la edificación de base aislada:

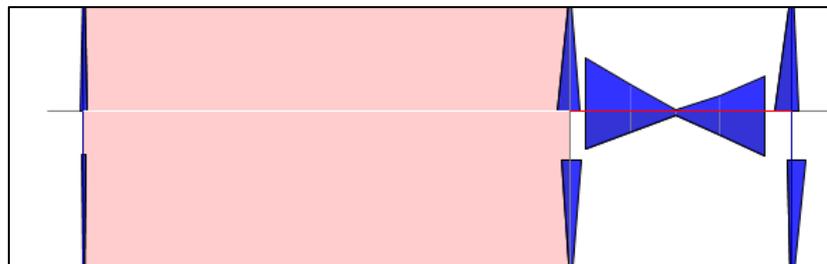


Figura 30: Diagrama de envolvente de momentos flectores de la viga en el eje E-E del techo 03(Ton.m)

Fuente: Elaboración propia ETABS.

A continuación se muestra los momentos obtenidos a cara de columna del tramo 02 del Eje E-E, entre los Ejes 01-03:

Mu (Etabs)	EJE E-E PISO 03					
	MURO			2.9 m		
M (-) Tnf.m	-	-	-	10.12	0.60	6.74
M (+) Tnf.m	-	-	-	6.90	1.10	8.25

Figura 31: Momentos flectores de diseño.

Fuente: Elaboración propia ETABS.

A continuación, se muestra los parámetros de diseño para el diseño de la viga:

Altura de Viga	0.45 m
Peralte Efectivo	0.37 m
Ancho de viga	0.30 m
F'c=	210 kg/cm ²

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

Antes de proceder con el diseño, hallaremos los valores máximos y mínimos de acero para la viga analizada:

$$A_{Smin} = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smax} = 17.69 \text{ cm}^2$$

Se realizó el cálculo de refuerzos longitudinales y bastones para la viga con los resultados obtenidos a través del software Etabs.

EJE E-E PISO 03						
A*s(cm2)	-	-	-	7.90	3.72	5.10
Necesario	-	-	-	5.22	3.72	6.32
A*s Colocado FC						
3 Ø 5/8"						
B	MURO	2Ø1/2"				
B				1Ø1/2"		
FC	3 Ø 5/8"					
A*s (cm2)						
MURO						
		8.55	5.97	5.97		
		5.97	5.97	7.26		
(1/ro)						
MURO						
		130	186	186		
		186	186	153		
w						
MURO						
		0.154	0.108	0.108		
		0.108	0.108	0.131		
w(1-0.59w)						
MURO						
		0.140	0.101	0.101		
		0.101	0.101	0.121		
VERIFICACION						
TRAMO 01			TRAMO 02			
ØMn sup. (Tnf.m)	MURO		10.87	7.82	7.82	
ØMn inf. (Tnf.m)	MURO		7.82	7.82	9.37	
ØMn > Mu						

Figura 32: Refuerzos longitudinales y bastones para viga.

Fuente: Elaboración propia Excel.

Para el diseño por corte de vigas se tomará el mismo eje 5-5 del techo 03:

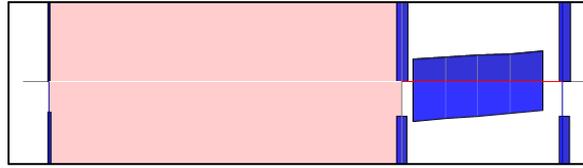


Figura 33: Diagrama de envolvente de fuerza cortante de la viga en el eje E-E del techo 03(Ton.m)

Fuente: Elaboración propia ETABS

A continuación se muestra la fuerza cortante obtenida a cara de columna y centro del tramo 02, del Eje E-E, entre los tramos 1-3

EJE E-E PISO 03			
Vu (Etabs)	Tramo 01	2.05	
Tramos			
Vu Tn.f(+)	MURO	7.15	8.33
Vu Tn.f(-)		12.97	11.02
		9.50	9.40

Figura 34: Fuerza Cortante de Diseño.

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Se realizó el diseño por cortante con los valores máximos obtenidos a lo largo del eje E-E del techo 03, con las ecuaciones 07.

La fuerza cortante es tomada a una distancia “d” de la cara del elemento de apoyo para el tramo 02, obteniendo un valor de:

$$Vud = 12.15 \text{ Tn. f}$$

Calculo de $\emptyset Vc$ con los valores:

Tabla 35: Propiedades y características de la viga.

F'c=	210	kg/cm ²
b=	30.00	cm
d=	37.00	cm

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Entonces se obtiene un valor de:

$$\emptyset Vc = 7.25 \text{ Tn. f}$$

Calculo de $\emptyset Vs$, usando estribos de 3/8:

$$V_s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

Como son ramas $\rightarrow A_v = 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 37.00 \text{ cm}$$

$$s = d/2 = 18.5 \text{ cm}$$

Reemplazando

$$V_s = 11.93 \text{ Tn. f}$$

El aporte del estribo es:

$$\phi V_s = 10.14 \text{ Tn. f}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 17.39 \text{ Tn. f}$$

Como ϕV_n es mayor que V_u , se puede trabajar con el espaciamiento máximo para todo el tramo de la viga:

$$s_{min} = s_{max} = \frac{d}{2} = 18.5 \text{ cm}$$

Requisitos para vigas en sistemas de muros estructurales de acuerdo a la NTE 060. Cap.21.4.3.

Calculo de M_n para los tramos de la viga en el Eje E-E, entre los Ejes 1-3:

	TRAMO 01	TRAMO 02		
$\phi M_n \text{ sup. (Tnf.m)}$	MURO	10.87	7.82	7.82
$\phi M_n \text{ inf. (Tnf.m)}$		7.82	7.82	9.37
$M_n \text{ sup. (Tnf.m)}$	MURO	12.08	8.69	8.69
$M_n \text{ inf. (Tnf.m)}$		8.69	8.69	10.41

Figura 35: Momentos Nominales en Vigas del Eje E-E, entre los Ejes 1-3

Fuente: Elaboración propia.

Calculamos la combinación $W_u = 1.25 (CM+CV)$, para obtener las fuerzas cortantes en el tramo 03:

PP. viga:	0.324	Tn/m	A. Tributario		
CM':	400	kg/m ²	3.30	1.32	Tn/m
CV:	200	kg/m ²	3.30	0.66	Tn/m
P.Muro:	0.51	Tn/m			
Entonces:			CM:	2.15	Tn/m
			CV:	2.15	Tn/m
			WU:	5.39	Tn/m

Caso 01:

$$V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2}$$

$$V_{ui} = 17.34 \text{ Tn. f}$$

Caso 02:

$$V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2}$$

$$V_{ud} = 14.5 \text{ Tn. f}$$

Entonces:

$$V_{ui} \leq \phi V_n$$

$$V_{ud} \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = 17.39 \text{ Tn. f}$$

Calculo de separación de estribos cerrados de confinamiento de acuerdo a la NTE 060.

Cap 21.4.4.4.

Zona de confinamiento: $2.h = 2 \times 0.45 \text{ m} = 0.90 \text{ m}$

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;

(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;

(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;

(d) 300 mm.

Escogiendo el menor y reemplazando en (a), tenemos: $37/4 = 9.25 \rightarrow 15 \text{ cm}$

En la zona central los estribos deben estar espaciados a no más de $0,5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

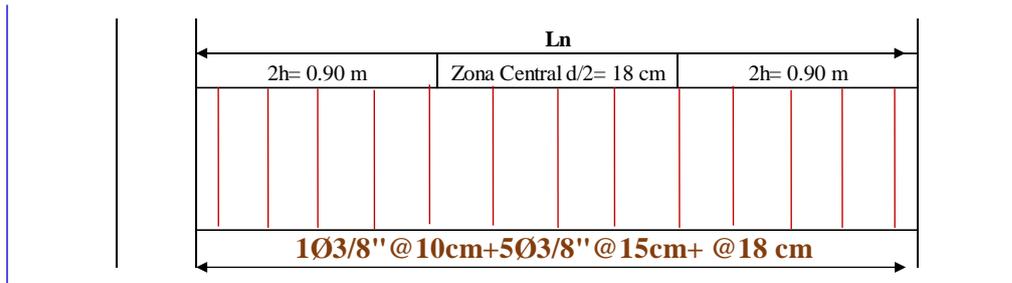


Figura 36: Distribución general de estribos para tramos del Eje E-E, entre los Ejes 1-3 para el techo 03.

Fuente: Elaboración propia Excel.

Se hará el refuerzo para fuerza cortante con estribos verticales cerrados de 2 ramas, con barras de acero de $\varnothing = 3/8"$.

3.4.4. Diseño de columnas

Para el diseño se consideró la columna de $b=30 \times H=45\text{cm}$ (Eje 1-C).

Consideraciones particulares de diseño.

- La resistencia a compresión mínima del concreto será 210 kg/cm^2 .
- El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será 4200 kg/cm^2 .
- La relación entre la dimensión menor y mayor de la sección transversal de la columna no será menor que 0.4.
- La cuantías mínima y máxima en columnas son: $\rho_{\text{min}} \geq 1\%$, $\rho_{\text{max}} \leq 6\%$.
- Se consideraron los siguientes parámetros para el diseño:

Altura	0.45 m
Base	0.30 m
Recubrimiento	0.04 m
F'_c	210 kg/cm^2
F_y	4200 kg/cm^2

De acuerdo a los cálculos obtenidos del análisis en el software Etabs, tenemos los siguientes resultados:

Tabla 36: Cargas sobre la columna para Diseño.

Piso	Columna	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	1-C	Dead	-31.59	-0.09	-0.33	-0.45	-0.13
TECHO 1	1-C	Live	-5.51	-0.01	-0.11	-0.15	-0.02

TECHO 1	1-C	SISXX Max	8.86	0.55	0.21	0.36	1.04
TECHO 1	1-C	SISYY Max	6.15	0.12	0.27	0.77	0.22

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Procederemos a realizar las combinaciones de carga para el diseño por flexocompresión para ambas direcciones de análisis:

Tabla 37: Combinaciones de carga para diseño eje X-X

SIS XX				
COMBOS		P (Tnf)	M2(Tnf.m)	M3(Tnf.m)
C.Gravedad	U1=1.4C+1.7CV	53.60	-0.89	-0.22
SISMO XX	1.25(CM+CV) +SISXX	55.24	-0.39	0.85
	1.25(CM+CV)-SISXX	37.52	-1.12	-1.22
	0.9CM+SISXX	37.30	-0.04	0.92
	0.9CM-SISXX	19.57	-0.77	-1.15

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y

SIS YY				
COMBOS		P (Tnf)	M2(Tnf.m)	M3(Tnf.m)
C.Gravedad	U1=1.4C+1.7CV	53.60	-0.89	-0.22
SISMO YY	1.25(CM+CV) +SISYY	52.52	0.02	0.04
	1.25(CM+CV)-SISYY	40.23	-1.52	-0.41
	0.9CM+SISYY	34.58	0.37	0.11
	0.9CM-SISYY	22.29	-1.17	-0.34

Fuente: Elaboración propia

Realizado el análisis por flexocompresión, se hizo el cálculo con una columna de 8 varillas de 5/8", cumpliendo con la cuantía mínima y máxima.

$$A_s = 8 * 1.99 \text{ cm}^2 = 16 \text{ cm}^2 \rightarrow p = 1.19\%$$

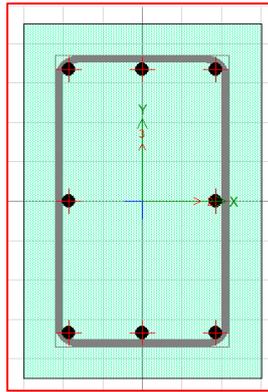


Figura 37: Sección de columna 1-C
 Fuente: Elaboración propia ETABS.

Con el acero propuesta en la sección de columna C-1 obtenemos los diagramas de interacción.

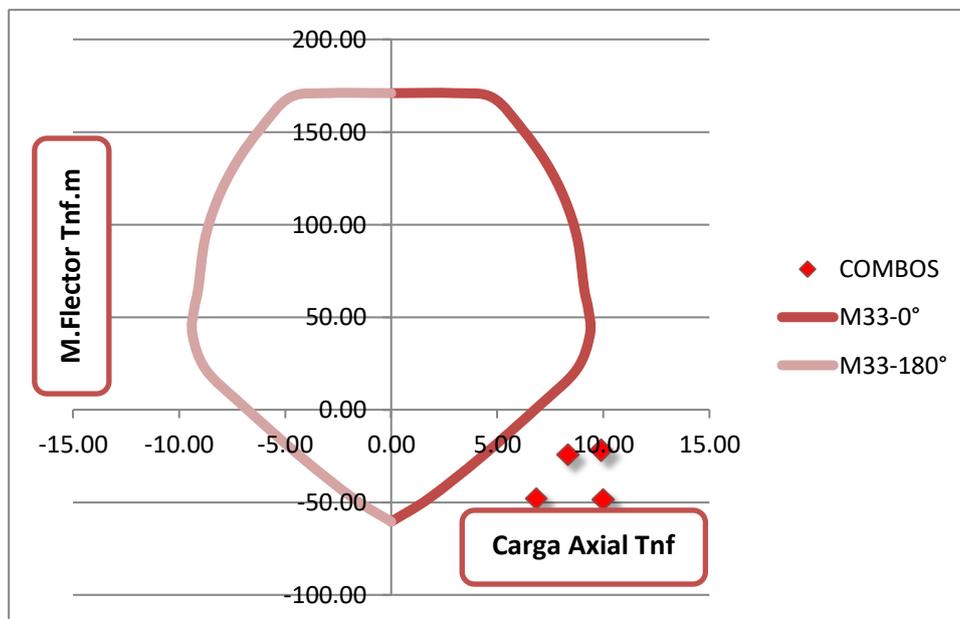


Figura 38: Sismo M33, Sismo dirección Eje X-X, columna 1-C
 Fuente: Elaboración propia

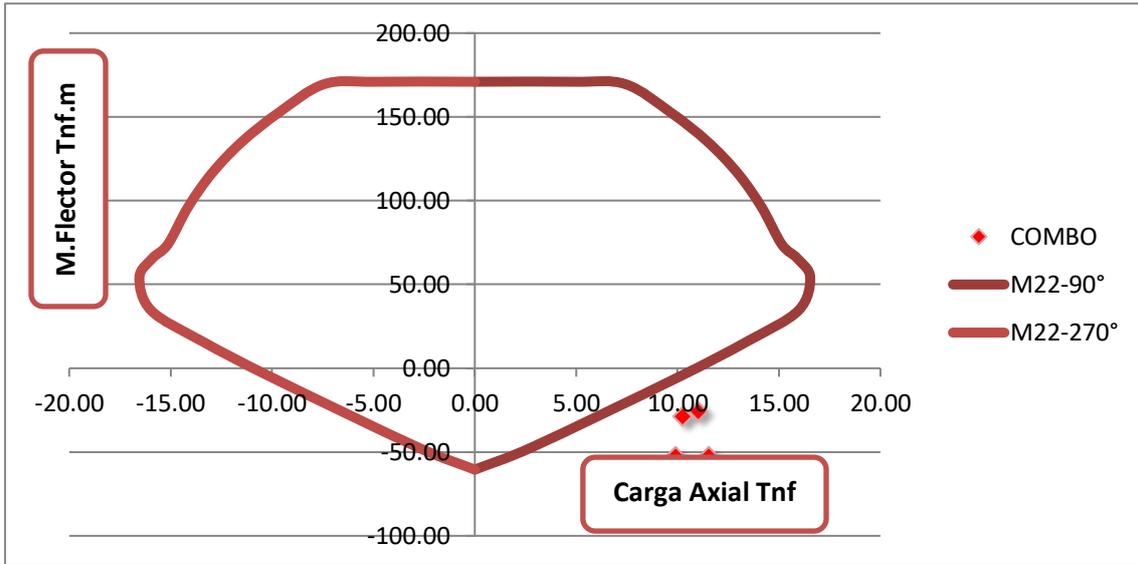


Figura 39: Sismo M22, Sismo dirección Eje X-X, columna I-C

Fuente: Elaboración propia

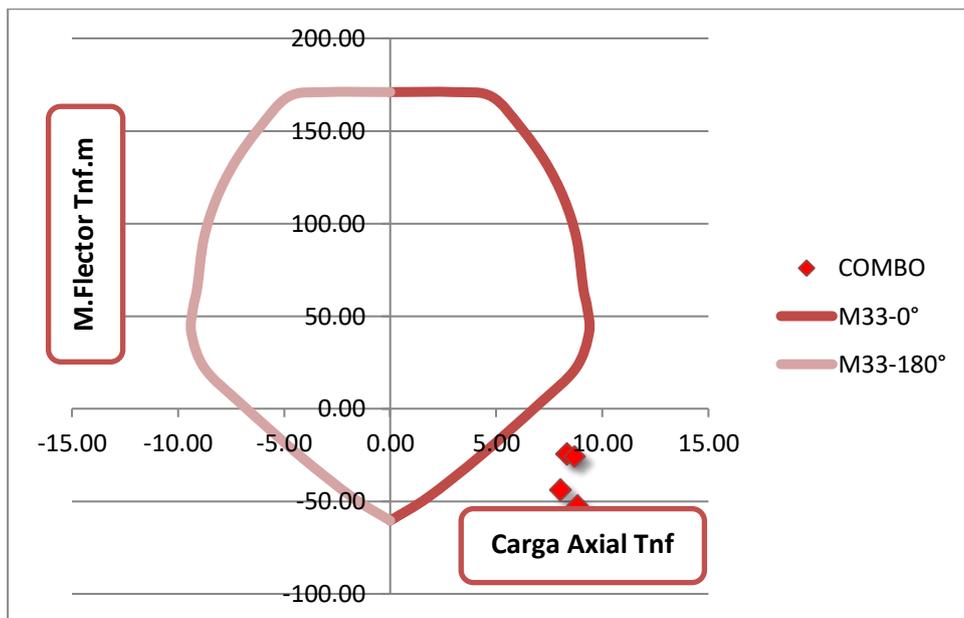


Figura 40: Sismo M33, Sismo dirección Eje Y-Y, columna I-C

Fuente: Elaboración propia

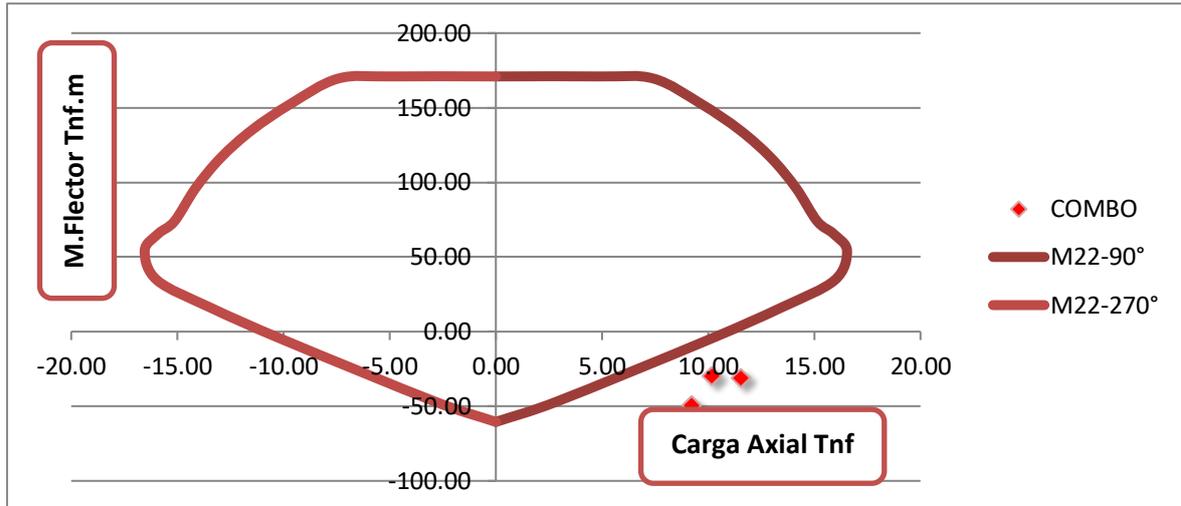


Figura 41: Sismo M22, Sismo dirección Eje Y-Y, columna 1-C
 Fuente: Elaboración propia

En ambos diagramas observamos que todos los puntos se encuentran dentro de la curva, por lo tanto, ésta será la distribución de acero requerida para el diseño final en la columna es correcta.

Diseño por Corte

Para el diseño por corte se selecciona la misma columna seleccionada, pero en el nivel con mayor sollicitación sísmica y gravedad (cuarto nivel), obtenidos por la envolvente.

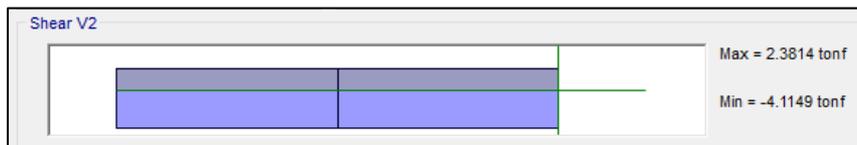


Figura 42: Fuerza cortante nivel 04, columna 1-C
 Fuente: Elaboración propia ETABS.

Cortante ultimo de diseño:

$$Vu = 4.11 \text{ tn. f}$$

Calculo de Resistencia del concreto al corte con las ecuaciones 07:

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b \cdot h$$

$$Vc = 10.37 \text{ tn. f}$$

$$\phi Vc = 8.81 \text{ tn. f}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

Verificación de Fuerza cortante de diseño V_u en columnas, para un sistema de muros estructurales:

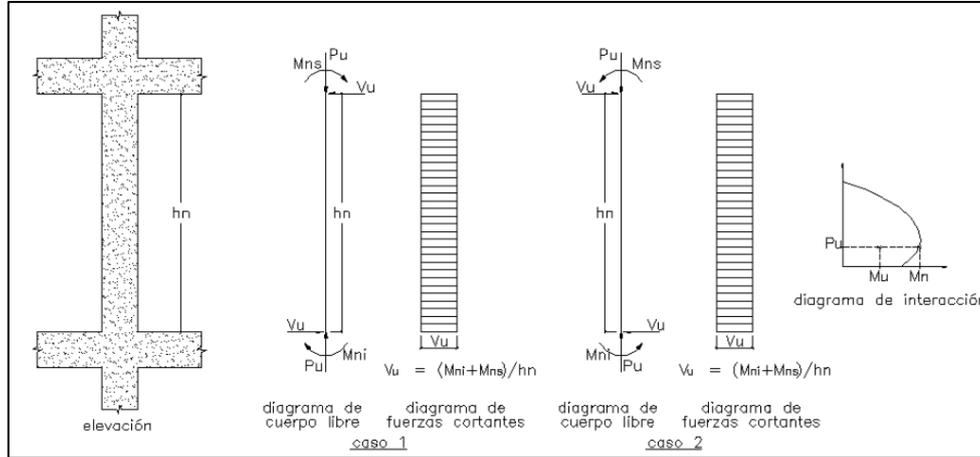


Figura 43: Fuerza cortante de diseño en columnas

Fuente: NTE 060, Cap21.

En los elementos en flexocompresión los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

Del diagrama de interacción obtenemos los momentos Nominales máximos:

$$M_{n1} = 12.8 \text{ tn. f}$$

$$M_{n2} = 20.8 \text{ tn. f}$$

Para un $h_n = 2.75 \text{ m}$

Caso 01:

$$V_u = \frac{12.8 + 12.8}{2.75} = 9.30 \text{ Tn. f}$$

Caso 02:

$$V_u = \frac{20.8 + 20.8}{2.75} = 15.13 \text{ Tn. f}$$

Calculo de ϕV_s , usando estribos de 3/8:

$$V_s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

Como son ramas $\rightarrow A_v = 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2$

$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

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

$d = 37.00 \text{ cm}$

$S = 20 \text{ cm}$

Reemplazando

$V_s = 11.03 \text{ Tn. f}$

El aporte del estribo es:

$$\phi V_s = 9.38 \text{ Tn. f}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 18.19 \text{ Tn. f}$$

Como ϕV_n es mayor que V_u , se puede trabajar con el espaciamiento de 20cm para la zona fuera de confinamiento:

$$S_{min} = S_{max} = 20 \text{ cm}$$

Como la resistencia al Nominal es mayor a la cortante ultima, colocaremos estribos de confinamiento de acuerdo a lo especificado en la Norma E-060.

Se hará el refuerzo para fuerza cortante con estribos verticales cerrados de 2 ramas, con barras de acero de $\phi = 3/8"$.

Longitud de zona de confinamiento: 50 cm

La distribución de estribos en la zona de confinamiento es:

- El primer estribo estará a 5 cm, medido desde la cara del nudo.
- Estribos irán a 10 cm.

Por lo tanto

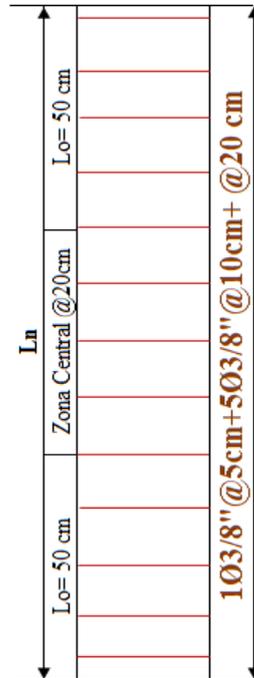


Figura 44: Distribución de estribos de 3/8", columna 1-C

Fuente: Elaboración propia.

3.4.5. Diseño Muros estructurales (Placas)

Los diseños de muros estructurales se realizan de igual manera que las columnas por flexocompresión y cortante.

Para el diseño se consideró la placa 02 para la dirección YY:

Espesor	0.25 m
Longitud	4.2 m
Recubrimiento	0.04 m
$F'c=$	21 MPa
$F_y=$	420 Mpa

De acuerdo al análisis en el software Etabs, obtenemos los siguientes esfuerzos para el diseño:

Tabla 39: Cargas sobre la Placa para Diseño.

Piso	Elemento	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	PLACA 02	Dead	-87.83	-0.77	-0.08	-0.07	-6.98
TECHO 1	PLACA 02	Live	-8.49	-0.14	-0.01	-0.01	-1.14
TECHO 1	PLACA 02	SISXX Max	34.19	22.53	0.83	2.78	132.44
TECHO 1	PLACA 02	SISYY Max	21.47	74.45	0.16	0.54	421.57

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Procederemos a realizar las combinaciones de carga para el diseño por flexocompresión para ambas direcciones de análisis:

Tabla 40: Combinaciones de carga para diseño eje X-X.

SIS XX				
COMBOS		P (Tnf)	M2(Tnf.m)	M3(Tnf.m)
C.Grav.	U1=1.4C+1.7CV	137.39	-0.11	-11.70
SISMO XX	1.25(CM+CV) +SISXX	154.59	2.68	122.30
	1.25(CM+CV)-SISXX	86.20	-2.87	-142.58
	0.9CM+SISXX	113.24	2.71	126.16
	0.9CM-SISXX	44.85	-2.84	-138.71

Tabla 41: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y.

SIS YY				
COMBOS		P (Tnf)	M2(Tnf.m)	M3(Tnf.m)
C.Grav.	U1=1.4C+1.7CV	137.39	-0.11	-11.70
SISMO YY	1.25(CM+CV) +SISYY	141.87	0.44	411.43
	1.25(CM+CV)-SISYY	98.93	-0.63	-431.71
	0.9CM+SISYY	100.51	0.47	415.29
	0.9CM-SISYY	57.58	-0.60	-427.84

Realizado el análisis por flexocompresión, se hizo el cálculo con 2 núcleos al extremo

Núcleo 01 y 02: 8 varillas de 5/8"

$$A_s = 8 * 2 \text{ cm}^2 = 16 \text{ cm}^2 \rightarrow p = 1.19\%$$

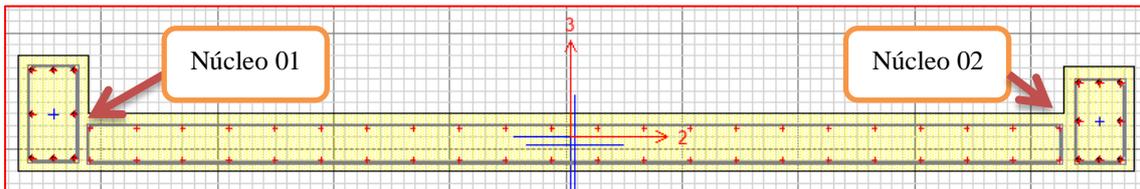


Figura 45: Sección de Placa 02
 Fuente: Elaboración propia ETABS.

Con el acero propuesta en la sección de la Placa 02 obtenemos los diagramas de interacción.

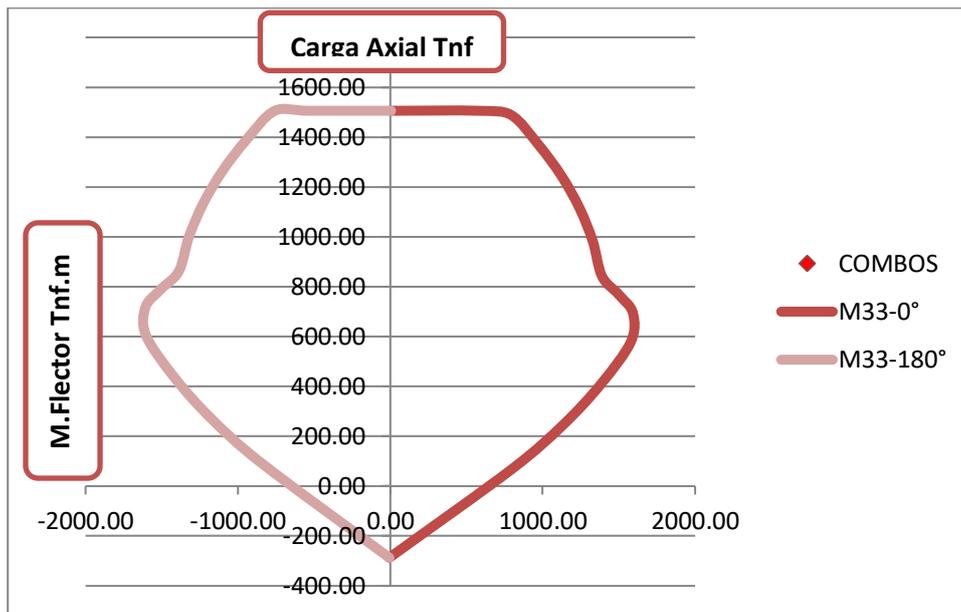


Figura 46: Sismo M33, Sismo dirección Eje X-X, Placa 02
 Fuente: Elaboración propia

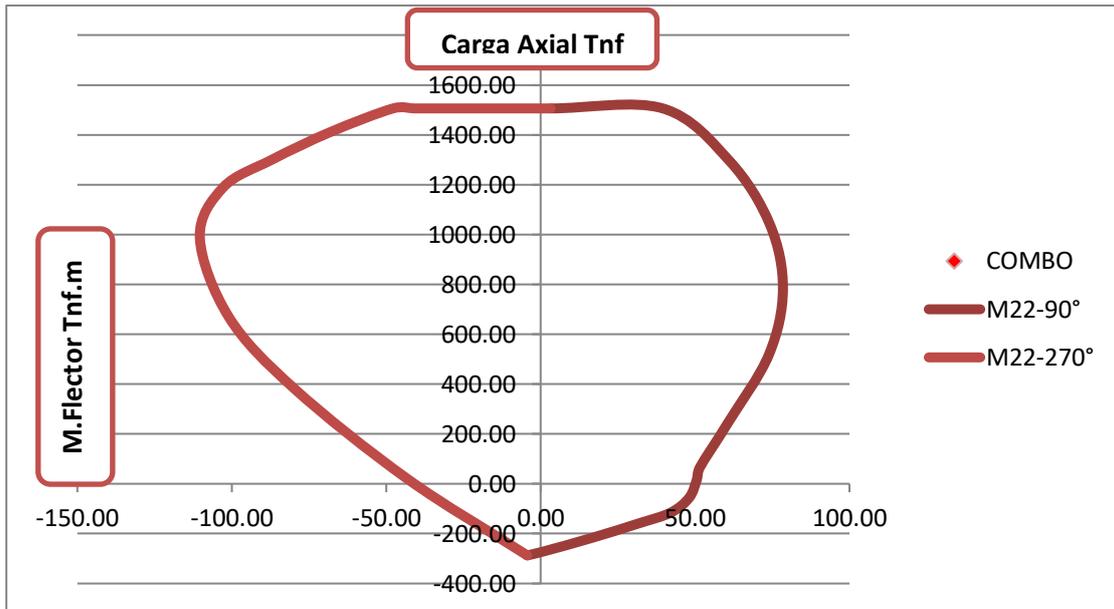


Figura 47: Sismo M22, Sismo dirección Eje X-X, Placa 02

Fuente: Elaboración propia

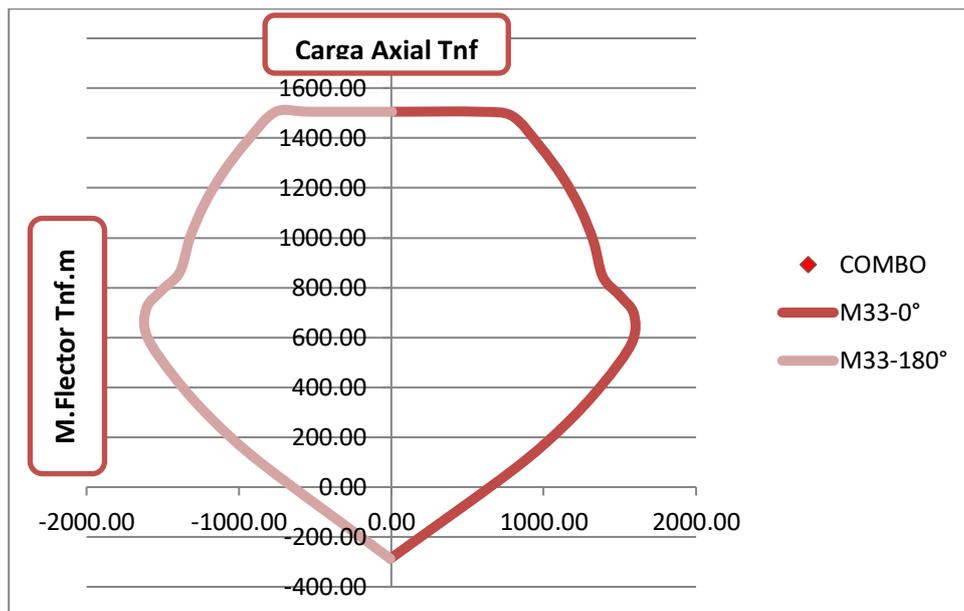


Figura 48: Sismo M33, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 02

Fuente: Elaboración propia

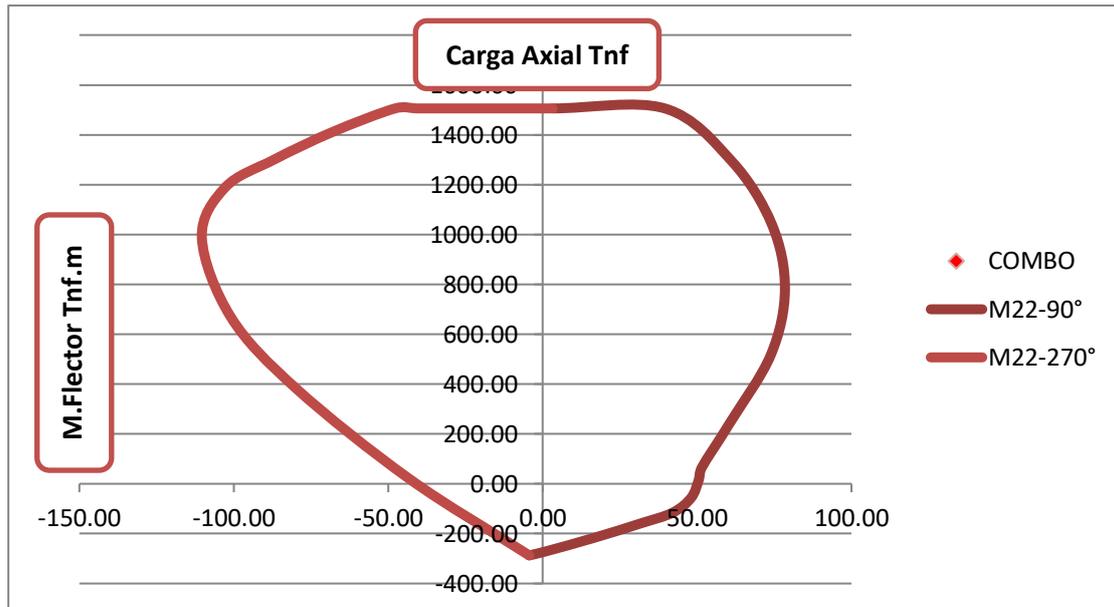


Figura 49: Sismo M22, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 02

Fuente: Elaboración propia

En ambos diagramas observamos que todos los puntos se encuentran dentro de la curva, por lo tanto, ésta será la distribución de acero requerida para el diseño final en la placa 02 es correcta.

Verificación por Corte

Para el diseño por corte se selecciona la misma placa 02, pero en el nivel con mayor sollicitación sísmica y gravedad (primer nivel), obtenidos por la envolvente.

Tabla 42: Cortantes Ultimas obtenidas de la envolvente de diseño eje.

Piso	Elemento	Load Case/Combo	V2	V3
			tonf	tonf
TECHO 1	PLACA 02	EMVOLVENTE=Max	73.76	0.75

La Cortante ultima máxima para la placa 02, se obtiene en la dirección YY.

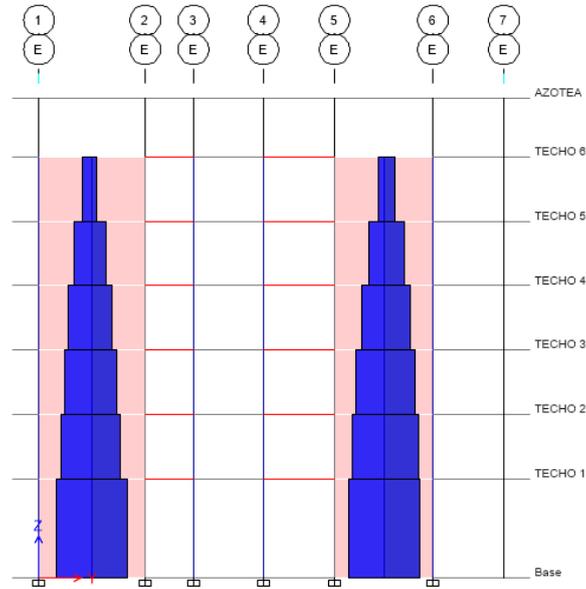


Figura 50: Fuerza cortante ultima Eje Y-Y, Placa 02
 Fuente: Elaboración propia Etabs

Cortante último de diseño:

$$V_u = 73.76 \text{ tn. f}$$

Cálculo de Resistencia del concreto al corte:

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c})$$

Ecuación 8: Aporte del concreto en placas al corte.

A_{cw} es el area de corte de la sección transversal del muro

Dónde:

$$\alpha_c = 0.25 \text{ si } \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.17 \text{ si } \frac{h_m}{l_m} \geq 2$$

Ecuación 9: Calculo del coeficiente α_c .

Para la placa 02, h_m es igual a 20.45 m y $l_m = 4.2\text{m}$

$$V_c = (4.2 * .25) * (0.17 \cdot \sqrt{21})$$

$$V_c = 81.8 \text{ Tn. f}$$

$$\phi V_c = 69.53 \text{ Tn.f}$$

Cálculo de V_s :

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$V_s = 4.23 \text{ Tn.f}$$

Cálculo de cuantía horizontal y vertical:

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y}$$

Ecuación 10: Cuantía horizontal para placas.

$$\rho_h = 0.000095 \leq 0.0025$$

Es menor que la cuantía mínima, por lo tanto el refuerzo horizontal y vertical será:

$$\rho_h = \rho_v = 0.0025$$

Ecuación 11: Cuantía mínima para refuerzo horizontal y vertical.

Cálculo de acero para la placa 02 con espesor de 25 cm:

$$A_{s. requerido} = 0.0025 * 25 \text{ cm} * 100 \text{ cm}$$

$$A_{s. requerido} = 6.25 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usaremos 2 mallas de 3/8" a cada 20 cm, tanto para refuerzo vertical y horizontal.

Para el diseño se consideró la placa 03 para la dirección XX:

Espesor	0.25 m
Longitud	2.85 m
Recubrimiento	0.04 m
F'c=	21 MPa
Fy=	420 Mpa

De acuerdo al análisis en el software Etabs, obtenemos los siguientes esfuerzos para el diseño:

Tabla 43: Cargas sobre la Placa para Diseño.

PISO	ELEMENTO	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	PLACA 03	Dead	-132.40	0.78	0.14	0.19	-4.20
TECHO 1	PLACA 03	Live	-19.32	0.15	0.04	0.05	-0.66
TECHO 1	PLACA 03	SISXX Max	8.41	48.87	0.17	0.44	231.76
TECHO 1	PLACA 03	SISYY Max	2.32	9.09	0.60	1.62	43.10

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Procederemos a realizar las combinaciones de carga para el diseño por flexocompresión para ambas direcciones de análisis:

Tabla 44: Combinaciones de carga para diseño eje X-X.

SIS XX				
COMBOS		P (Tnf)	M2(Tnf.m)	M3(Tnf.m)
C.Grav.	U1=1.4C+1.7CV	218.22	0.35	-7.01
SISMO XX POSITIVO	1.25(CM+CV) +SISXX	198.07	0.74	225.68
	1.25(CM+CV)-SISXX	181.25	-0.14	-237.84
	0.9CM+SISXX	127.57	0.61	227.98
	0.9CM-SISXX	110.75	-0.27	-235.54

Tabla 45: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y.

SIS YY				
COMBOS		P (Tnf)	M2(Tnf.m)	M3(Tnf.m)
C.Grav.	U1=1.4C+1.7CV	218.22	0.35	-7.01
SISMO YY POSITIVO	1.25(CM+CV) +SISYY	191.98	1.92	37.02
	1.25(CM+CV)-SISYY	187.34	-1.32	-49.18
	0.9CM+SISYY	121.48	1.79	39.32
	0.9CM-SISYY	116.85	-1.45	-46.88

Realizado el análisis por flexocompresión, se hizo el cálculo con 2 núcleos al extremo

Núcleo 01 y 02: 8 varillas de 1/2"

$$A_s = 08 * 1.27 \text{ cm}^2 = 10.16 \text{ cm}^2 \rightarrow p = 1.13\%$$

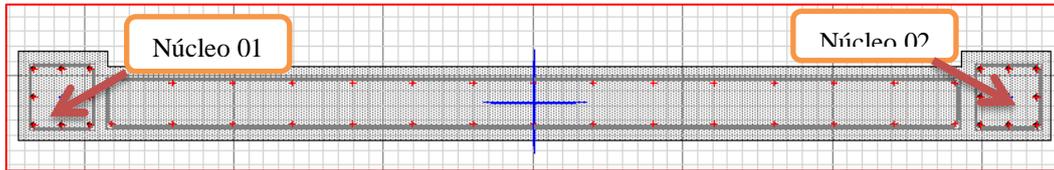


Figura 51: Sección de Placa 03
 Fuente: Elaboración propia ETABS.

Con el acero propuesta en la sección de la Placa 03 obtenemos los diagramas de interacción.

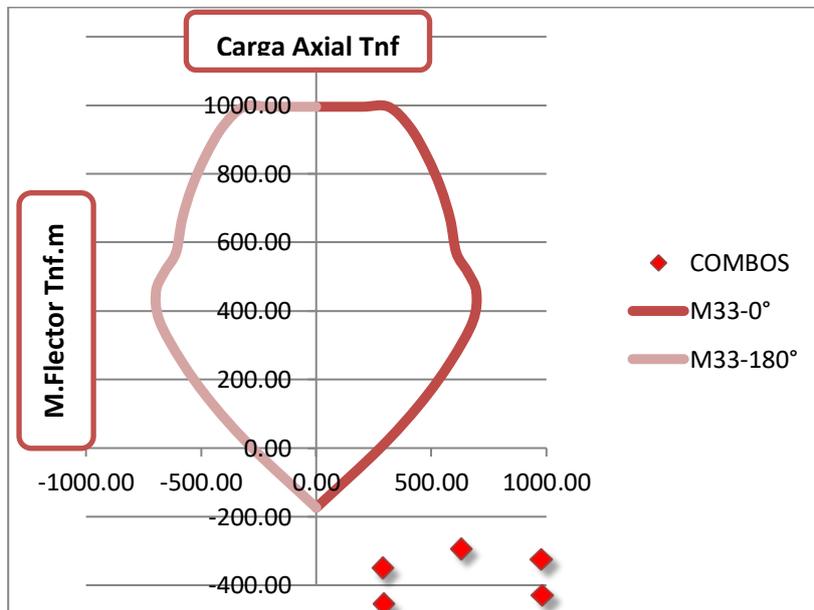


Figura 52: Sismo M33, Sismo dirección Eje X-X, Placa 03
 Fuente: Elaboración propia

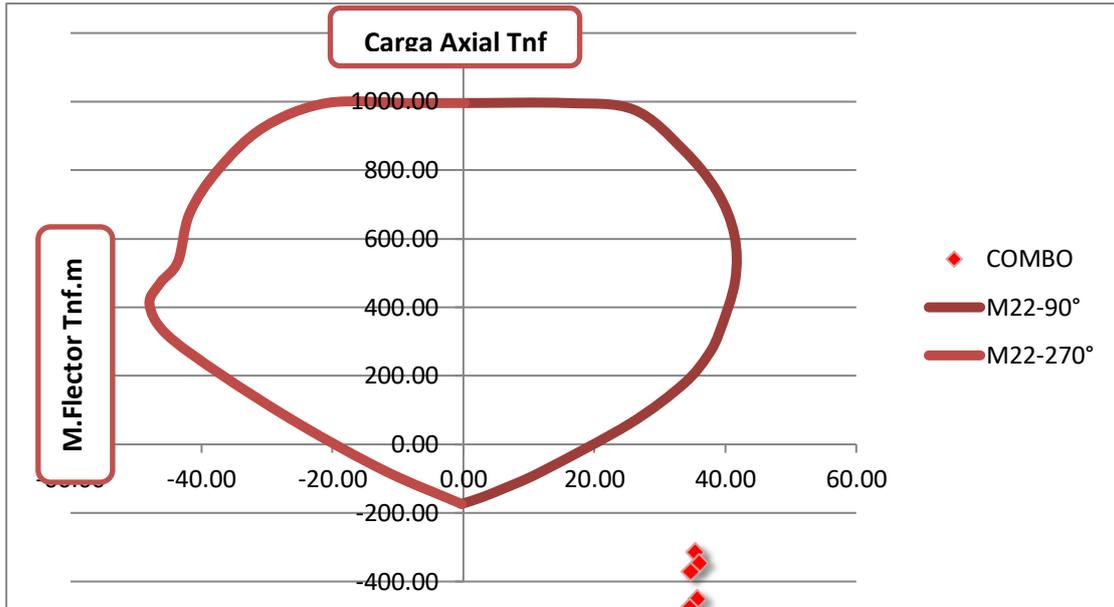


Figura 53: Sismo M22, Sismo dirección Eje X-X, Placa 03

Fuente: Elaboración propia

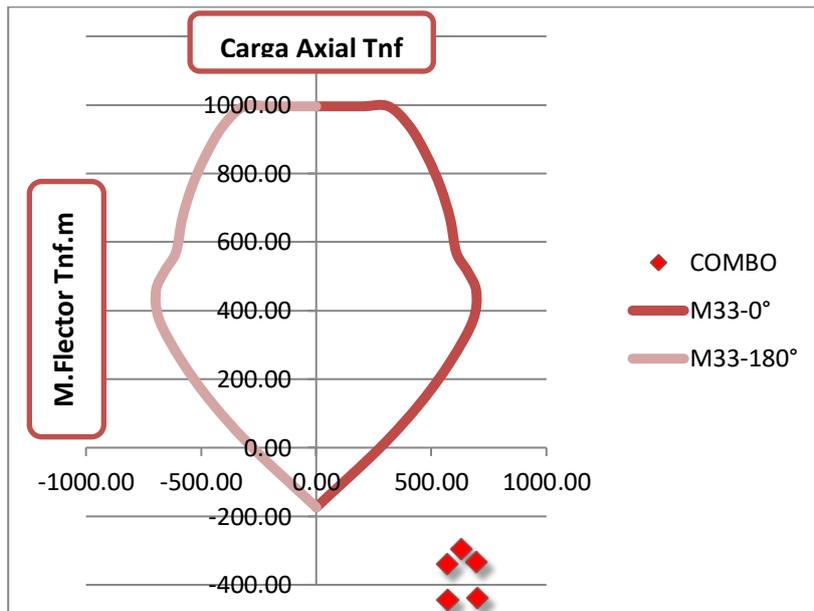


Figura 54: Sismo M33, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 03

Fuente: Elaboración propia

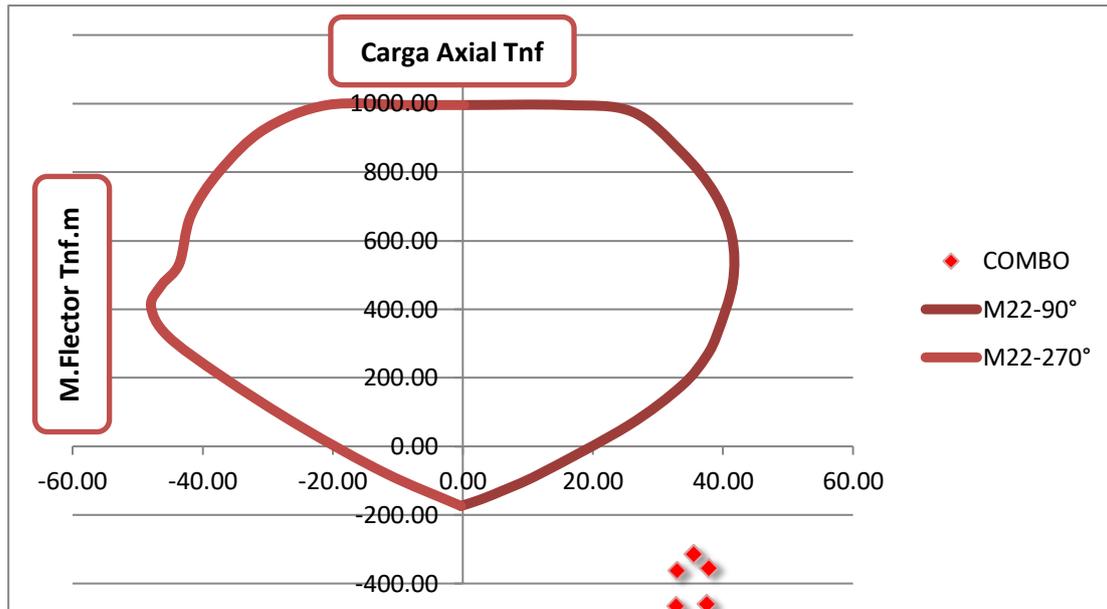


Figura 55: Sismo M22, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 03

Fuente: Elaboración propia

En ambos diagramas observamos que todos los puntos se encuentran dentro de la curva, por lo tanto, ésta será la distribución de acero requerida para el diseño final en la placa 03 es correcta.

Verificación por Corte

Para el diseño por corte se selecciona la misma placa 03, pero en el nivel con mayor sollicitación sísmica y gravedad (primer nivel), obtenidos por la envolvente.

Tabla 46: Cortantes Ultimas obtenidas de la envolvente de diseño eje.

PISO	ELEMENTO	Load Case/Combo	V2	V3
			tonf	tonf
TECHO 1	PLACA 03	EMVOLVENTE=Max	50.03	0.83

La Cortante ultima máxima para la placa 03, se obtiene en la dirección XX.

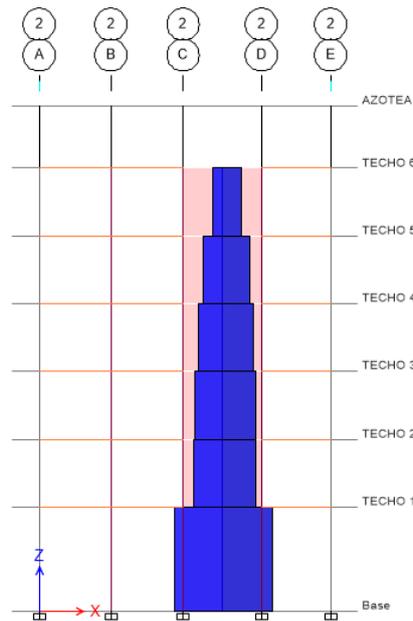


Figura 56: Fuerza cortante ultima Eje Dirección XX, Placa 03

Fuente: Elaboración propia Etabs

Cortante último de diseño:

$$Vu = 50.03 \text{ tn. f}$$

Cálculo de Resistencia del concreto al corte:

$$Vc = Acw(\alpha_c \cdot \sqrt{f'c})$$

Para la placa 03, hm es igual a 20.45 m y lm= 2.85m

$$Vc = (2.85 * .25) * (0.17 \cdot \sqrt{21})$$

$$Vc = 55.5 \text{ Tn. f}$$

$$\phi Vc = 47.2 \text{ Tn. f}$$

Cálculo de Vs:

$$\phi Vs = Vu - \phi Vc$$

$$Vs = 9.80 \text{ Tn. f}$$

Cálculo de cuantía horizontal y vertical:

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y}$$

Ecuación 12: Cuantía horizontal para placas.

$$\rho_h = 0.0003 \leq 0.0025$$

Es menor que la cuantía mínima, por lo tanto el refuerzo horizontal y vertical será:

$$\rho_h = \rho_v = 0.0025$$

Ecuación 13: Cuantía mínima para refuerzo horizontal y vertical.

Cálculo de acero para la placa 02 con espesor de 25 cm:

$$A_{s. requerido} = 0.0025 * 25cm * 100 cm$$

$$A_{s. requerido} = 6.25 cm^2$$

Por lo tanto, usaremos 2 mallas de 3/8" a cada 20 cm, tanto para refuerzo vertical y horizontal.

3.5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA – SEGÚN LAS NORMATIVAS E.031 Y ASCE7 – 10

Para el Análisis del sistema con aislamiento en la Base, se trabajó con el plano del sistema convencional, haciéndose una reducción de 60 cm en sus 4 lados, debido al desplazamiento de los dispositivos y para el acceso para mantenimiento de los mismos. (Ver Anexo 04.b)

3.5.1. Predimensionamiento del Sistema de Aislamiento

3.5.1.1. Desplazamientos de diseño y máximo:

- Desplazamiento de diseño:

Es necesario determinar el desplazamiento de diseño o desplazamiento mínimo D_D para determinar el dispositivo de aislamiento dado por:

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) S_{D1} T_D}{B_D}$$

Ecuación 14: Desplazamiento de diseño.

Dónde:

g : Gravedad, expresado en mm/s².

S_{D1} : Aceleración espectral para el Sismo de Diseño.

Obteniendo aceleración de acuerdo a los parámetros establecidos por la norma y con coeficiente de reducción entre 1 y 2:

$$S_{D1} = ZUCS/R$$

$$S_{D1} = 1 * 2.5 * 0.45 * 1.1/2$$

$$S_{D1} = 0.618$$

T_D : 2.5 s. - Periodo objetivo de la estructura aislada

Las normas ASCE y NCH2745 para el diseño preliminar de los aisladores sísmicos recomiendan un periodo objetivo o inicial de la base aislada de $T_M = 2.5$ segundos, según la experiencia de las normas.

B_D : 1.35 (15% Coeficiente de amortiguamiento)

Factor de amortiguamiento B_M	
Amortiguamiento Efectivo, β_M (En porcentaje del amortiguamiento crítico) a,b	Factor B_M
≤ 2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
≥ 40	1,9

Figura 57: Factor amortiguamiento B_M .

Fuente: Elaboración propia ETABS.

$$D_D = 28.4 \text{ cm}$$

- Desplazamiento máximo:

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) S_{am} T_D}{B_D}$$

Ecuación 15: Desplazamiento máximo.

g : 9.8 Gravedad, expresado en mm/s².

S_{am} : Aceleración espectral para el Sismo Máximo de Diseño.

$$S_{D1} = 1.5 * ZCS/R$$

$$S_{D1} = 1.5 * 2.5 * 0.45 * 1.1/2$$

$$S_{D1} = 0.93$$

T_D : 2.5 s Periodo máximo de la estructura aislada

B_M : 1.35

Reemplazando para calcular el desplazamiento máximo

$$D_M = \frac{\left(\frac{9.8}{4\pi^2}\right) (0.93)(2.5)}{1.35}$$

$$D_M = 42.7 \text{ cm}$$

- Desplazamiento total de diseño:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

Ecuación 16: Desplazamiento total de diseño.

Donde :

DD : 28.4 cm Desplazamiento diseño

y : 10 Distancia del centro de rigidez al punto mas alejado de la estructura

e : $18.8 * .05 = 0.94$ m Excentricidad, equivalente al 5% del lado mayor de la edificación.

b : 10.8 Lado mas corto de la edificación

d : 18.8 Lado mayor de la edificación

$$D_{TD} = 35.27 \text{ cm}$$

- DESPLAZAMIENTO TOTAL MAXIMO

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

Ecuación 17: Desplazamiento total máximo.

Donde :

D_M : 42.7 cm Desplazamiento máximo

$$D_{TM} = 52.90 \text{ cm}$$

3.5.1.2. RIGIDEZ HORIZONTAL DE LOS DISPOSITIVOS

Es necesario determinar la rigidez de cada uno de los dispositivos mediante :

$$K_h = P_{Umax} * \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2$$

Ecuación 18: Rigidez Horizontal.

Donde :

K_h : Rigidez horizontal del dispositivo

P_{Umax} : Carga axial determinada

T_D : 2.5 Periodo Objetivo

Para el calculo de la carga axial máxima se determinara mediante el metrado e cargas obtenidos de modelo software.

Tabla 47: Cargas muertas sobre el sistema de aislamiento

PISO	Load Case/Combo	Ubicación	P	PESO POR PISO (tonf)
			tonf	
L.Tanques	Dead	Inferior	67.01	67.01
TECHO 6	Dead	Inferior	258.10	191.99
TECHO 5	Dead	Inferior	472.88	213.89
TECHO 4	Dead	Inferior	686.77	213.89

TECHO 3	Dead	Inferior	900.66	213.89
TECHO 2	Dead	Inferior	1114.54	213.89
TECHO 1	Dead	Inferior	1375.12	260.58
DIAFRAGMA	Dead	Inferior	1585.11	221.53
TOTAL				1596.66

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 48: Carga Viva sobre el sistema de aislamiento

PISO	Load Case/Combo	Ubicación	P	PESO POR PISO (tonf)
			tonf	
L.Tanques	Live	Inferior	0	0.00
TECHO 6	Live	Inferior	16.164	16.16
TECHO 5	Live	Inferior	48.492	32.33
TECHO 4	Live	Inferior	80.82	32.33
TECHO 3	Live	Inferior	113.148	32.33
TECHO 2	Live	Inferior	145.476	32.33
TECHO 1	Live	Inferior	177.804	32.33
DIAFRAGMA	Live	Inferior	216.654	38.85
TOTAL				216.65

Fuente: Elaboración propia.

Los promedios para carga vertical que se aplicará a cada dispositivo de aislador, se calcularán mediante la carga en la norma E-031:

$$1 \text{ CM} + 0.5 \text{ CV}$$

Ecuación 19: Carga vertical promedio.

$$1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + 1 (\text{CSH} + \text{CSV}) + 0.2 \text{CN}$$

Ecuación 20: Carga vertical máxima.

$$0.9 \text{ CM} - 1 (\text{CSH} - \text{CSV})$$

Ecuación 21: Carga vertical mínima.

Dónde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CSH: Carga sísmica horizontal

CSV: Carga sísmica vertical = 0.5 (1.5ZS) CM.

CN: Carga de nieve. (No se considerará por las condiciones climáticas del lugar de estudio).

Para el diseño usaremos valores verticales promedios para cada dispositivo, con la siguiente combinación: $1 \text{ CM} + 0.5 \text{ CV}$:

CM: 1596.66 Tn. f

CV: 216.65 Tn. f

Carga Ultima: 1704.98 Tn

Área total de base: 191.17 m²

Carga Última/Diafragma rígido: 8.92 Tn/m²

Área tributaria mayor:

L= 5.325

h= 7.2

At= 9.6 m²

Carga Axial del dispositivo excéntrico

$$P_{Umax} = 86 \text{ Tn. f}$$

$$K_h = \frac{P_{Umax}}{g} * \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2$$

$$K_h = 86 * \frac{10KN}{9.81} \cdot \frac{seg^2}{m} * \left(\frac{2\pi}{2.5 s} \right)^2$$

$$K_h = 0.55 \text{ MN/m}$$

3.5.1.3.CALCULO DE ALTURA DE CAUCHO LOS DISPOSITIVOS

Está determinado por la relación Desplazamiento de diseño - Altura del caucho del dispositivo equivalente a la deformación de corte directo $\gamma = 1.5$ (Equivalente)

$$\gamma = \frac{D_D}{t_r}$$

Ecuación 22: Altura de caucho.

Dónde:

γ : 1.5 Deformación de corte directa

t_r : Altura del caucho

D_D : 28.4 cm Desplazamiento de diseño

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma}$$

$$t_r = \frac{32}{1.5} = 18.9 \text{ cm}$$

3.5.1.4. AREA REQUERIDA PARA EL DISPOSITIVO

Está determinado por la rigidez horizontal del dispositivo y es equivalente al Módulo de Corte del Caucho por el área total sometida a la compresión axial, entre la altura del caucho.

$$K_h = \frac{G * A}{t_r}$$

Ecuación 23: Rigidez horizontal en función a G.

Como trabajaremos con un solo dispositivo para todo el sistema de aislamiento diseñaremos con un el Valor de Rigidez horizontal:

$$K_h = 0.55 \text{ MN/m}$$

$$K_h = \frac{G * A}{t_r}$$

Existen tres compuestos de caucho con alta disipación que se suelen utilizar con más frecuencia. En nuestro caso optaremos por un Compuesto normal: los elastómeros tienen un coeficiente G nominal igual a 0,8 N/mm² y un amortiguamiento viscoso equivalente ξ igual a 10/15 %.

Tabla 49: Módulo de Corte de Catalogo Tensa con Aislador TDRI

CATALOGO TENSA				
	Unidades	Suave	Normal	Duro
Módulo de Corte	Mpa	0.4	0.8	1.4
Amortiguamiento	%	10-15%	10-15%	15%

Fuente: Elaboración propia.

Dónde:

K_h : Rigidez horizontal en Mpa

G : 0.8 Mpa (Proveedor Tensa) Módulo de corte del Caucho

A : Área del dispositivo sometida a compresión axial

t_r : 18.9 cm = 0.189 m (Altura del caucho total)

$$A = \frac{t_r * K_h}{G} = \frac{0.189m * 0.55 \frac{MN}{m}}{0.8 \text{ Mpa}} = 0.130 \text{ m}^2$$

$$A = \pi r^2$$

$$r = d/2$$

Para Tensa se necesitará un diámetro de

$$d = 0.42 \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

3.5.1.5.CALCULO DE PROPIEDADES MECANICAS

Datos obtenidos de catálogo Tensa, para los requerimientos mínimos obtenidos en cálculos anteriores.

Tabla 50: Propiedades Mecánicas.

DISPOSITIVO	TDR1 – 550- NM- 175
Diámetro (mm)	550
Altura total incluyendo chapas (mm)	337
Tamaño de Chapas (mm)	600x600
Espesor del Caucho	175
Factor de Forma S	27
Rigidez Vertical Kv (kN/mm)	1320
Rigidez Horizontal Efectiva Keff (kN/mm)	1.09
Desplazamiento diseño (mm)	292
Carga de Diseño Horizontal (mm)	300
Carga Estática Vertical Máxima (kN)	5700
Carga Sísmica Vertical Máxima (kN)	2000

Fuente: Elaboración propia.

Para la rigidez compuesta del sistema se propondrá 35 dispositivos para toda la edificación, entonces:

$$K_H = (n).K_h$$

Ecuación 24: Calculo de la rigidez total del sistema de aislamiento.

$$K_H = (35)(1.09)$$

$$K_H = 38.15 \text{ KN/mm}$$

Para el cálculo de la energía disipada del sistema de aislamiento por cada ciclo histerético, tomamos el desplazamiento de diseño (Dn) como la distancia "D" del diagrama histerético.

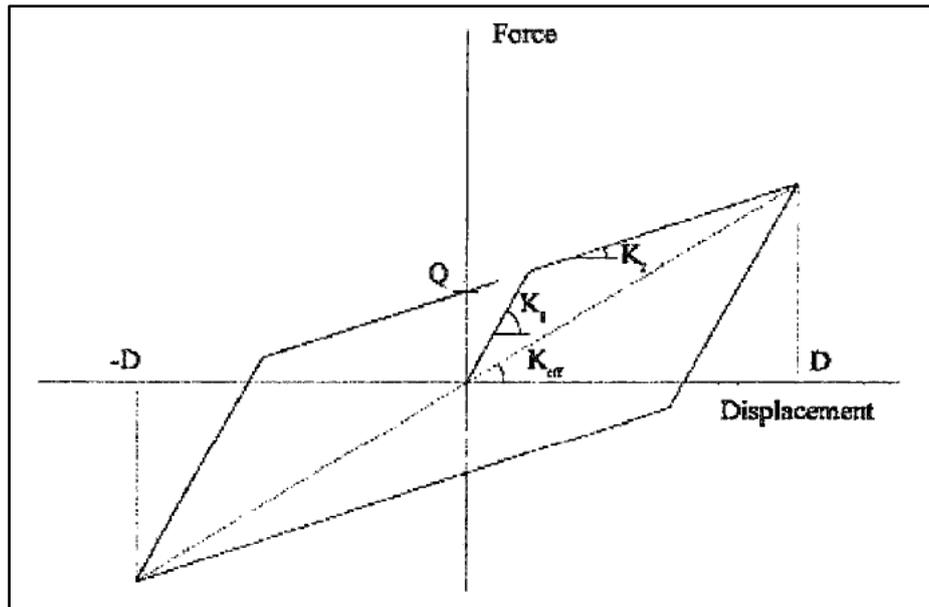


Figura 58: Lazo Histerético de un Comportamiento Simplificado Bilineal del Aislador.

Fuente: Elaboración propia.

$$W_D = 2\pi * K_{eff} * D_D^2 * \beta$$

Ecuación 25: Energía de disipación.

Para el dispositivo propuesto tenemos los siguientes datos:

$$K_{eff} : 1.09 \text{ kN/mm}$$

$$D_D : 292 \text{ mm}$$

$$\beta : 10\% = 0.1$$

$$W_D^A = 2\pi * K_{eff}^A * D_D^2 * \beta$$

$$W_D = 2\pi * (1090 \text{ kN/m}) * (0.292\text{m})^2 * 0.10$$

$$W_D = 58.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para determinar el desplazamiento de fluencia, se procede con el cálculo de la fuerza característica (Q), con una previa asunción del desplazamiento de fluencia $D_y=0$ y tomando el desplazamiento de diseño (D_D) como la deformación (D) del diagrama histérico del sistema de aislamiento:

$$Q = \frac{W_D}{4 * (D_D - D_y)}$$

Ecuación 26: Fuerza característica.

Donde inicialmente el desplazamiento es cero

$$D_y = 0$$

$$W_D = 58.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se tiene

$$Q = \frac{W_D}{4 * (D_D - D_y)}$$

$$Q = \frac{58.40 \text{ kN} \cdot \text{m}}{4 * (0.292\text{m} - 0)}$$

$$Q = 50 \text{ kN}$$

Del diagrama histerético se desprende la siguiente expresión para el cálculo de la rigidez K_2 del sistema de aislamiento sísmico:

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D_D}$$

$$K_2 = 1090 \text{ kN/m} - \frac{59 \text{ kN}}{0.292\text{m}}$$

$$K_2 = 918.78 \text{ kN/m}$$

Recalculando en valor de Q en una primera aproximación de valores de rigidez inicial K_1 , previamente, podemos asumir la siguiente relación, recomendada para aisladores de goma, pues varía según el tipo de aislador:

$$K_1 = 10K_2$$

$$K_1 = 10 \left(918.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right)$$

$$K_1 = 9187.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calculando desplazamiento de fluencia (iterativo)

$$D_y = \frac{Q}{(K_1 - K_2)}$$

$$D_y = \frac{50 \text{ kN}}{(9187.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}} - 918.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}})}$$

$$D_y = 0.006 \text{ m}$$

Recalculando la fuerza característica (q), conociendo el desplazamiento de fluencia

$$Q = \frac{W_D}{4 * (D_D - D_y)}$$

$$Q = \frac{58.4 \text{ kN/m}}{4 * (0.292 - 0.006)}$$

$$Q = 51.05 \text{ kN}$$

Hallando la rigidez post fluencia K_2

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D_D}$$

$$K_2 = 1090 \text{ kN/m} - \frac{51.05 \text{ kN}}{0.292 \text{ m}}$$

$$K_2 = 915.16 \text{ kN/m}$$

$$K_2 = 0.915 \text{ kN/mm}$$

Hallando la rigidez inicial del dispositivo K_1

$$K_1 = \frac{Q}{D_y} + K_2$$

$$K_1 = \frac{51.05 \text{ kN}}{0.006 \text{ m}} + 915.16 \text{ kN/m}$$

$$K_1 = 9359.05 \text{ kN/m}$$

$$K_1 = 9.36 \text{ kN/mm}$$

Fuerza de fluencia F_y

$$F_y = Q + (K_2 * D_y)$$

$$F_y = 51.05 \text{ kN} + (915.16 \text{ kN/m} * 0.006 \text{ m})$$

$$F_y = 56.6 \text{ kN}$$

Ratio de rigidez (relación rigidez post fluencia/ rigidez inicial)

$$\frac{K_2}{K_1} = \frac{915.16 \text{ kN/m}}{9359.05 \text{ kN/m}} = 0.098 \cong 0.1$$

Calculando el Periodo del sistema

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W/g}{K_H}}$$

Ecuación 27: Periodo del sistema.

Dónde:

g : Gravedad, expresado en mm/s².

K_H : Rigidez Horizontal del Sistema

T_D : Periodo real del sistema de aislamiento

W : Carga de Estructural

Reemplazando Valores:

$$W = 1813.31 \text{ Tn}$$

$$K_H = 38.15 \text{ KN/mm} \cong 3888.89 \text{ tn/m}$$

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W/g}{K_H}}$$

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{1813.31 \text{ tn}/(9.8 \text{ m}^2/\text{s}^2)}{3888.89 \text{ tn/m}}}$$

$$T_D = 1.37 \text{ s}$$

Frecuencia angular del sistema

$$\omega = \frac{2\pi}{T_D}$$

$$\omega = 4.587 \text{ rad/seg}$$

Amortiguamiento efectivo de cada aislador

$$C = \frac{W_D}{\pi * D_D^2 * \omega}$$

Ecuación 28: Amortiguamiento efectivo.

Dónde:

$$C = \frac{58.40 \text{ kN} \cdot \text{m}}{\pi * (0.292 \text{ m})^2 * 4.587 \text{ rad/seg}}$$

$$C = 47.53 \text{ kN} \cdot \frac{\text{seg}}{\text{m}}$$

$$C = 0.047 \text{ kN} \cdot \frac{\text{seg}}{\text{mm}}$$

Datos para corroborar con el software para obtener resultados reales:

Propiedades Nominales			
Rigidez Vertical	K_v	kN/mm	1320
Rigidez Efectiva Lineal	K_{eff}	kN/mm	1.09
Rigidez Inicial	K_1	kN/mm	9.36
Rigidez Post fluencia	K_2	kN/mm	0.92
Relación R.Inic/R. Post	K_2/K_1	<i>ratio</i>	0.1
Fuerza de Fluencia	F_y	kN	56.6
Energía Disipada	W_D	$\text{kN} \cdot \text{mm}$	58395
Amortiguamiento Efectivo	C	$\text{kN} \cdot \text{seg/mm}$	0.0475

3.5.1.6. Modelamiento del Aislador:

Para realizar el análisis de la estructura aislada se utilizó el programa ETABS 16.2. En el cual se ingresó el modelo estructural de la misma forma como se definió el sistema convencional, con todas las características geométricas, características de los materiales y propiedades de los elementos.

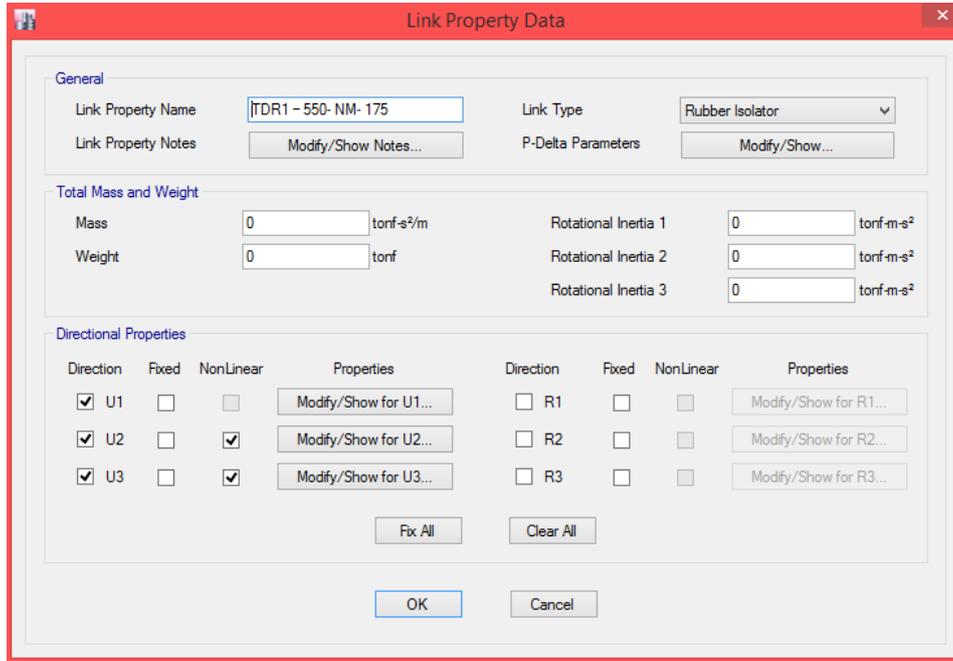


Figura 59: Datos de las propiedades de enlace para el aislador tipo LBR.

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en la figura los aisladores TDRI se colocaron bajo todos los apoyos de toda la estructura.

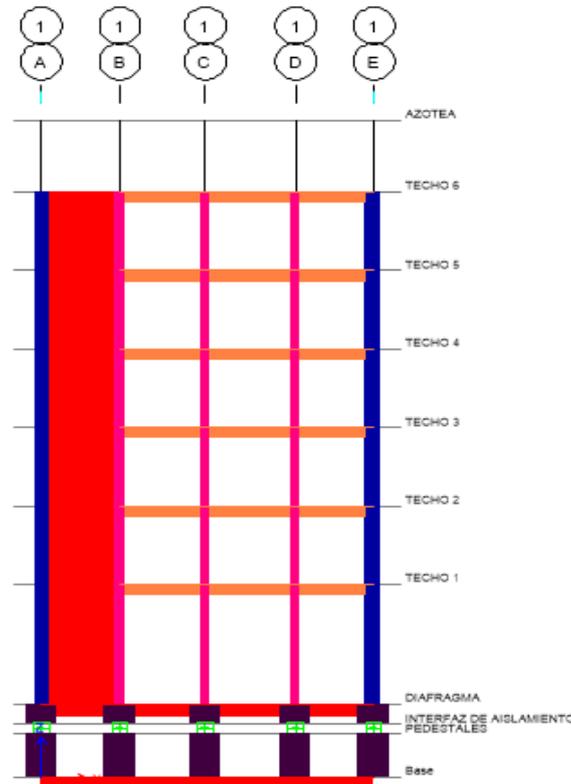


Figura 60: Aislador TDRI colocados bajo los apoyos.

Fuente: Elaboración propia del ETBAS.

I. Análisis de modos de vibración:

Los modos de vibración dependen de la rigidez y la distribución de masas de la edificación. Cada modo de vibración está asociado a 3 grados de libertad por piso (traslación en el eje X-X, traslación en el eje Y-Y y rotación en el eje Z-Z) y con su correspondiente periodo fundamental de estructura.

En la siguiente tabla se muestra los modos de vibración más importantes del edificio en cada dirección de análisis, con sus respectivos periodos y porcentajes de masa participante.

Tabla 51: Factor de masa participativo

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	1.371	0.77060	0.0963	0.09890
Modal	2	1.344	0.14130	0.7896	0.03230
Modal	3	1.22	0.04950	0.0769	0.82650
Modal	4	0.241	0.00200	0.0000	0.00004

Modal	5	0.188	0.00000	0.0006	0.00002
Modal	6	0.146	0.00000	0.0000	0.00030
Modal	7	0.136	0.00004	0.0000	0.00000
Modal	8	0.126	0.00000	0.0001	0.00001
Modal	9	0.11	0.00000	0.0000	0.00001
Modal	10	0.063	0.00001	0.0000	0.00000
Modal	11	0.046	0.00000	0.0000	0.00000
Modal	12	0.046	0.00190	0.0000	0.00330
Modal	13	0.045	0.00000	0.0017	0.00010
Modal	14	0.045	0.00000	0.0002	0.00110
Modal	15	0.042	0.00000	0.0000	0.00000
Modal	16	0.036	0.00000	0.0000	0.00000
Modal	17	0.033	0.00000	0.0000	0.00000
Modal	18	0.023	0.00000	0.0000	0.00000

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que los 3 modos mas importantes corresponden a modo traslacional en X (periodo 1.371), modo traslacional en Y (periodo 1.344) y modo rotacional (periodo 1.22s) con porcentajes de masa participativa mayores al 70%, lo que es compatible con una estructura regular.

3.5.1.7. Calculo espectro de la Norma E-031:

Para poder realizar el análisis modal espectral de una estructura aislada es necesaria la generación de un espectro de pseudo aceleraciones.

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Resumen de parámetros para análisis sísmico:

Ty=	1.371 seg.
Tx=	1.344 seg.
Z=	0.45
S=	1.1.
TP=	1
TL=	1.6
R=	2
Ia=	1
Ip=	1

El parámetro C es definido por la siguiente figura:

$T < 0,2 T_P$	→	$C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_P}\right)$
$0,2 T_P < T < T_P$	→	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	→	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	→	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

Figura 61: Coeficiente de amplificación sísmica.

Fuente: Norma Técnica E-031.

Reemplazando las ecuaciones de la Norma E-031 obtenemos:

Ecuacion	T	C
$C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_P}\right)$	0.01	1.075
	0.1	1.750
	0.15	2.125
	0.2	2.500
$C = 2,5$	0.3	2.500
	0.4	2.500
	0.5	2.500
	0.6	2.500
	0.7	2.500
	0.8	2.500
	0.9	2.500
	1	2.500
$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$	1.1	2.273
	1.2	2.083
	1.3	1.923
	1.4	1.786
	1.5	1.667
	1.6	1.563
$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$	1.7	1.384
	1.8	1.235
	1.9	1.108
	2	1.000
	2.1	0.907
	2.2	0.826
	2.3	0.756
	2.4	0.694
	2.5	0.640
	2.6	0.592
	2.7	0.549
	2.8	0.510
	2.9	0.476
	3	0.444
	3.1	0.416
	3.2	0.391
	3.3	0.367
	3.4	0.346
	3.5	0.327
	3.6	0.309
3.7	0.292	
3.8	0.277	
3.9	0.263	
4	0.250	
4.1	0.238	
4.2	0.227	
4.3	0.216	
4.4	0.207	
4.5	0.198	
4.6	0.189	
4.7	0.181	
4.8	0.174	
4.9	0.167	
5	0.160	

Figura 62: Factor de amplificación sísmica para espectro de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

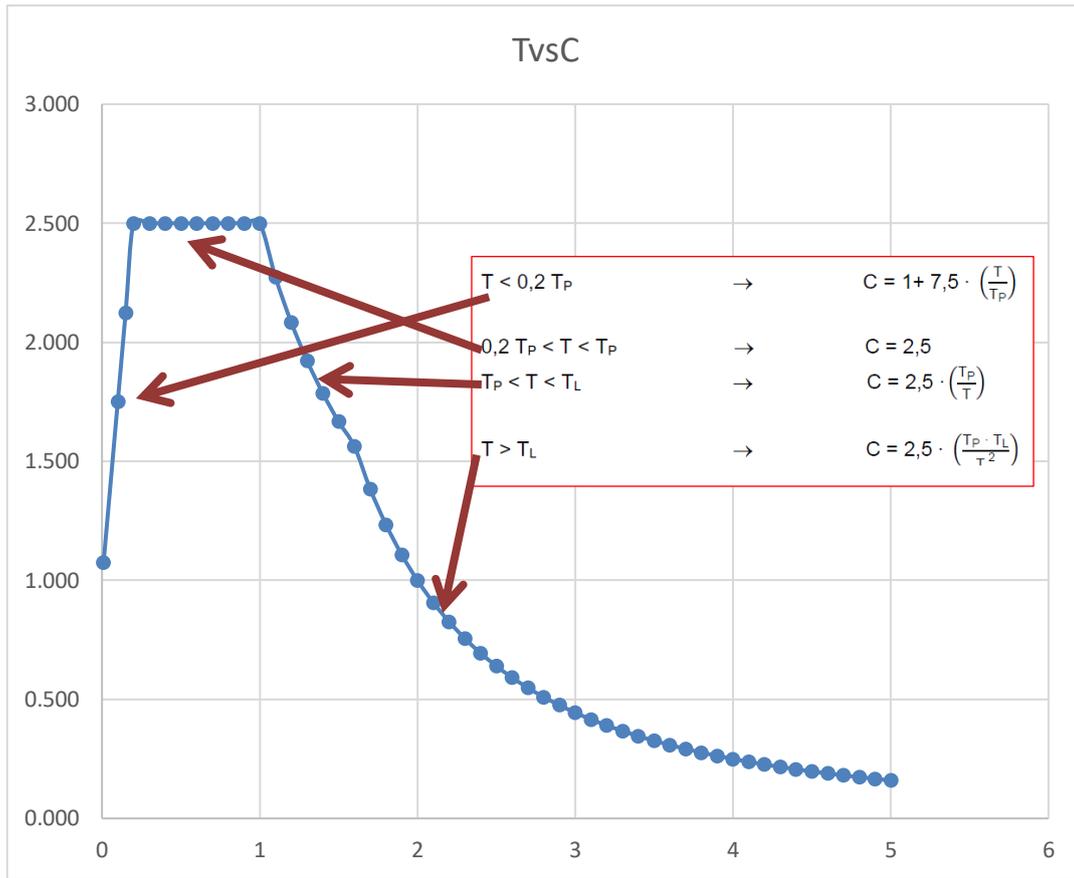


Figura 63: Espectro de diseño E031.

Fuente: Elaboración propia.

El análisis dinámico modal espectral se realizará mediante el software ETABS 2016 V.2.0 en donde definiremos el espectro de diseño y máximo esperado para su posterior verificación de desplazamiento de diseño y máximos.

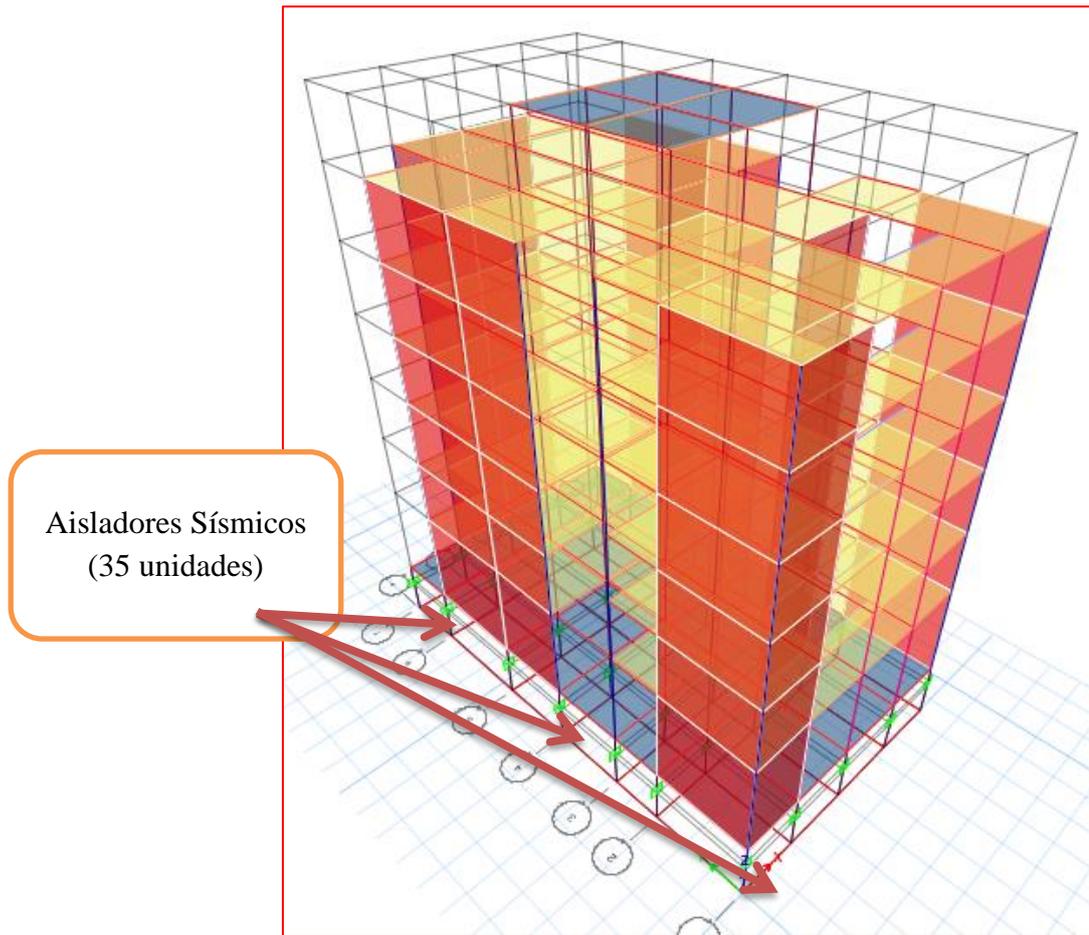


Figura 64: Modelo del edificio Aislado.

Fuente: Elaboración propia ETABS.

3.6. Análisis Tiempo – Historia

El Análisis Tiempo Historia es un método para el cálculo de las fuerzas sísmicas en edificios, ya que permite saber la fuerza en cualquier momento, es decir la fuerza en función del tiempo, con ello es posible saber el comportamiento del edificio en cualquier instante de tiempo y pasó a paso. Para la presente tesis, Se utilizaron siete registros sísmicos, cada uno con sus dos componentes horizontales.

Tabla 52: Registros Sísmicos.

Registro	Fecha	Magnitud (Mw)	Duración
Lima	17/10/1966	8.1	65
Huaraz	31/05/1970	6.6	45
Lima	03/10/1974	6.6	98
Tacna	23/06/2001	6.9	199
Ica	15/08/2007	7	218
Huánuco	24/08/2011	7	144
Ica	25/09/2013	6.9	200

Fuente: Elaboración propia.

Se utilizaron los registros sísmicos más importantes de nuestro país y también se optó por algunos registros recientes y con magnitud significativa. Estos registros se eligieron por su cercanía geográfica y sismicidad similar a la del Perú.

Los acelerogramas de cada registro se obtuvieron de la red nacional Cismid, para ambas direcciones (Norte Sur, ND) y (Este Oeste, EW).

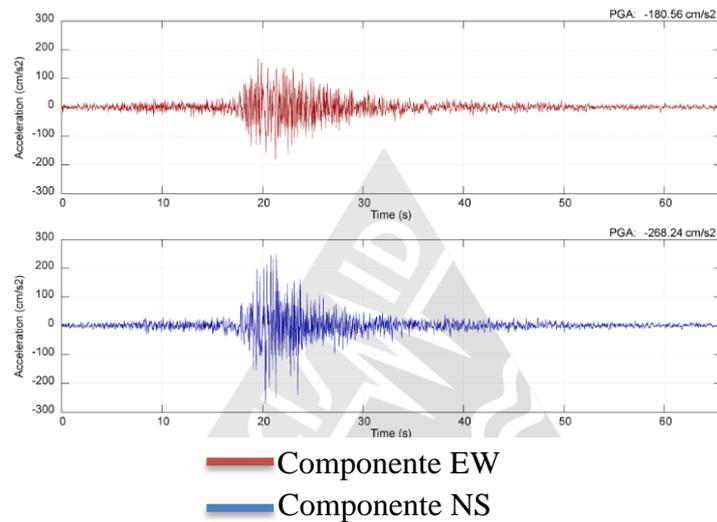


Figura 65: Acelerogramas Sismo Lima 1966. Fuente: CISMID

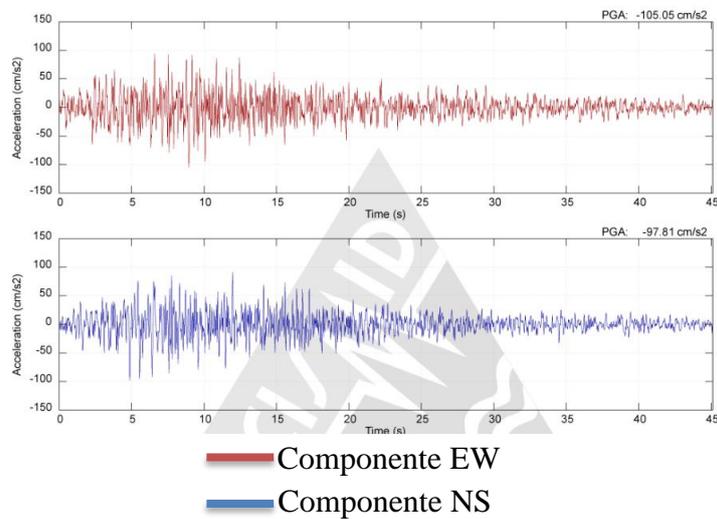


Figura 66: Acelerogramas Sismo Huaraz 1970. Fuente: CISMID

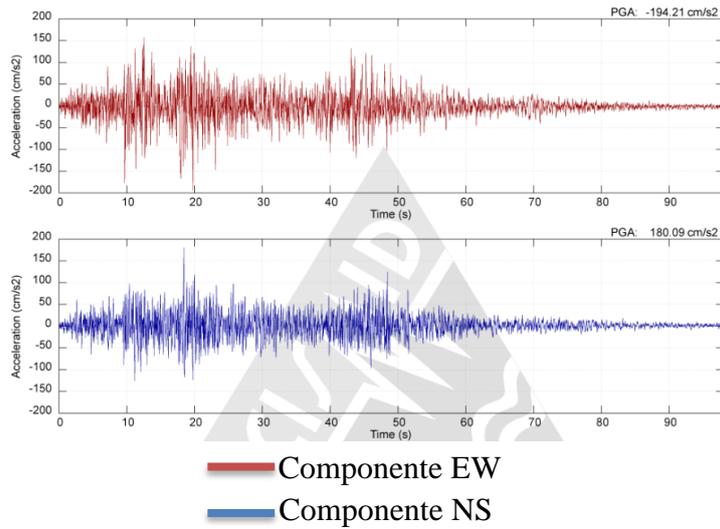


Figura 67: Acelerogramas Sismo Lima 1974. Fuente: CISMID

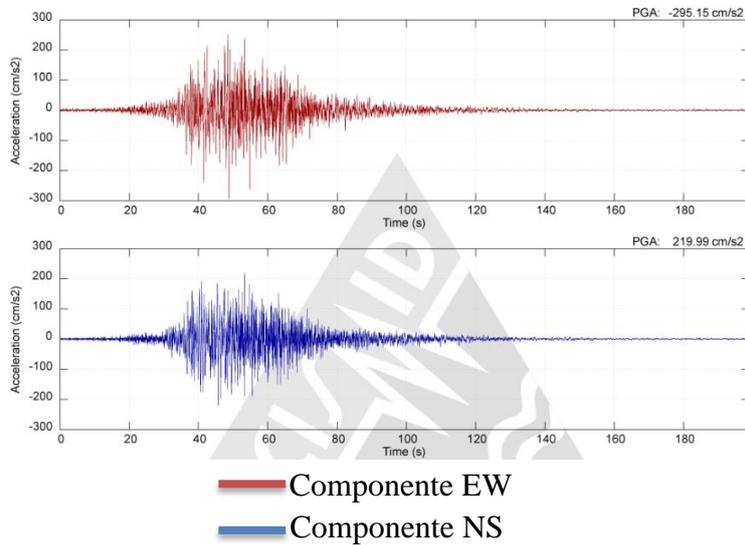


Figura 68: Acelerogramas Sismo Tacna 2001. Fuente: CISMID

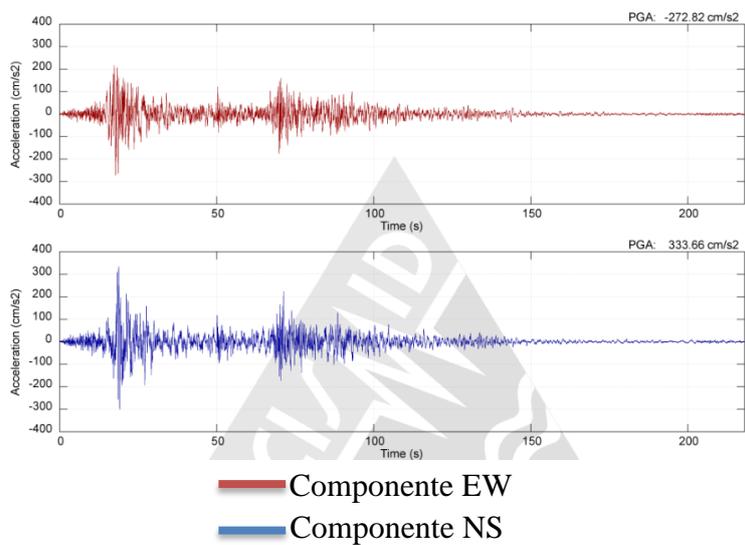


Figura 69: Acelerogramas Sismo Ica 2007. Fuente: CISMID

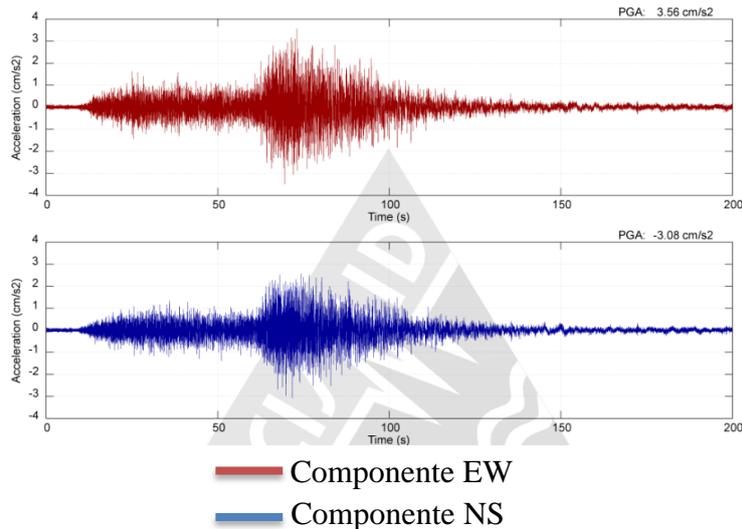


Figura 70: Acelerogramas Sismo Ica 2013. Fuente: CISMID

El escalamiento de los acelerogramas consistió en escalar todos los registros hasta alcanzar la aceleración máxima 0.45g. Se escalaron las dos componentes de un registro, luego para cada componente se obtiene el espectro compatible con la norma peruana para esa intensidad y se realiza la combinación SRSS de estos dos espectros en una combinación de 0.80 para la dirección en análisis y 0.30 para la dirección ortogonal. Los registros usados fueron escalados de acuerdo al espectro de la norma E-031, con un factor de $R=1$, e ingresados posteriormente al programa ETABS.

A. Cálculo de Fuerza cortante:

Se obtuvieron los cálculos máximos para el registro de Ica-2007. En la siguiente tabla se muestra las fuerzas cortantes actuantes en el piso por caso de carga de sismo de diseño en cada dirección de análisis.

Tabla 53: Análisis en dirección X-X del Edificio Aislado.

PISO	Load Case/Combo	Ubicación	P	VX
			tonf	tonf
TECHO 6	ICA 2007-WE_XX Max	Inferior	0	117.84
TECHO 5	ICA 2007-WE_XX Max	Inferior	0	201.24
TECHO 4	ICA 2007-WE_XX Max	Inferior	0	267.73
TECHO 3	ICA 2007-WE_XX Max	Inferior	0	331.65
TECHO 2	ICA 2007-WE_XX Max	Inferior	0	386.57
TECHO 1	ICA 2007-WE_XX Max	Inferior	0	410.43

Fuente: Elaboración propia.

En el siguiente cuadro se muestra las fuerzas cortantes actuantes en el piso por caso de carga de sismo de diseño en el eje Y-Y.

Tabla 54: Análisis en dirección Y-Y del Edificio Aislado.

PISO	Load Case/Combo	Ubicación	P	VY
			tonf	tonf
TECHO 6	ICA 2007-NS-YY Max	Inferior	0	114.99
TECHO 5	ICA 2007-NS-YY Max	Inferior	0	179.99
TECHO 4	ICA 2007-NS-YY Max	Inferior	0	227.88
TECHO 3	ICA 2007-NS-YY Max	Inferior	0	273.06
TECHO 2	ICA 2007-NS-YY Max	Inferior	0	307.60
TECHO 1	ICA 2007-NS-YY Max	Inferior	0	314.13

Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar que en la dirección XX, el sismo genera una mayor fuerza sísmica en comparación con la dirección YY.

B. Control de distorsión de entrepiso

La máxima deriva de entrepiso de la superestructura calculado por el análisis Tiempo-Historia, considerando las características de fuerza de deformación no lineales, no debe exceder 0.005.

Tabla 55: Análisis en dirección X-X con base aislada.

PISO	Load Case/Combo	Dirección	Drift	Lim. Distorsión	
TECHO 6	DERIVA TH XX Max	X	0.0016	0.005	CUMPLE
TECHO 5	DERIVA TH XX Max	X	0.0017	0.005	CUMPLE
TECHO 4	DERIVA TH XX Max	X	0.0017	0.005	CUMPLE
TECHO 3	DERIVA TH XX Max	X	0.0018	0.005	CUMPLE
TECHO 2	DERIVA TH XX Max	X	0.0017	0.005	CUMPLE
TECHO 1	DERIVA TH XX Max	X	0.0015	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 56: Análisis en dirección Y-Y con base aislada.

PISO	Load Case/Combo	Dirección	Drift	Lim. Distorsión	
TECHO 6	DERIVA TH YY Max	Y	0.0005	0.005	CUMPLE
TECHO 5	DERIVA TH YY Max	Y	0.0006	0.005	CUMPLE
TECHO 4	DERIVA TH YY Max	Y	0.0006	0.005	CUMPLE
TECHO 3	DERIVA TH YY Max	Y	0.0006	0.005	CUMPLE
TECHO 2	DERIVA TH YY Max	Y	0.0005	0.005	CUMPLE
TECHO 1	DERIVA TH YY Max	Y	0.0005	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

C. Máximos desplazamientos del dispositivo

Para el desplazamiento de los dispositivos, se calculó a partir del análisis tiempo historia, obteniendo los siguientes resultados máximos para el Sismo Ica-2007:

Tabla 57: Desplazamiento máximo de la base en dirección X-X

PISO	Diafragma	Load Case/Combo	UX
			m
DIAFRAGMA	DBASE	DERIVA TH XX Max	0.16

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 58: Desplazamiento máximo de la base en dirección Y-Y

PISO	Diafragma	Load Case/Combo	UY
			m
DIAFRAGMA	DBASE	DERIVA TH YY Max	0.06

Fuente: Elaboración propia.

3.6.1. Diseño de la Superestructura

Para el diseño se utilizarán los mismos principios y criterios que fueron utilizados para el 3.6.1. Del sistema convencional.

El edificio en estudio será diseñado cumpliendo los requisitos establecidos en el RNE de concreto armado E060. Lo establecido en ella, es que en cualquier elemento estructural la demanda de resistencia (R_u) nunca supere la resistencia que estos puedan proveer (ΦR_n):

La resistencia de diseño (ΦR_n) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada multiplicando esta por los factores (Φ) de reducción especificados en la sección 3.4.3.

3.6.1.1. Diseño de Viga

Para el diseño por flexión de vigas se tomará el eje 5-5 del techo 03 del plano del Sistema con Aislamiento en la base (Ver Anexo 04.b), para poder comparar con los resultados obtenidos del sistema convencional.

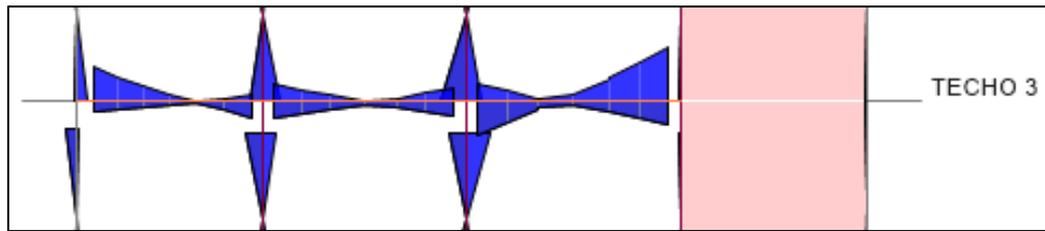


Figura 71: Diagrama de envolvente de momentos flectores de la viga en el eje 5-5 del techo 03(Ton.m)
Fuente: Elaboración propia ETABS.

A continuación, se muestra los momentos de diseño obtenidos en cara de columnas y centro de los 3 tramos del Eje 5-5:

Mu (Etabs)	EJE 5-5 PISO 03								
	2.475			2.7			2.85		
M (-) Tnf.m	11.01	1.88	1.65	5.45	0.10	4.28	5.43	2.20	13.93
M (+) Tnf.m	4.04	1.73	6.03	6.32	1.81	5.42	11.93	1.72	8.26

Figura 72: Momentos flectores obtenidos de diseño.
Fuente: Elaboración propia ETABS.

A continuación, se muestra los parámetros de diseño para el diseño de la viga:

Altura de Viga	0.40 m
Peralte Efectivo	0.32 m
Ancho de viga	0.30 m
F'c=	210 kg/cm ²
Fy=	4200 kg/cm ²

Antes de proceder con el diseño, hallaremos los valores máximos y mínimos de acero para la viga analizada:

$$AS_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

Reemplazando obtenemos:

$$AS_{min} = 2.32 \text{ cm}^2$$

Reemplazando obtenemos:

$$AS_{max} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * B1 * f'c}{fy} * \left(\frac{6000}{fy + 6000} \right) \right) * b * d$$

$$AS_{max} = 15.3 \text{ cm}^2$$

Se realizó el cálculo de refuerzos longitudinales y bastones para la viga con los resultados obtenidos a través del software Etabs.

EJE 5-5 PISO 03									
A*s(cm2)	10.47	4.10	1.88	4.84	1.97	3.74	4.82	6.59	13.90
Necesario	3.52	2.92	5.36	5.66	3.21	4.80	11.52	3.49	11.84
4 Ø 5/8"									
A*s Colocado FC									
B	2Ø1/2"								3 Ø5/8"
B					2Ø 5/8"				2 Ø5/8"
FC	4 Ø 5/8"								
(l/ro)	91	121	121	121	121	121	121	121	69
	121	121	121	121	121	121	80	121	80
w	0.220	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166	0.290
	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166	0.249	0.166	0.249
w(1-0.59w)	0.191	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.241
VERIFICACION	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.212	0.150	0.212
	TRAMO 01			TRAMO 02			TRAMO 03		
ØMn sup. (Tnf.m)	11.10	8.69	8.69	8.69	8.69	8.69	8.69	8.69	13.96
ØMn inf. (Tnf.m)	8.69	8.69	8.69	8.69	8.69	8.69	12.32	8.69	12.32
ØMn > Mu									

Figura 73: Refuerzos longitudinales y bastones para viga.

Fuente: Elaboración propia Excel.

Para el diseño por corte de vigas se tomará el mismo eje 5-5 del techo 03:

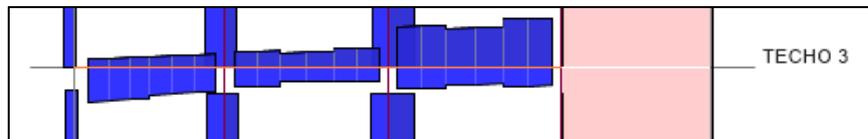


Figura 74: Diagrama de envolvente de fuerza cortante de la viga en el eje 5-5 del techo 03

Fuente: Elaboración propia ETABS

A continuación se muestra la fuerza cortante de diseño obtenidos en cara de columnas y centro de los tramos del Eje 5-5:

EJE 5-5 PISO 03									
Vu (Etabs)									
Tramos	2.475			2.7			2.85		
Vu Tnf(+)	1.97	2.73	3.51	4.18	3.95	5.11	11.04	10.60	13.46
Vu Tnf(-)	9.75	8.70	6.73	5.60	4.05	3.95	6.00	4.85	5.22

Figura 75: Fuerza cortante obtenida por los cálculos a partir de la envolvente.

Fuente: Elaboración propia ETABS.

La fuerza cortante V_{ud} es tomada a una distancia "d" de la cara del elemento de apoyo, y se realizó los cálculos correspondientes de acuerdo a las ecuaciones 07.

$$V_u = 13.46 Tn.f$$

$$V_{ud} = 13.34 Tn.f$$

Calculo de ϕV_c con los valores:

Tabla 59: Propiedades y características de la viga.

F'c=	210	kg/cm
b=	30.00	cm
d=	32.00	cm

Fuente: Elaboración propia.

Entonces se obtiene un valor de:

$$\phi V_c = 6.27 \text{ Tn. f}$$

Calculo de ϕV_s , usando estribos de 3/8

$$V_s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

Como son ramas $\rightarrow A_v = 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 32.00 \text{ cm}$$

$$s = d/2 = 16 \text{ cm}$$

Reemplazando

$$V_s = 11.93 \text{ Tn. f}$$

El aporte del estribo es:

$$\phi V_s = 10.14 \text{ Tn. f}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 16.41 \text{ Tn. f}$$

Como ϕV_n es mayor que V_u , se puede trabajar con el espaciamiento máximo para todo el tramo de la viga:

$$s_{min} = s_{max} = \frac{d}{2} = 16 \text{ cm}$$

Requisitos para vigas en sistemas de muros estructurales de acuerdo a la NTE 060. Cap.21.4.3.

Calculo de M_n para los tramos de la viga en el Eje 5-5:

Ln	TRAMO 01			TRAMO 02			TRAMO 03		
	2.1			2.4			2.55		
ØMn sup. (Tnf.m)	11.10	8.69	8.69	8.69	8.69	8.69	8.69	8.69	13.96
ØMn inf. (Tnf.m)	8.69	8.69	8.69	8.69	8.69	8.69	12.32	8.69	12.32
Mn sup. (Tnf.m)	12.33	9.65	9.65	9.65	9.65	9.65	9.65	9.65	15.52
Mn inf. (Tnf.m)	9.65	9.65	9.65	9.65	9.65	9.65	13.69	9.65	13.69

Figura 76: Momento nominal en viga.

Fuente: Elaboración propia.

Calculamos la combinación $W_u = 1.25 (CM + CV)$, para obtener las fuerzas cortantes en el tramo 03:

PP. viga:	0.288	Tn/m	A. Tributario		
CM':	400	kg/m ²	3.30	1.32	Tn/m
CV:	200	kg/m ²	3.30	0.66	Tn/m
Entonces:			CM:	1.608	Tn/m
			CV:	1.608	Tn/m
			W_u:	4.02	Tn/m

Caso 01:

$$V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2}$$

$$V_{ui} = 14.28 \text{ Tn.f}$$

Caso 02:

$$V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2}$$

$$V_{ud} = 16.38 \text{ Tn.f}$$

Entonces:

$$V_{ui} \leq \phi V_n$$

$$V_{ud} \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = 16.41 \text{ Tn.f}$$

Calculo de separación de estribos cerrados de confinamiento de acuerdo a la NTE 060. Cap. 21.4.4.4.

Zona de confinamiento: $2.h = 2 \times 0.40 \text{ m} = 0.80 \text{ m}$

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;

(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;

(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;

(d) 300 mm.

Escogiendo el menor y reemplazando en (a), tenemos: $32/4 = 8 \rightarrow 15 \text{ cm}$

En la zona central los estribos deben estar espaciados a no más de $0,5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

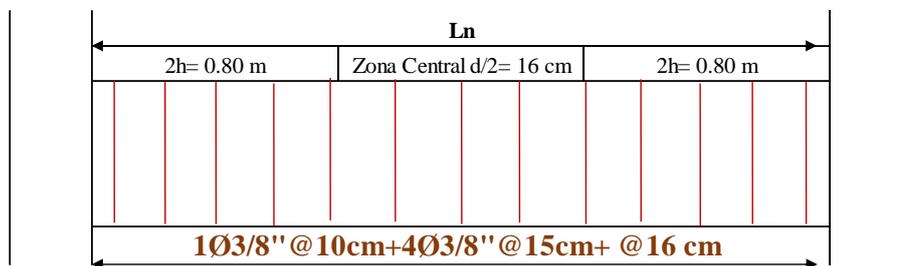


Figura 77: Distribución general de estribos para tramos del Eje 5-5 para el techo 03

Fuente: Elaboración propia Excel.

Se hará el refuerzo para fuerza cortante con estribos verticales cerrados de 2 ramas, con barras de acero de $\varnothing = 3/8"$.

*Se aprecia un incremento en el refuerzo de diseño por flexión debido al aumento de fuerza por sismo. En el diseño por cortante es el mismo en ambos sistemas, los estribos de $3/8"$ a una separación máxima y mínima a $d/2$, cumple con los requisitos de resistencia.

Dirección YY:

Para el diseño por flexión de vigas se tomará el eje E-E entre ejes 1-3 del techo 03, para realizar la comparación con los resultados obtenidos en el sistema convencional.

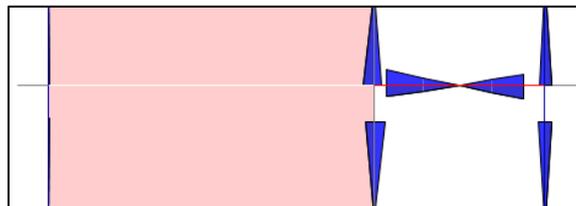


Figura 78: Diagrama de envolvente de momentos flectores de la viga en el eje E-E del techo 03(Ton.m).

Fuente: Elaboración propia ETABS.

A continuación se muestra los momentos obtenidos a cara de columna del tramo 02 del Eje E-E, entre los Ejes 01-03:

Mu (Etabs) Tramos	EJE E-E PISO 03					
	MURO			2.05		
M (-) Tnf.m	-	-	-	9.54	0.13	6.60
M (+) Tnf.m	-	-	-	6.90	0.40	7.94

Figura 79: Momentos flectores de diseño.

Fuente: Elaboración propia ETABS.

A continuación se muestra los parámetros de diseño para el diseño de la viga:

Altura de Viga	0.45 m
Peralte Efectivo	0.37 m
Ancho de viga	0.30 m
F'c=	210 kg/cm ²
Fy=	4200 kg/cm ²

Antes de proceder con el diseño, hallaremos los valores máximos y mínimos de acero para la viga analizada:

$$AS_{min} = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$AS_{max} = 17.69 \text{ cm}^2$$

Se realizó el cálculo de refuerzos longitudinales y bastones para la viga con los resultados obtenidos a través del software Etabs.

EJE E-E PISO 03						
A*s(cm2)	-	-	-	7.41	3.72	4.99
Necesario	-	-	-	5.20	3.51	6.07
A*s Colocado FC						
3 Ø 5/8"						
B	MURO	1Ø5/8"				
B				1Ø1/2"		
FC	3 Ø 5/8"					
A*s (cm2)						
	MURO	7.96	5.97	5.97		
		5.97	5.97	7.26		
(1/ro)						
	MURO	139	186	186		
		186	186	153		
w						
	MURO	0.143	0.108	0.108		
		0.108	0.108	0.131		
w(1-0.59w)						
VERIFICACION	MURO	0.131	0.101	0.101		
		0.101	0.101	0.121		
		TRAMO 01		TRAMO 02		
ØMn sup. (Tnf.m)	MURO	10.19	7.82	7.82		
ØMn inf. (Tnf.m)		7.82	7.82	9.37		
ØMn > Mu						

Figura 80: Refuerzos longitudinales y bastones para viga.

Fuente: Elaboración propia Excel.

Para el diseño por corte de vigas se tomará el mismo eje 5-5 del techo 03:



Figura 81: Diagrama de envolvente de fuerza cortante de la viga en el eje E-E del techo 03(Ton.m)

Fuente: Elaboración propia ETABS

A continuación, se muestra la fuerza cortante obtenida a cara de columna y centro del tramo 02, del Eje E-E, entre los tramos 1-3

Vu (Etabs)	EJE E-E PISO 03		
Tramos	Tramo 01	2.05	
Vu Tn.f(+)	MURO	7.36	8.01
Vu Tn.f(-)		11.77	9.24
		10.86	9.63

Figura 82: Fuerza Cortante de Diseño.

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Se realizó el diseño por cortante con los valores máximos obtenidos a lo largo del eje E-E del techo 03, con las ecuaciones 07.

La fuerza cortante es tomada a una distancia “d” de la cara del elemento de apoyo para el tramo 02, obteniendo un valor de:

$$Vud = 11.38 Tn. f$$

Calculo de ϕVc con los valores:

Tabla 60: Propiedades y características de la viga.

F'c=	210	kg/cm ²
b=	30.00	cm
d=	37.00	cm

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Entonces se obtiene un valor de:

$$\phi Vc = 7.25 Tn. f$$

Calculo de ϕVs , usando estribos de 3/8:

$$Vs = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

Como son ramas $\rightarrow Av = 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2$

$$Av = 1.42 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 37.00 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 18.5 \text{ cm}$$

Reemplazando

$$Vs = 11.93 Tn. f$$

El aporte del estribo es:

$$\phi V_s = 10.14 Tn.f$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 17.39 Tn.f$$

Como ϕV_n es mayor que V_{ud} , se puede trabajar con el espaciamiento máximo para todo el tramo de la viga:

$$S_{min} = S_{max} = \frac{d}{2} = 18.5 \text{ cm}$$

Requisitos para vigas en sistemas de muros estructurales de acuerdo a la NTE 060. Cap.21.4.3.

Calculo de M_n para los tramos de la viga en el Eje E-E, entre los Ejes 1-3:

Ln	TRAMO 01	TRAMO 02		
	3.9	1.85		
$\phi M_n \text{ sup. (Tnf.m)}$	MURO	10.19	7.82	7.82
$\phi M_n \text{ inf. (Tnf.m)}$		7.82	7.82	9.37
$M_n \text{ sup. (Tnf.m)}$	MURO	11.32	8.69	8.69
$M_n \text{ inf. (Tnf.m)}$		8.69	8.69	10.41

Figura 83: Momentos Nominales en Vigas del Eje E-E, entre los Ejes 1-3

Fuente: Elaboración propia.

Calculamos la combinación $W_u = 1.25 (CM+CV)$, para obtener las fuerzas cortantes en el tramo 03:

PP. viga:	0.324	Tn/m	A. Tributario		
CM':	400	kg/m ²	3.30	1.32	Tn/m
CV:	200	kg/m ²	3.30	0.66	Tn/m
P. Muro:	0.51	Tn/m			
Entonces:			CM:	2.15	Tn/m
			CV:	2.15	Tn/m
			WU:	5.39	Tn/m

Caso 01:

$$V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{Ln} + \frac{W_u * Ln}{2}$$

$$V_{ui} = 16.73 Tn.f$$

Caso 02:

$$V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{Ln} + \frac{W_u * Ln}{2}$$

$$Vud = 14.37 \text{ Tn. f}$$

Entonces:

$$Vui \leq \phi Vn$$

$$Vud \leq \phi Vn$$

$$\phi Vn = 17.39 \text{ Tn. f}$$

Calculo de separación de estribos cerrados de confinamiento de acuerdo a la NTE 060.
Cap. 21.4.4.4.

Zona de confinamiento: $2.h = 2 \times 0.45 \text{ m} = 0.90 \text{ m}$

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

- (a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
- (b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
- (d) 300 mm.

Escogiendo el menor y reemplazando en (a), tenemos: $37/4 = 9.25 \rightarrow 15 \text{ cm}$

En la zona central los estribos deben estar espaciados a no más de $0,5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

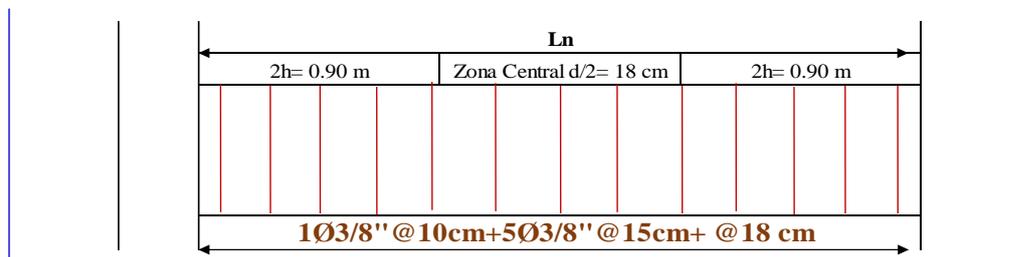


Figura 84: Distribución general de estribos para tramos del Eje E-E, entre los Ejes 1-3 para el techo 03.

Fuente: Elaboración propia Excel.

Se hará el refuerzo para fuerza cortante con estribos verticales cerrados de 2 ramas, con barras de acero de $\phi = 3/8"$.

3.6.1.2. Diseño de columnas

Para el diseño se consideró la columna de $b=30 \times H=45\text{cm}$ (Eje 1-C) (Ver Anexo 04.b), al igual que el sistema convencional para poder realizar la comparación.

Tabla 61: Cargas sobre la columna para Diseño

PISO	Columna	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C 1-C	Dead	-28.19	-0.03	-0.74	-1.67	-0.03
TECHO 1	C 1-C	Live	-3.96	-0.01	-0.18	-0.41	-0.02
TECHO 1	C 1-C	ICA 2007-WE_XX Max	11.54	3.39	1.72	3.55	6.71
TECHO 1	C 1-C	ICA 2007-NS-YY Max	6.94	0.88	0.74	1.65	1.74

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Para el diseño se consideró la columna de $b=30 \times H=45\text{cm}$ (Eje 1-C).

Consideraciones particulares de diseño.

- La resistencia a compresión mínima del concreto será 210 kg/cm^2 .
- El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será 4200 kg/cm^2 .
- La relación entre la dimensión menor y mayor de la sección transversal de la columna no será menor que 0.4.
- La cuantías mínima y máxima en columnas son: $\rho_{\min} \geq 1\%$, $\rho_{\max} \leq 6\%$.

Altura	0.45 m
Base	0.30 m
Recubrimiento	0.04 m
$F'c=$	210 kg/cm^2
$Fy=$	4200 kg/cm^2

De acuerdo a los cálculos obtenidos del análisis en el software Etabs, tenemos los siguientes resultados:

Tabla 62: Cargas sobre la columna para Diseño.

Piso	Column	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	1-C	Dead	-28.19	-0.03	-0.74	-1.67	-0.03
TECHO 1	1-C	Live	-3.96	-0.01	-0.18	-0.41	-0.02
TECHO 1	1-C	ICA 2007-WE_XX Max	11.54	3.39	1.72	3.55	6.71
TECHO 1	1-C	ICA 2007-NS-YY Max	6.94	0.88	0.74	1.65	1.74

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Procederemos a realizar las combinaciones de carga para el diseño por flexocompresión para ambas direcciones de análisis:

Tabla 63: Combinaciones de carga para diseño eje X-X

SIS XX				
COMBOS		P (Tnf)	M2(Tnf.m)	M3(Tnf.m)
C.Grav	U1=1.4C+1.7CV	46.20	-3.04	-0.07
SISMO XX	1.25(CM+CV) +SISXX	51.73	0.95	6.65
	1.25(CM+CV)-SISXX	28.65	-6.15	-6.77
	0.9CM+SISXX	36.91	2.04	6.69
	0.9CM-SISXX	13.83	-5.05	-6.73

Fuente: Elaboración propia

Tabla 64: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y

SIS YY				
COMBOS		P (Tnf)	M2(Tnf.m)	M3(Tnf.m)
C.Grav	U1=1.4C+1.7CV	46.20	-3.04	-0.07
SISMO YY	1.25(CM+CV) +SISYY	47.13	-0.95	1.68
	1.25(CM+CV)-SISYY	33.24	-4.25	-1.80
	0.9CM+SISYY	32.31	0.14	1.72
	0.9CM-SISYY	18.43	-3.16	-1.76

Fuente: Elaboración propia

Realizado el análisis por flexocompresión, se hizo el cálculo con una columna de 8 varillas de 5/8", cumpliendo con la cuantía mínima y máxima.

$$A_s = 8 * 1.99 \text{ cm}^2 = 16 \text{ cm}^2 \rightarrow p = 1.19\%$$

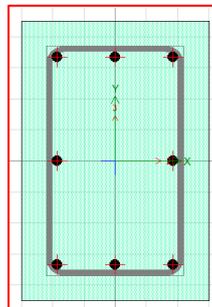


Figura 85: Sección de columna 1-C

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Con el acero propuesta en la sección de columna C-1 obtenemos los diagramas de interacción.

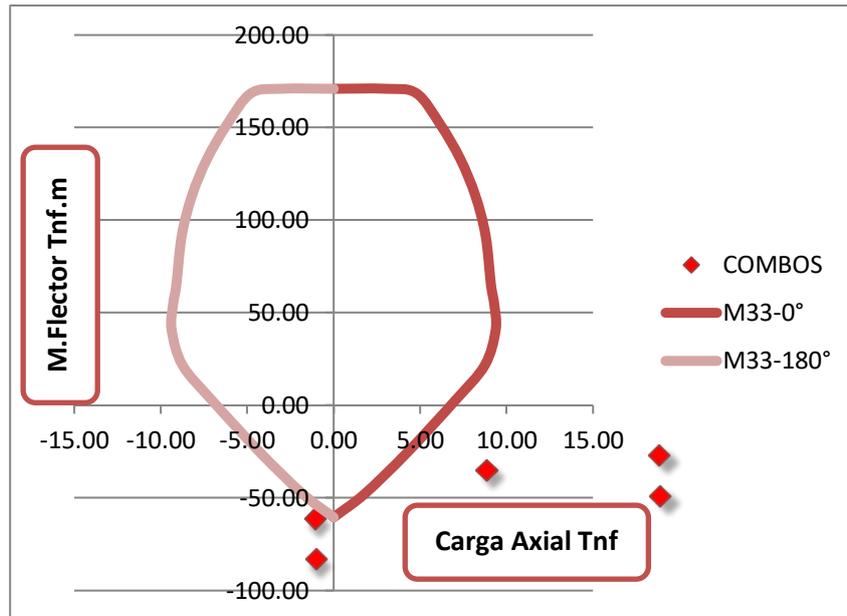


Figura 86: Sismo M33, Sismo dirección Eje X-X, columna 1-C
 Fuente: Elaboración propia

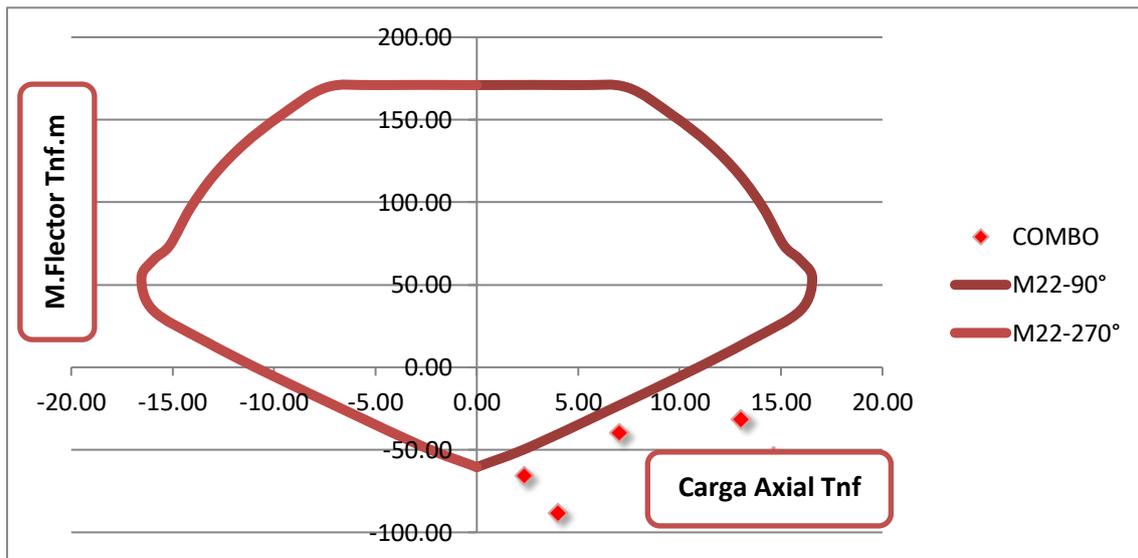


Figura 87: Sismo M22, Sismo dirección Eje X-X, columna 1-C
 Fuente: Elaboración propia

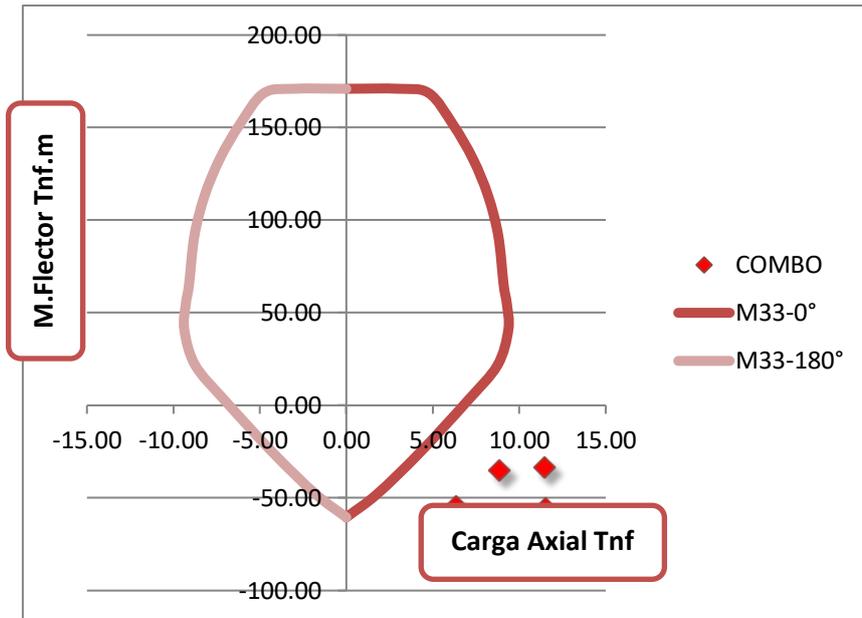


Figura 88: Sismo M33, Sismo dirección Eje Y-Y, columna I-C
 Fuente: Elaboración propia

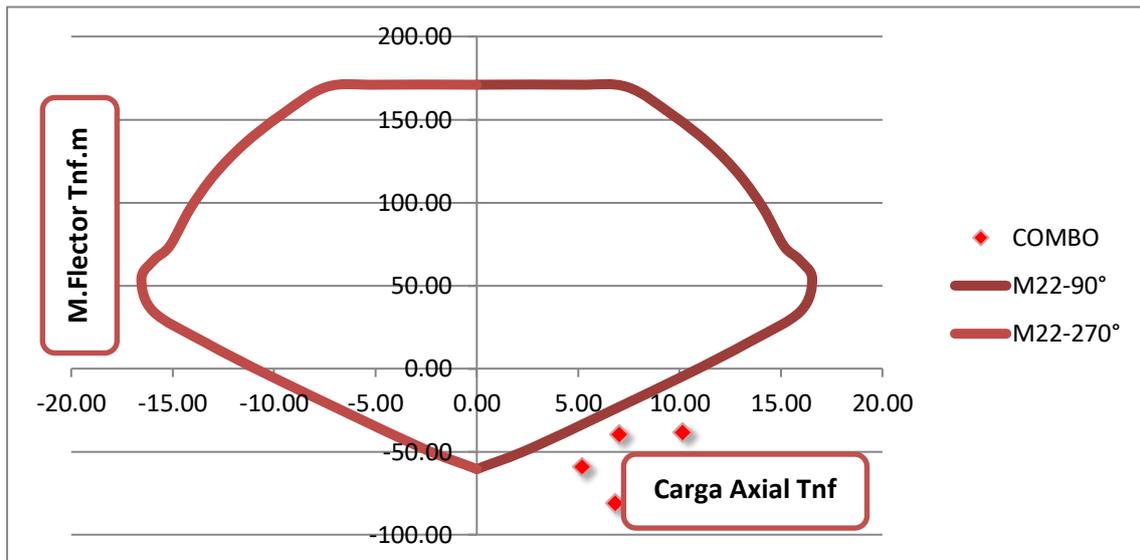


Figura 89: Sismo M22, Sismo dirección Eje Y-Y, columna I-C
 Fuente: Elaboración propia

En ambos diagramas observamos que todos los puntos se encuentran dentro de la curva, por lo tanto, ésta será la distribución de acero requerida para el diseño final en la columna es correcta.

Diseño por Corte

Para el diseño por corte se selecciona la misma columna seleccionada en el cuarto nivel, con su sollicitación sísmica y gravedad obtenida por la envolvente.



Figura 90: Fuerza cortante nivel 04, columna 1-C

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Cortante ultimo de diseño:

$$V_u = 7.55 \text{ tn.f}$$

Calculo de Resistencia del concreto al corte:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot h$$

$$V_c = 10.37 \text{ tn.f}$$

$$\phi V_c = 8.81 \text{ tn.g}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

Verificación de Fuerza cortante de diseño V_u en columnas, para un sistema de muros estructurales:

En los elementos en flexocompresión los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

Del diagrama de interacción obtenemos los momentos Nominales máximos:

$$M_{n1} = 12.8 \text{ tn.f}$$

$$M_{n2} = 20.8 \text{ tn.f}$$

Para un $h_n = 2.75 \text{ m}$

Caso 01:

$$V_u = \frac{12.8 + 20.8}{2.75} = 9.30 \text{ Tn.f}$$

Caso 02:

$$V_u = \frac{20.8 + 20.8}{2.75} = 15.13 \text{ Tn. f}$$

Calculo de ϕV_s , usando estribos de 3/8:

$$V_s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

Como son ramas $\rightarrow A_v = 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 37.00 \text{ cm}$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

Reemplazando

$$V_s = 11.03 \text{ Tn. f}$$

El aporte del estribo es:

$$\phi V_s = 9.38 \text{ Tn. f}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 18.19 \text{ Tn. f}$$

Como ϕV_n es mayor que V_u , se puede trabajar con el espaciamiento de 20cm para la zona fuera de confinamiento:

$$s_{min} = s_{max} = 20 \text{ cm}$$

Como la resistencia al Nominal es mayor a la cortante ultima, colocaremos estribos de confinamiento de acuerdo a lo especificado en la Norma E-060.

Se hará el refuerzo para fuerza cortante con estribos verticales cerrados de 2 ramas, con barras de acero de $\phi = 3/8"$.

Longitud de zona de confinamiento: 50 cm

La distribución de estribos en la zona de confinamiento es:

- El primer estribo estará a 5 cm, medido desde la cara del nudo.
- Estribos irán a 10 cm.

Por lo tanto

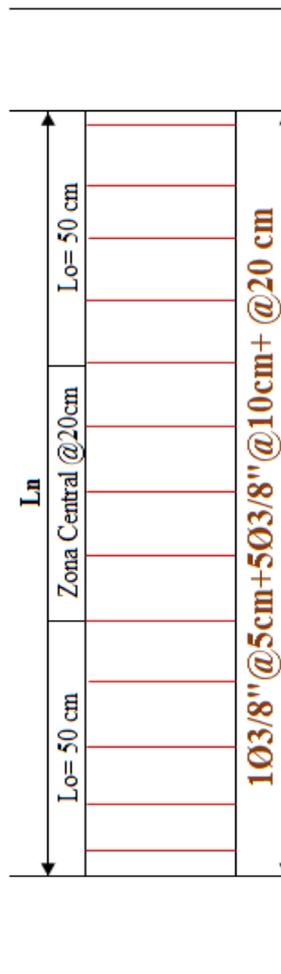


Figura 91: Distribución de estribos de 3/8", columna 1-C

Fuente: Elaboración propia.

3.6.1.3. Diseño Muros estructurales (Placas)

Los diseños de muros estructurales se realizan de igual manera que las columnas por flexocompresión y cortante.

Para el diseño se consideró la placa 02 para la dirección YY (Ver Anexo 04.b), donde hubo una reducción en su longitud debido a la variación del área de la edificación.

Espesor	0.25 m
Longitud	3.60 m
Recubrimiento	0.04 m
F'c=	21 MPa
Fy=	420 Mpa

De acuerdo al análisis en el software Etabs, obtenemos los siguientes esfuerzos para el diseño:

Tabla 65: Cargas sobre la Placa para Diseño.

Piso	Elemento	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	PLACA 02	Dead	-70.05	1.35	-0.15	-0.28	5.46
TECHO 1	PLACA 02	Live	-6.92	0.07	-0.06	-0.14	0.59
TECHO 1	PLACA 02	ICA 2007-WE_XX Max	80.76	43.55	3.33	8.80	174.00
TECHO 1	PLACA 02	ICA 2007-NS-YY Max	18.18	48.96	1.21	3.30	201.57

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Procederemos a realizar las combinaciones de carga para el diseño por flexocompresión para ambas direcciones de análisis:

Tabla 66: Combinaciones de carga para diseño eje X-X

SIS XX				
COMBOS		P (Tnf)	M2(Tnf.m)	M3(Tnf.m)
C.Grav.	U1=1.4C+1.7CV	109.83	-0.63	8.64
SISMO XX POSITIVO	1.25(CM+CV) +SISXX	176.97	8.27	181.56
	1.25(CM+CV)-SISXX	15.44	-9.32	-166.44
	0.9CM+SISXX	143.81	8.55	178.91
	0.9CM-SISXX	-17.72	-9.05	-169.09

Tabla 67: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y

SIS YY				
COMBOS		P (Tnf)	M2(Tnf.m)	M3(Tnf.m)
C.Grav.	U1=1.4C+1.7CV	109.83	-0.63	8.64
SISMO YY POSITIVO	1.25(CM+CV) +SISYY	114.39	2.77	209.13
	1.25(CM+CV)-SISYY	78.03	-3.82	-194.02
	0.9CM+SISYY	81.23	3.05	206.49
	0.9CM-SISYY	44.86	-3.55	-196.66

Para el análisis por flexocompresión, se usó el mismo refuerzo de la placa 02 del sistema convencional.

Núcleo 01 y 02: 08 varillas de 5/8"

$$A_s = 8 * 1.99 \text{ cm}^2 = 16 \text{ cm}^2 \rightarrow p = 1.19\%$$

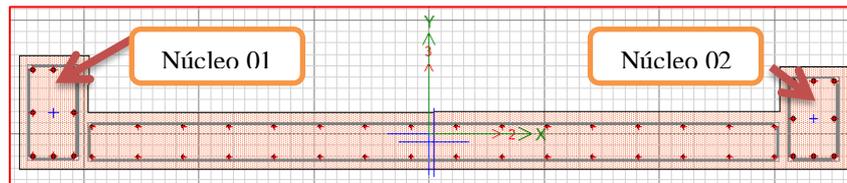


Figura 92: Sección de Placa 02

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Con el acero propuesta en la sección de la Placa 02 obtenemos los diagramas de interacción.

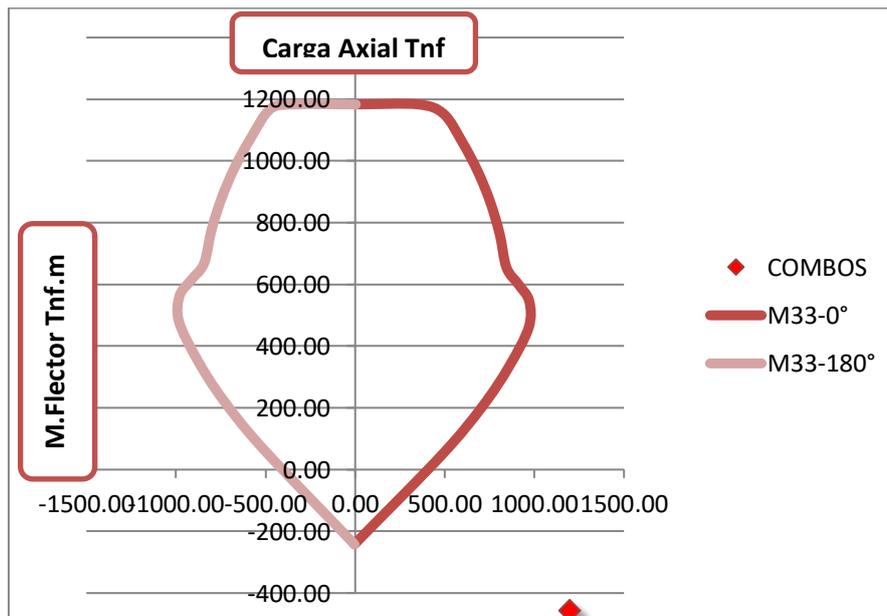


Figura 93: Sismo M33, Sismo dirección Eje X-X, Placa 02

Fuente: Elaboración propia

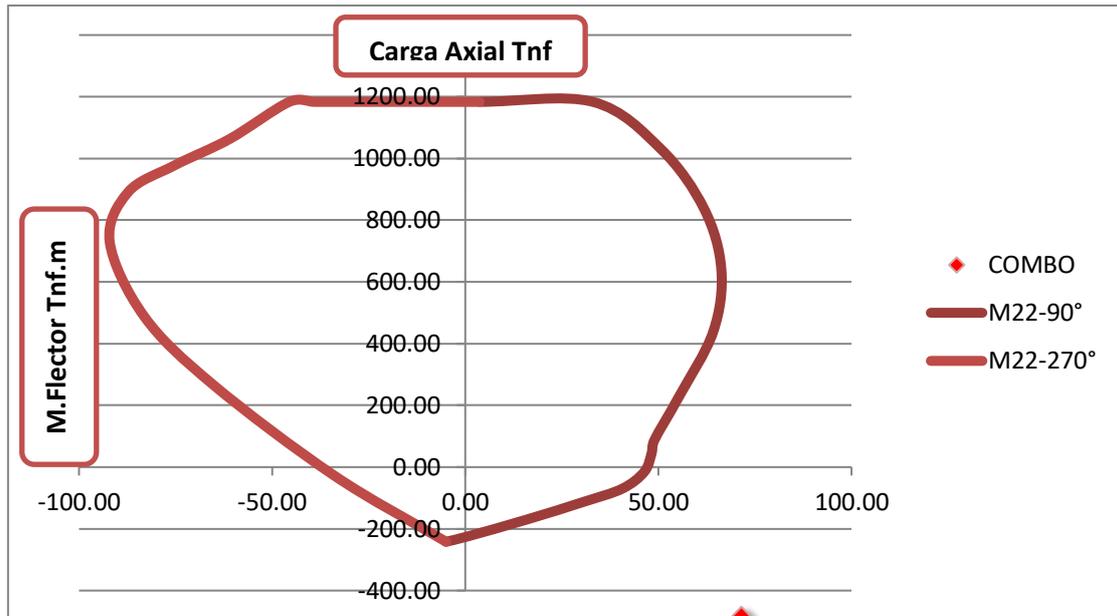


Figura 94: Sismo M22, Sismo dirección Eje X-X, Placa 02
 Fuente: Elaboración propia

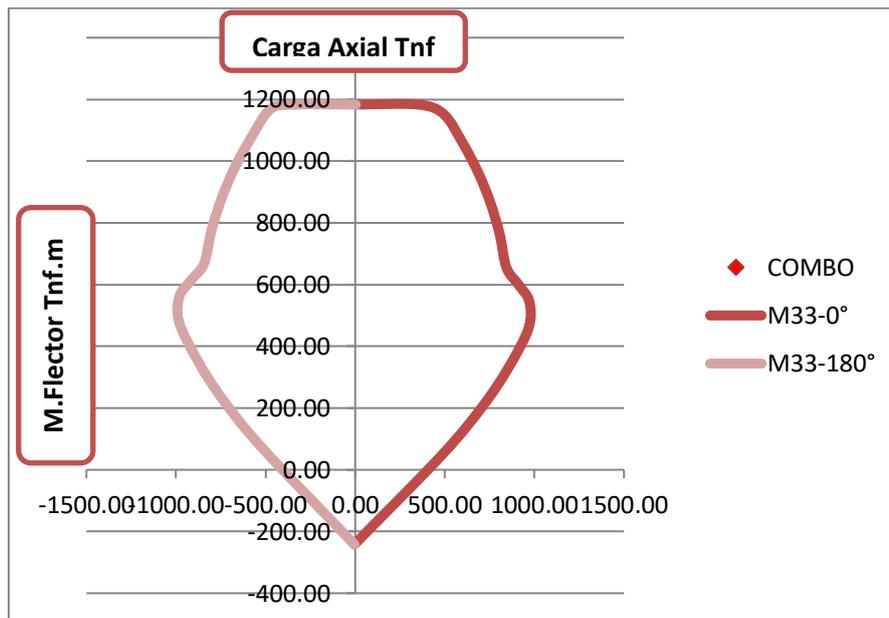


Figura 95: Sismo M33, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 02
 Fuente: Elaboración propia

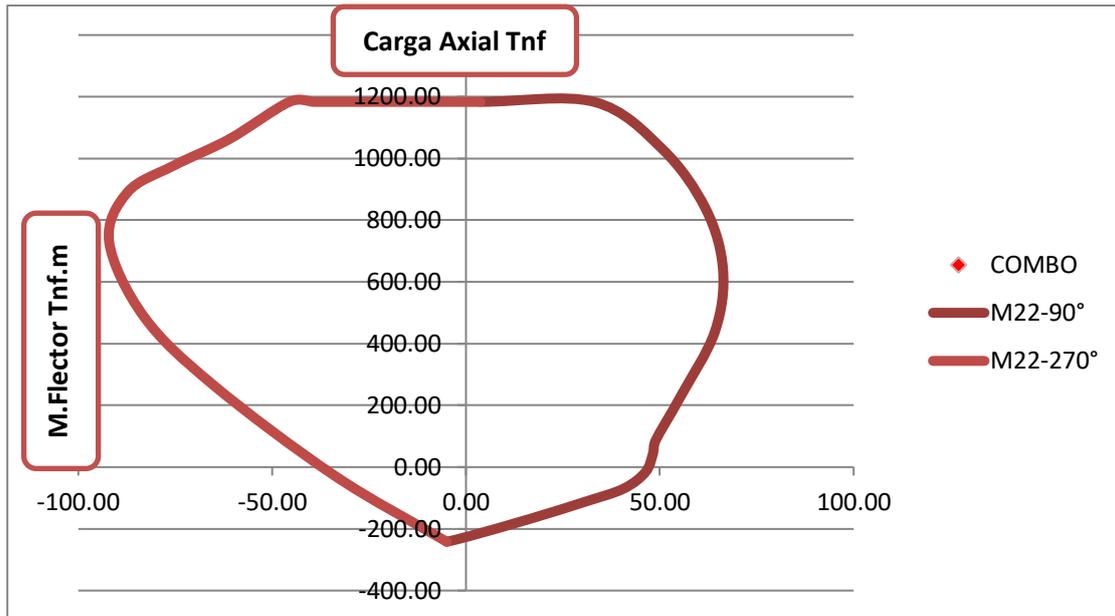


Figura 96: Sismo M22, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 02
 Fuente: Elaboración propia

En ambos diagramas observamos que todos los puntos se encuentran dentro de la curva, por lo tanto, ésta será la distribución de acero requerida para el diseño final en la placa 02 es correcta.

Verificación por Corte

Para el diseño por corte se selecciona la misma placa 02, pero en el nivel con mayor sollicitación sísmica y gravedad (primer nivel), obtenidos por la envolvente.

La Cortante ultima máxima para la placa 02, se obtiene en la dirección YY.

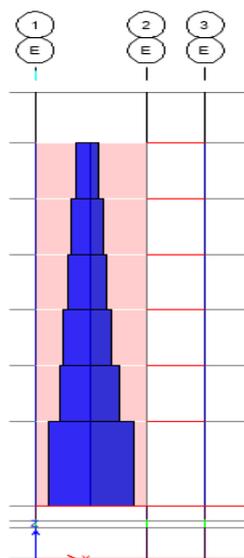


Figura 97: Fuerza cortante ultima Eje Y-Y, Placa 02
 Fuente: Elaboración propia Etabs

Cortante ultimo de diseño:

$$Vu = 50.74 \text{ tn. f}$$

Calculo de Resistencia del concreto al corte:

$$Vc = Acw(\alpha_c \cdot \sqrt{f'c})$$

Acw es el area de corte de la sección transversal del muro

Dónde:

$$\alpha_c = 0.25 \text{ si } \frac{hm}{lm} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.17 \text{ si } \frac{hm}{lm} \geq 2$$

Para la placa 02, hm es igual a 20.45 m y lm= 3.6m

$$Vc = (3.6 * .25) * (0.17 \cdot \sqrt{21})$$

$$Vc = 70.11 \text{ Tn. f}$$

$$\phi Vc = 59.6 \text{ Tn. f}$$

Entonces:

$$\phi Vc \geq Vu$$

Por lo tanto, el refuerzo horizontal y vertical será:

$$\rho_h = \rho_v = 0.0025$$

Calculo de acero para la placa 02 con espesor de 25 cm:

$$As. \text{ requerido} = 0.0025 * 25 \text{ cm} * 100 \text{ cm}$$

$$As. \text{ requerido} = 6.25 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usaremos 2 mallas de 3/8" a cada 20 cm, tanto para refuerzo vertical y horizontal.

Para el diseño se consideró la placa 03 para la dirección XX:

Espesor	0.25 m
Longitud	2.55 m
Recubrimiento	0.04 m
F'c=	21 MPa
Fy=	420 Mpa

De acuerdo al análisis en el software Etabs, obtenemos los siguientes esfuerzos para el diseño:

Tabla 68: Cargas sobre la Placa para Diseño.

PISO	ELEMENTO	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	PLACA 03	Dead	-90.44	-1.24	0.56	1.48	-6.58
TECHO 1	PLACA 03	Live	-12.78	-0.03	0.10	0.28	-0.74
TECHO 1	PLACA 03	ICA 2007-WE_XX Max	19.87	137.02	1.07	2.50	451.81
TECHO 1	PLACA 03	ICA 2007-NS-YY Max	5.77	34.50	1.33	3.14	119.81

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Procederemos a realizar las combinaciones de carga para el diseño por flexocompresión para ambas direcciones de análisis:

Tabla 69: Combinaciones de carga para diseño eje X-X.

SIS XX				
COMBOS		P (Tnf)	M2(Tnf.m)	M3(Tnf.m)
C.Grav.	U1=1.4C+1.7CV	148.34	2.55	-10.47
SISMO XX POSITIVO	1.25(CM+CV) +SISXX	148.89	4.70	442.65
	1.25(CM+CV)-SISXX	109.16	-0.30	-460.96
	0.9CM+SISXX	101.26	3.83	445.88
	0.9CM-SISXX	61.53	-1.17	-457.73

Tabla 70: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y.

SIS YY				
COMBOS		P (Tnf)	M2(Tnf.m)	M3(Tnf.m)
C.Grav.	U1=1.4C+1.7CV	148.34	2.55	-10.47
SISMO YY POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	134.79	5.35	110.65
	1.25(CM+CV)-SISYY	123.26	-0.94	-128.96
	0.9CM+SISYY	87.17	4.48	113.88
	0.9CM-SISYY	75.63	-1.81	-125.73

Realizado el análisis por flexocompresión, se hizo el cálculo con 2 núcleos al extremo, similar al sistema convencional

Núcleo 01 y 02: 4 varillas de 1/2" y 4 varillas de 5/8"

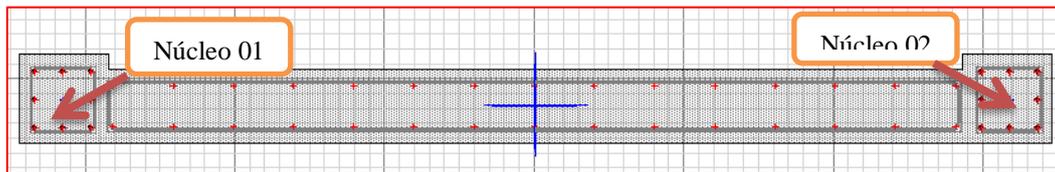


Figura 98: Sección de Placa 03

Fuente: Elaboración propia ETABS.

Con el acero propuesta en la sección de la Placa 03 obtenemos los diagramas de interacción.

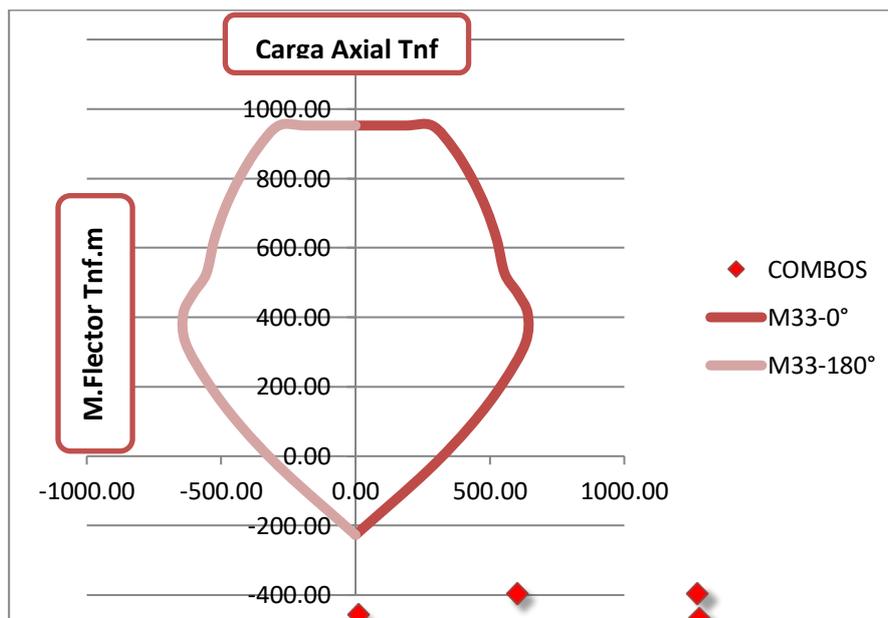


Figura 99: Sismo M33, Sismo dirección Eje X-X, Placa 03

Fuente: Elaboración propia

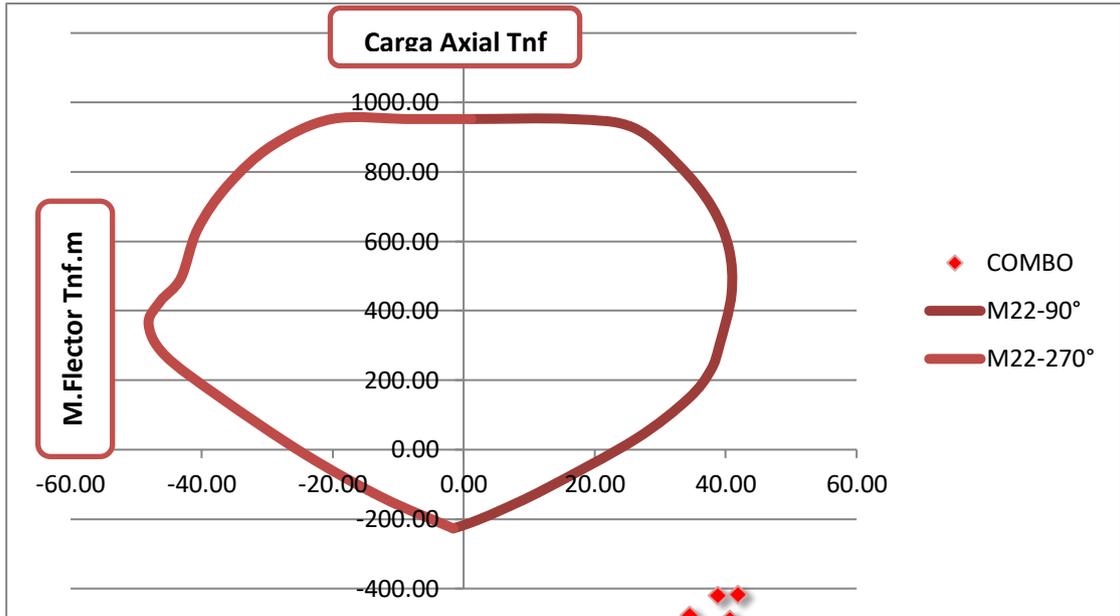


Figura 100: Sismo M22, Sismo dirección Eje X-X, Placa 03
 Fuente: Elaboración propia

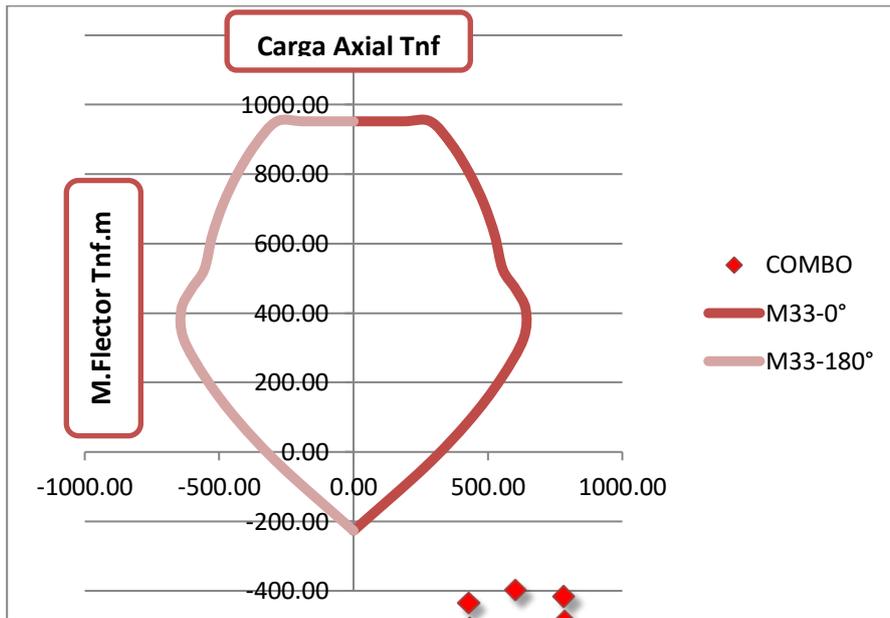


Figura 101: Sismo M33, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 03
 Fuente: Elaboración propia

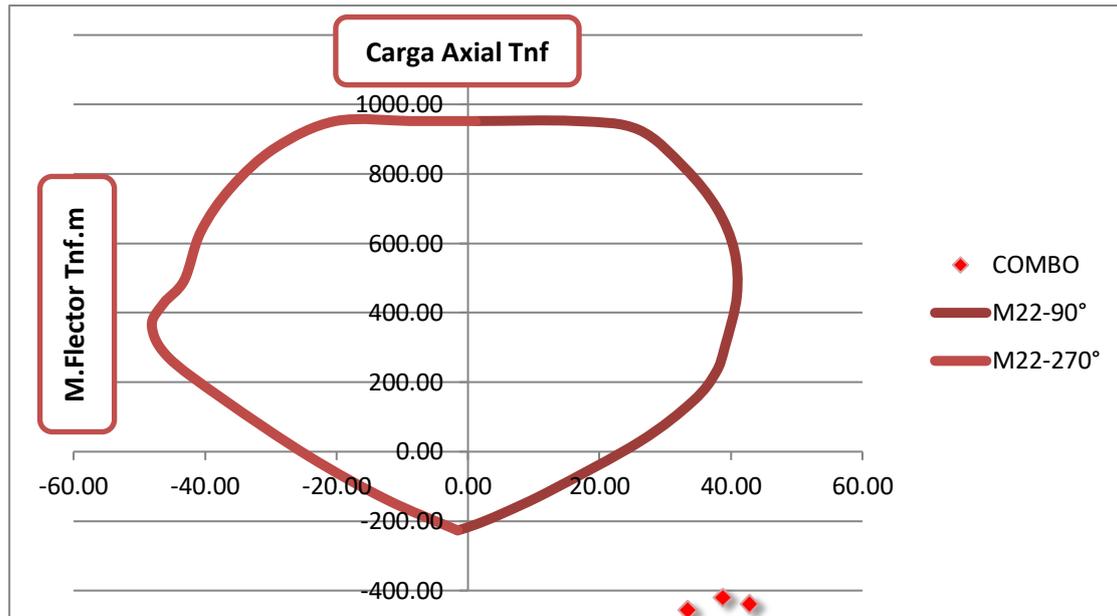


Figura 102: Sismo M22, Sismo dirección Eje Y-Y, Placa 03

Fuente: Elaboración propia

En ambos diagramas observamos que todos los puntos se encuentran dentro de la curva, por lo tanto, ésta será la distribución de acero requerida para el diseño final en la placa 03 es correcta.

Verificación por Corte

Para el diseño por corte se selecciona la misma placa 03, pero en el nivel con mayor sollicitación sísmica y gravedad (primer nivel), obtenidos por la envolvente.

Tabla 71: Cortantes Ultimas obtenidas de la envolvente de diseño eje.

PISO	ELEMENTO	Load Case/Combo	V2	V3
			tonf	tonf
TECHO 1	PLACA 03	EMVOLVENTE=Max	135.90	2.15

La Cortante ultima máxima para la placa 03, se obtiene en la dirección XX.

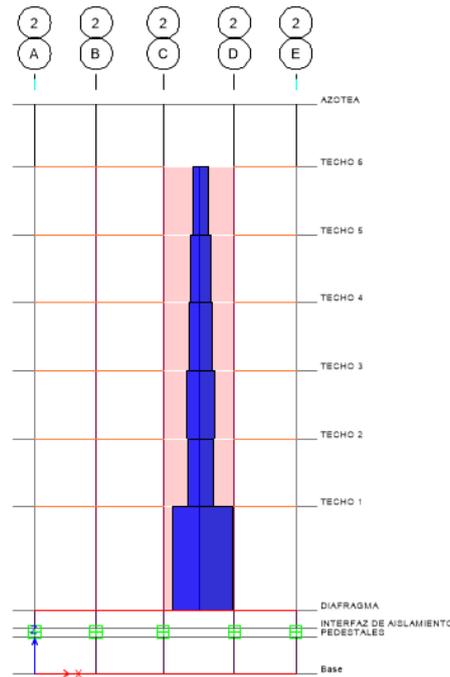


Figura 103: Fuerza cortante ultima Eje Dirección XX, Placa 03
 Fuente: Elaboración propia Etabs

Cortante ultimo de diseño:

$$V_u = 135.9 \text{ tn. f}$$

Calculo de Resistencia del concreto al corte:

$$V_c = A_c w (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c})$$

Para la placa 03, hm es igual a 20.45 m y lm= 2.55m

$$V_c = (2.85 * .25) * (0.17 \cdot \sqrt{21})$$

$$V_c = 49.7 \text{ Tn. f}$$

$$\phi V_c = 42.2 \text{ Tn. f}$$

Calculo de Vs:

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$V_s = 110.2 \text{ Tn. f}$$

Calculo de cuantía horizontal y vertical:

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y}$$

$$\rho_h = 0.0041 \geq 0.0025$$

Calculo de espaciamiento horizontal

$$S = \frac{A_b * \left(\frac{1}{p}\right)}{t}$$

Donde usaremos un refuerzo horizontal de 1/2" -> $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$, para un t (espesor de placa de 0.25m):

$$S = 25 \text{ cm}$$

Para el refuerzo vertical será la cuantía mínima, con refuerzo de 3/8":

$$\rho_v = 0.0025$$

Calculo de acero para la placa 02 con espesor de 25 cm:

$$A_{s. requerido} = 0.0025 * 25 \text{ cm} * 100 \text{ cm}$$

$$A_{s. requerido} = 6.25 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usaremos 2 mallas de 1/2" a cada 25 cm para refuerzo horizontal y 2 mallas de 3/8" a cada 20 para refuerzo vertical.

CAPITULO IV – DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.2. Discusión

Habiendo realizado por separado el análisis de cada caso, se comparó respuesta sísmica, disminución de derivas, Fuerza cortante.

El sistema convencional es analizado y diseñado con un espectro tradicional como lo estipula la E0.30 con un coeficiente de reducción sísmica $R = 6$, factor uso (edificaciones comunes) $U=1$, haciendo que la edificación incurra al rango inelástico, así mismo, asegurando únicamente la protección de la vida humana pudiendo sufrir daños estructurales irreparables ante eventos sísmicos de gran magnitud.

Como pudo observar tanto el sismo de diseño, como el sismo Máximo esperado para estructuras aisladas, son espectros muy superiores al utilizado para el análisis y diseño de estructuras convencionales.

Sin embargo, como con el aislamiento sísmico se logra incrementar los periodos:

Tabla 72: Comparación de periodos de la edificación convencional y aislada.

Case	Mode	S.Convencional	S.Aislado
Modal	1	0.329 seg	1.371 seg
Modal	2	0.285 seg	1.344 seg
Modal	3	0.198 seg	1.220 seg

Fuente: Elaboración propia.

El sistema de aislamiento logro aumentar el periodo en más de 4 veces el periodo del sistema convencional, en comparación con la tesis “Análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles en el distrito de el tambo, Huancayo – 2017” para una edificación hospitalaria, donde se logró incrementar el periodo efectivo de la edificación a 2.50 segundos debido a la importancia de su estructura.

Derivas:

Pese a incrementar el espectro de diseño con $R=1$ y un factor de 1.5 de acuerdo a la Norma E-031. El análisis en ambas direcciones se puede observar una reducción de derivas:

Tabla 73: Comparación de derivas de sistema convencional y aislado en dirección XX.

PISO	Load Case/Combo	Dirección	Convencional	Aislado
TECHO 6	DERIVA XX Max	X	0.0025	0.0016
TECHO 5	DERIVA XX Max	X	0.0026	0.0017
TECHO 4	DERIVA XX Max	X	0.0026	0.0017
TECHO 3	DERIVA XX Max	X	0.0024	0.0018
TECHO 2	DERIVA XX Max	X	0.0020	0.0017
TECHO 1	DERIVA XX Max	X	0.0011	0.0015

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 74: Comparación de derivas de sistema convencional y aislado en dirección YY.

PISO	Load Case/Combo	Dirección	Convencional	Aislado
TECHO 6	DERIVA YY Max	Y	0.0018	0.0005
TECHO 5	DERIVA YY Max	Y	0.0019	0.0006
TECHO 4	DERIVA YY Max	Y	0.0019	0.0006
TECHO 3	DERIVA YY Max	Y	0.0017	0.0006
TECHO 2	DERIVA YY Max	Y	0.0015	0.0005
TECHO 1	DERIVA YY Max	Y	0.0008	0.0005

Fuente: Elaboración propia.

En ambos casos se puede observar una reducción de derivas en los niveles últimos, a excepción del primer nivel en dirección X.

El sistema con aislamiento sísmico, logro reducir en un 30% las derivas promedio de entrepiso para dirección X, a excepción del primer nivel donde hubo un incremento del 38%, debido al aumento de la carga sísmica. Mientras que en eje Y se logró reducir las derivas promedios de entrepiso a un 60%, corroborando con los resultados obtenidos en La tesis titulada “Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de concreto armado y con aislamiento sísmico en la base para un edificio de 5 pisos, en la ciudad de Trujillo -

La libertad”. Investigación donde se concluyó que las derivas se pueden reducir en más de 35% cuando se utilizan aisladores sísmicos.

Fuerza Sísmicas:

Debido a la diferencia entre el espectro del sistema convencional y el sistema aislado, se produjo un incremento de cortante en la superestructura. Principalmente el aumento fue en el primer nivel por eso se obtuvieron mayores derivas en los pisos inferiores.

Tabla 75: Comparación de la fuerza cortante del sistema convencional y aislado en dirección XX.

PISO	Load Case/Combo	S. aislado Vy (Tn.f)	S. convencional Vy (Tn.f)
TECHO 6	DIRECCIÓN YY	114.99	85.93
TECHO 5	DIRECCIÓN YY	179.99	149.58
TECHO 4	DIRECCIÓN YY	227.88	196.02
TECHO 3	DIRECCIÓN YY	273.06	229.89
TECHO 2	DIRECCIÓN YY	307.60	253.51
TECHO 1	DIRECCIÓN YY	314.13	268.40

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 76: Comparación de la fuerza cortante del sistema convencional y aislado en dirección YY.

PISO	Load Case/Combo	S. aislado Vx (Tn.f)	S. convencional Vx (Tn.f)
TECHO 6	DIRECCIÓN XX	117.84	85.88
TECHO 5	DIRECCIÓN XX	201.24	149.83
TECHO 4	DIRECCIÓN XX	267.73	196.59
TECHO 3	DIRECCIÓN XX	331.65	230.59
TECHO 2	DIRECCIÓN XX	386.57	254.01
TECHO 1	DIRECCIÓN XX	410.43	268.40

Fuente: Elaboración propia.

El incremento de la fuerza cortante se debió a un diseño para una aceleración de 2500 años, a diferencia del sistema convencional. Lo que generara un refuerzo mayor en los elementos estructurales de la superestructura.

En la dirección X hubo un incremento de la Cortante Basal en un 53%, y en la dirección Y hubo un incremento del 17%. A diferencia de La tesis titulada “Análisis y diseño estructural de edificaciones con aisladores sísmicos y análisis comparativo de respuesta sísmica y costos con la edificación convencional en la ciudad de Arequipa”. Donde se

obtuvo un 52% de reducción del cortante basal en la edificación Aislada respecto de la Convencional, para un espectro de diseño similar al de su modelo convencional.

Diseño de Elementos de la Superestructura

Dirección XX:

Viga Eje 5-5. Nivel 03:

En el diseño de viga de 30x40cm, hubo un incremento de refuerzo, debido a que el sistema convencional para la viga, estaba diseñado para un momento máximo de 9.62 Tnf.m con un $A_s=8.93\text{cm}^2$. A diferencia del sistema con aislamiento sísmico que se obtuvo para esa viga un momento máximo de 13.93 Tnf.m con un $A_s=13.9\text{cm}^2$. Por lo tanto, se requirió un mayor refuerzo longitudinal. Para el diseño por corte en el sistema convencional se obtuvo un $V_{ud}=6.88\text{Tn. f}$ y para el sistema con aislamiento en la base se obtuvo un $V_{ud}=13.34\text{Tn. f}$, A pesar de la variación se continuó con los mismos estribos de 3/8" a cada 16 cm, para ambos sistemas.

Columna 1-C

Para la columna 1-C, también hubo un incremento de carga sísmica, pero mantuvo el mismo refuerzo del sistema convencional y para el sistema con aislamiento en la base, siendo 8 varillas de 5/8", con una cuantía de 1.19%, siendo suficiente para las sollicitaciones sísmicas en ambos casos.

Placa 02

Para el diseño de la placa 02 en el Sistema convencional, se obtuvo una cortante en dirección XX de 50.03 Tn. f, que requirió refuerzo en los núcleos a los extremos con 8 varillas de acero de 1/2" para los núcleos, y un refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro con aceros de doble malla de 3/8" @ 20cm, para ambos sistemas. Para el Sistema Con aislamiento en la base, hubo un aumento de la fuerza cortante en la dirección XX de 135.9 Tn.f. por lo que se reforzó los núcleos con 4 varillas de 1/2" + 4 varillas de 5/8". En el alma hubo un incremento de refuerzo horizontal a varillas de 1/2" @ 25cm, en el refuerzo vertical se mantuvo el mismo refuerzo del sistema convencional.

Dirección YY:

Viga Eje E-E entre EJE 1-3, Nivel 03:

En el diseño de viga de 30x45 cm, hubo una reducción de las fuerzas sísmicas, por lo tanto una disminución de refuerzo, debido a que el sistema convencional para la viga, estaba diseñado para un momento máximo de 10.12 Tnf.m con un $A_s=7.90\text{cm}^2$. A diferencia del sistema con aislamiento sísmico que se obtuvo para esa viga un momento máximo de 9.54 Tnf.m con un $A_s=6.07\text{cm}^2$. Para el diseño por corte en el sistema convencional se obtuvo un $V_{ud}=12.15\text{ Tn. f}$ y para el sistema con aislamiento en la base se obtuvo un $V_{ud}=11.38\text{ Tn. f}$, A pesar de la disminución y las verificaciones, se continuó con los mismos estribos de 3/8” a cada 18 cm, para ambos sistemas.

Placa 03

Para el diseño de la placa 03 en el Sistema convencional, se obtuvo una cortante en dirección YY de 73.076 Tn. f, que requirió refuerzo en los núcleos a los extremos con 8 varillas de acero de 5/8” para los núcleos, y un refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro con aceros de doble malla de 3/8” @ 20cm, para ambos sistemas. Para el Sistema Con aislamiento en la base, hubo una reducción de la fuerza cortante en la dirección YY a 50.54 Tn.f. A pesar de la variación en ambos sistemas, se colocó el mismo refuerzo en los núcleos. En el alma hubo se trabajó con la cuantía mínima para el refuerzo vertical y horizontal, obteniendo doble malla de 3/8” @ 20cm, para ambos sentidos.

Estos resultados coinciden en comparación con la Tesis: “ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA CLÍNICA HACIENDO USO DE AISLADORES SÍSMICOS EN SU BASE”, donde para el diseño de sus elementos estructurales del sistema con aislamiento sísmico, utiliza refuerzos en vigas de 5/8” con bastones de 1/2”, refuerzos de 3/4” para columnas, y refuerzos mininos en placas de 3/8 @ 20 cm.

4.3. Conclusiones:

- Se determinó la clasificación SUCS para el suelo donde se encuentra la edificación, obteniendo un SP, arena pobremente graduada, con una capacidad portante de 0.90 kg/cm².
- Se realizó correctamente la estructuración del sistema convencional, de tal forma que se consiguió las dimensiones necesarias para el cálculo, y se evitó alguna irregularidad ya sea en planta o en altura.
- Se realizó el Análisis sismorresistente de la edificación convencional de 6 niveles, mediante el método espectral dinámica, cumpliendo los requisitos de la norma E-030. Se obtuvieron la cortante de Diseño, siendo el 80% de la cortante estática, $V_d=268.4$ Tn. f, para el diseño de los elementos estructurales de la superestructura.
- Se realizó el modelamiento del sistema con aislamiento, habiendo una reducción en el área del sistema convencional debido a una junta requerida para el desplazamiento correcto del dispositivo, siendo 60 cm para los 4 lados de la edificación.

Los elementos estructurales considerados fueron los mismos para el sistema convencional. Y se contó con 35 dispositivos aisladores tipo TDRI, lo cual permitió un correcto comportamiento de la edificación, obteniendo un incremento de periodo a 1.37 segundos.

- Se obtuvo una disminución en las derivas en ambas direcciones menos en los primeros niveles, debido al incremento de la cortante en la base. Dicho incremento se produjo debido al incremento de la aceleración para 2500 años, y la reducción del coeficiente R, obteniendo de esta forma el comportamiento total de la edificación frente al sismo Total. A pesar del incremento se obtuvieron resultados que no sobrepasaron el límite, permitiendo tener una edificación aislada para soportar un sismo de gran escala y sin presencia de fallas.

Finalmente, después de haber realizado el análisis para la vivienda por ambos sistemas, se concluye que el comportamiento sísmico del sistema con aislamiento en la base nos permite diseñar la edificación para la cortante basal total $R=1$, para una aceleración máxima en 2500 años, reduciendo los desplazamientos de entrepiso en un 30%, en comparación con el sistema convencional. Aunque hubo un incremento de la fuerza cortante en un 53% en la dirección XX y un 17% en dirección YY, solo se incrementó los refuerzos de los elementos estructurales (vigas, placas), en la dirección XX. En la dirección YY el refuerzo es el mismo para ambos sistemas.

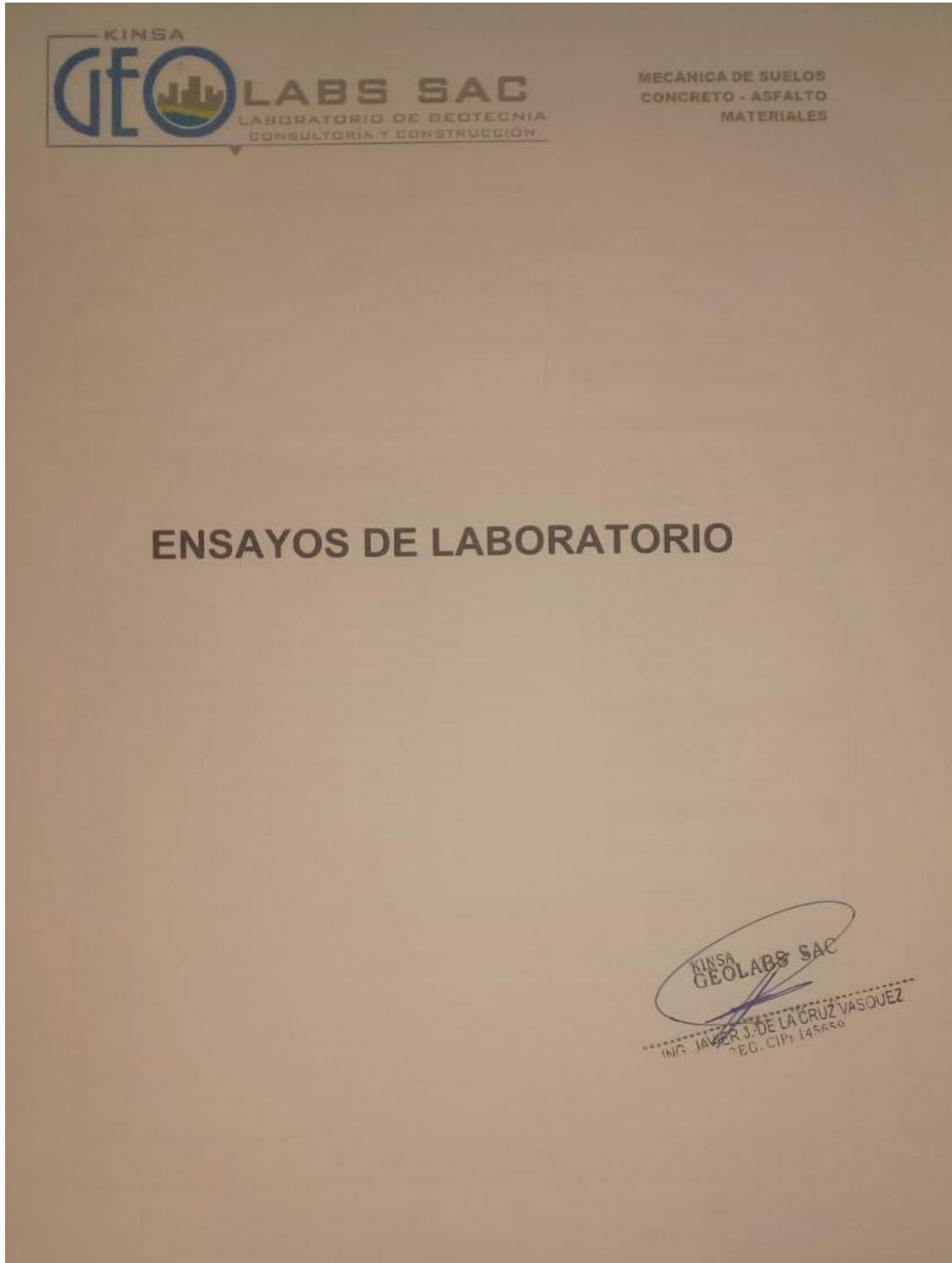
REFERENCIAS

- ARQUINIÑA & Cabello (2017). Análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles en el distrito del tambo, Huancayo – 2017. (Tesis de pregrado). Universidad Peruana Los Andes. Huancayo – Perú.
- BLANCO Blasco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- BOZZO, L., & Barbat, A. (2004). Diseño sismorresistente de edificios. Barcelona: Reverté.
- Catalogo Tensa Vol. 07 (2015). Aisladores Sísmicos.
- Centro Peruano Japonés. (2007). Investigaciones Sísmicas Y Mitigación De Desastres (CISMID). Lima: Red Acelerográfica (REDACIS) Base de Datos.
- FLORES & Carhuata (2015). Análisis y diseño estructural de edificaciones con aisladores sísmicos y análisis comparativo de respuesta sísmica y costos con la edificación convencional en la ciudad de Arequipa. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de San Agustín. Arequipa – Perú.
- HUANCA & Meléndez (2016). Análisis dinámico modal espectral de una edificación convencional y otra con aisladores sísmicos a nivel intermedio de la estructura en la ciudad de Tacna. (Tesis de pregrado). Universidad Privada de Tacna. Tacna – Perú.
- LIÑAN & Carrasco (2015). Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de concreto armado y con aislamiento sísmico en la base para un edificio de 5 pisos, en la ciudad de Trujillo - La libertad. (Tesis de pregrado). Universidad Privada de Trujillo. Trujillo – Perú.
- MILLONES D. (2019). Estudio comparativo de una edificación de nueve niveles y dos sótanos, con y sin aisladores sísmicos en la ciudad de Chiclayo – Lambayeque. (Tesis de pregrado). Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo. Chiclayo – Perú.
- Norma técnica e.031 aislamiento sísmico del reglamento nacional de edificaciones
- Norma técnica E.030, Diseño Sismorresistente del reglamento nacional de edificaciones
- Norma ASCE/SEI 7-10. (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. USA: American Society of Civil Engineers.

- OTTAZZI Pasino, G. (2012). Apuntes del curso de concreto armado. Lima: PUCP.
- RAMOS A. (2018). Análisis y diseño de una clínica haciendo uso de aisladores sísmicos en su base. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de San Agustín. Arequipa – Perú.
- VALERIO J. (2015). Análisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado utilizando 4 tipos de aisladores sísmicos en la ciudad de Barcelona, España. (Tesis de Master). Universidad Privada Camins. Barcelona – España.

ANEXOS

ANEXO 01. ENSAYOS DE LABORATORIO





**KINSA
GEOLABS SAC**
LABORATORIO DE GEOTECNIA
CONSULTORIA Y CONSTRUCCIÓN

**MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO - ASFALTO
MATERIALES**

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
ASTM D 422**

TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO ENTRE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON Y SIN AISLAMIENTO EN LA BASE, EN LA URBANIZACIÓN SAN ISIDRO II ETAPA, TRUJILLO 2020"

UBICACIÓN: MZ. J, LOTE 16 - URB. SAN ISIDRO II ETAPA - TRUJILLO - TRUJILLO - LA LIBERTAD.

Fecha de Recepción: 15/08/20
Presentación/ Cantidad: 1 bolsa/ 8 kg aprox.

Datos de la Muestra Recibida

Procedencia : C-1	Fecha de Recepción: 15/08/20
N° de Muestra : M.1	Presentación/ Cantidad: 1 bolsa/ 8 kg aprox.
Profundidad : 0.20 a 3.0 m	
Clasificación Visual : Arena uniforme de color beige claro	
Tamaño Máximo Considerado : menor a Tamiz No. 4	Método de Preparación: secado al Horno

Registros y Cálculos del Ensayo

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
TAMIZ	ABERTURA (mm)	Masa Retenida (g)	Retenido (%)	Retenido Acumulado (%)	PASA (%)
3 in.	75.00	-	-	-	100.0
2 1/2 in.	63.00	-	-	-	100.0
2 in.	50.00	-	-	-	100.0
1 1/2 in.	37.50	-	-	-	100.0
1 in.	25.00	-	-	-	100.0
3/4 in.	19.00	-	-	-	100.0
1/2 in.	12.50	-	-	-	100.0
3/8 in.	9.50	-	-	-	100.0
No. 4	4.75	-	-	-	100.0
No. 8	2.360	-	-	-	100.0
No. 10	2.000	-	-	-	100.0
No. 16	1.180	1.1	0.22	0.22	99.8
No. 30	0.600	1.8	0.36	0.58	99.4
No. 40	0.425	3.5	0.70	1.27	98.7
No. 50	0.300	37.3	7.42	8.69	91.3
No. 100	0.150	432.1	85.90	94.59	5.4
No. 200	0.075	22.6	4.49	99.09	0.9
< No. 200	-	4.60	0.91	100.00	-

Masa Inicial Seca (g)	503.0
Masa Lavada Seca (g)	498.4
Pérdida por Lavado (g)	4.6
% Grava =	0.0
% Arena =	99.1
% Finos =	0.9
D ₁₀ (mm)=	0.16
D ₃₀ (mm)=	0.19
D ₆₀ (mm)=	0.25
C _c =	0.96
C _u =	1.55

LÍMITES DE CONSISTENCIA	
LÍMITE LÍQUIDO	N.P.
LÍMITE PLÁSTICO	N.P.
ÍNDICE PLÁSTICO	N.P.

CLASIFICACIÓN DE SUELOS	
SUCS (ASTM D 2487)	SP ARENA POBREMENTE GRADUADA
AASHTO (ASTM D 3282)	A-3(0)

CURVA GRANULOMÉTRICA



**KINSA
GEOLABS SAC**

ING. JAVIER J. DE LA CRUZ VÁSQUEZ
REG. CIP: 145250



**KINSA
GEOLABS SAC**
LABORATORIO DE GEOTECNIA
CONSULTORIA Y CONSTRUCCION

**MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO - ASFALTO
MATERIALES**

**CONTENIDO DE HUMEDAD DE SUELOS Y ROCAS
ASTM D 2216**

TEST: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO ENTRE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON Y SIN AISLAMIENTO EN LA BASE, EN LA URBANIZACIÓN SAN ISIDRO II ETAPA, TRUJILLO 2020"

UBICACIÓN: MZ. I, LOTE 16 - URB. SAN ISIDRO II ETAPA - TRUJILLO - TRUJILLO - LA LIBERTAD.

Datos de la Muestra Recibida

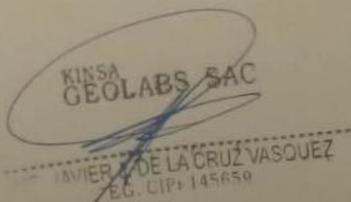
N° de Calicata / Sondaje	C-1		
N° de Muestra/ Profundidad	M-1	Presentación:	1 bolsa
Profundidad	0.20 a 3.0 m	Cantidad:	8 kg aprox.
Clasificación Visual	Grava subredondeada, de color gris	Fecha de Recepción:	15/08/20
Tamaño Máximo Considerado	menor a Tamiz No. 4		

Método de preparación de la muestra
Secado al horno
Temperatura de secado: 110 ± 5°C

Registros y Cálculos del Ensayo

CONTENIDO DE HUMEDAD				
Item	Descripción	Und.	1	2
1	Masa del Recipiente	g	50.5	50.2
2	Masa del Recipiente + muestra húmeda	g	654.0	660.3
3	Masa del Recipiente + muestra seca	g	643.4	649.4
4	Contenido de Humedad	%	1.79	1.82
5	CONTENIDO DE HUMEDAD PROMEDIO	%	1.80	

Observaciones: Muestra proporcionada por el Solicitante.



JAVIER DE LA CRUZ VASQUEZ
E.G. CIP: 145659

ANEXO 02. ENSAYO PENETROMETRO DINAMICO LIGERO

 **KINSA**
GEOLABS SAC
LABORATORIO DE GEOTECNIA
CONSULTORIA Y CONSTRUCCION

MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO - ASFALTO
MATERIALES

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

TESIS:

“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO ENTRE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON Y SIN AISLAMIENTO EN LA BASE, EN LA URBANIZACION SAN ISIDRO II ETAPA, TRUJILLO 2020”

SOLICITANTES:

BACH. GIANCARLOS FELIPE CASTILLO MARTINEZ
BACH. BRAYAN ZURISADAI VASQUEZ DIAZ

SECTOR : MZ. J, LOTE 16 – URB. SAN ISIDRO II ETAPA
DISTRITO : TRUJILLO
PROVINCIA : TRUJILLO
DEPARTAMENTO : LA LIBERTAD


KINSA
GEOLABS SAC
ING. JAVIER J. DE LA CRUZ VASQUEZ
REG. CIP: 145659

SETIEMBRE DEL 2020



**MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO - ASFALTO
MATERIALES**

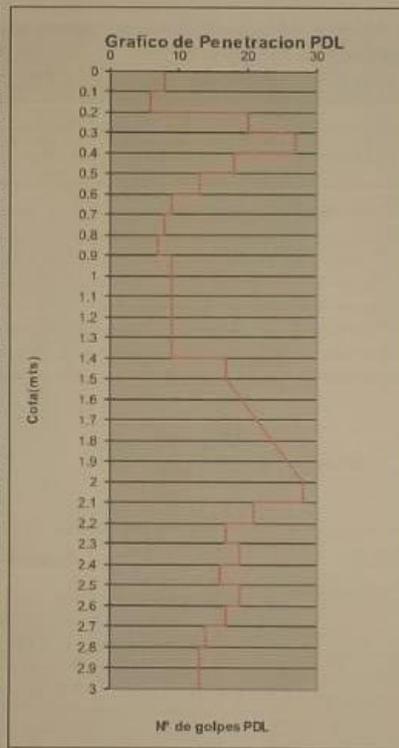
**PENETRÓMETRO DINÁMICO LIGERO
(NTP 339.159)**

A. DATOS GENERALES

Proyecto: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO ENTRE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON Y SIN AISLAMIENTO EN LA BASE, EN LA URBANIZACIÓN SAN ISIDRO II ETAPA, TRUJILLO 2020"
Ubicación: M.Z. J. LOJE 16 – URB. SAN ISIDRO II ETAPA - TRUJILLO - TRUJILLO - LA LIBERTAD.

Sondeo: N° 01.
Profundidad: 0.20 a 3.0 m
N.A.F. NO

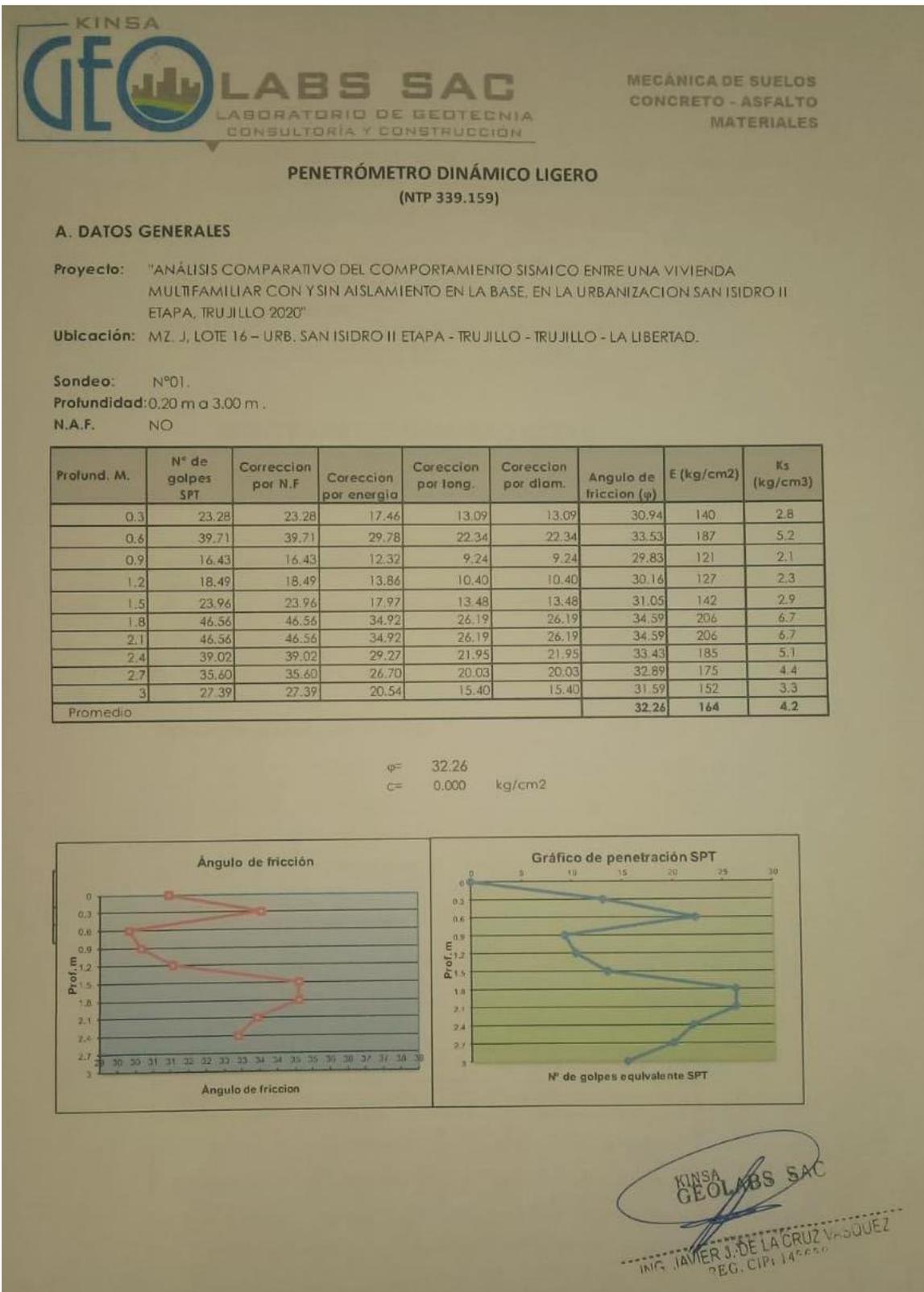
Profund. M.	N° de golpes
0	0
0.1	8
0.2	6
0.3	20
0.4	27
0.5	18
0.6	13
0.7	9
0.8	8
0.9	7
1	9
1.1	9
1.2	9
1.3	9
1.4	9
1.5	17
1.6	10
1.7	25
1.8	33
1.9	20
2	20
2.1	28
2.2	21
2.3	17
2.4	19
2.5	16
2.6	19
2.7	17
2.8	14
2.9	13
3	13



Prof.m	N PDL	N SPT
0	0	0
0.1		
0.2		
0.3	34	23.28
0.4		
0.5		
0.6	58	39.71
0.7		
0.8		
0.9	24	16.43
1		
1.1		
1.2	27	18.49
1.3		
1.4		
1.5	35	23.96
1.6		
1.7		
1.8	68	46.56
1.9		
2		
2.1	68	46.56
2.2		
2.3		
2.4	57	39.02
2.5		
2.6		
2.7	52	35.60
2.8		
2.9		
3	40	27.39

Penemometro	Sub indice	Peso W (kg)	Caida H (cm)	Af (cm ²)	Penet. E (cm)
SPT	1	63.5	76	20.27	30
PDL	2	10	58	4.99	10

KINSA GEOLABS SAC
ING. JAVIER J. DE LA CRUZ VÁSQUEZ
REG. CIP: 145050





**KINSA
GEOLABS SAC**
LABORATORIO DE GEOTECNIA
CONSULTORIA Y CONSTRUCCIÓN

**MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO - ASFALTO
MATERIALES**

Para suelos con compacidad media a suelta, se recomienda realizar la reducción del coeficiente del ángulo de fricción, para considerar el efecto de una posible falla local.

$$\phi' = \text{Arctg} (2/3 \text{ tg} (\phi^{\circ})) \qquad c' = 2/3 (C)$$

Capacidad Portante Admisible del Suelo.

UBICACIÓN	Qadm (Kg/cm ²)	
	C. CORRIDO	C. CUADRADO
C-1	0.76	0.90

PENETRÓMETRO DINÁMICO LIGERO (NTP 339.159)

A. DATOS GENERALES

Proyecto: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO ENTRE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON Y SIN AISLAMIENTO EN LA BASE, EN LA URBANIZACION SAN ISIDRO II ETAPA, TRUJILLO 2020"

Ubicación: MZ. J, LOTE 16 – URB. SAN ISIDRO II ETAPA - TRUJILLO - TRUJILLO - LA LIBERTAD.

Sondeo: N° 01.
Profundidad: 0.20 a 3.0 m
N.A.F. NO

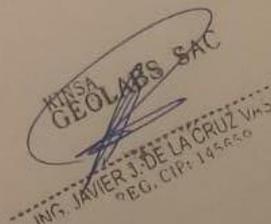
FACTORES DE LA CAPACIDAD DE CARGA

$\phi =$	32.26 °	$Df =$	1.50 m
$\phi =$	21.5 °	$L =$	1.50 m
$c =$	0.00 tn/m ²	$B =$	1.50 m
$\gamma =$	1.681 ton/m ³		

Teoría de Terzaghi

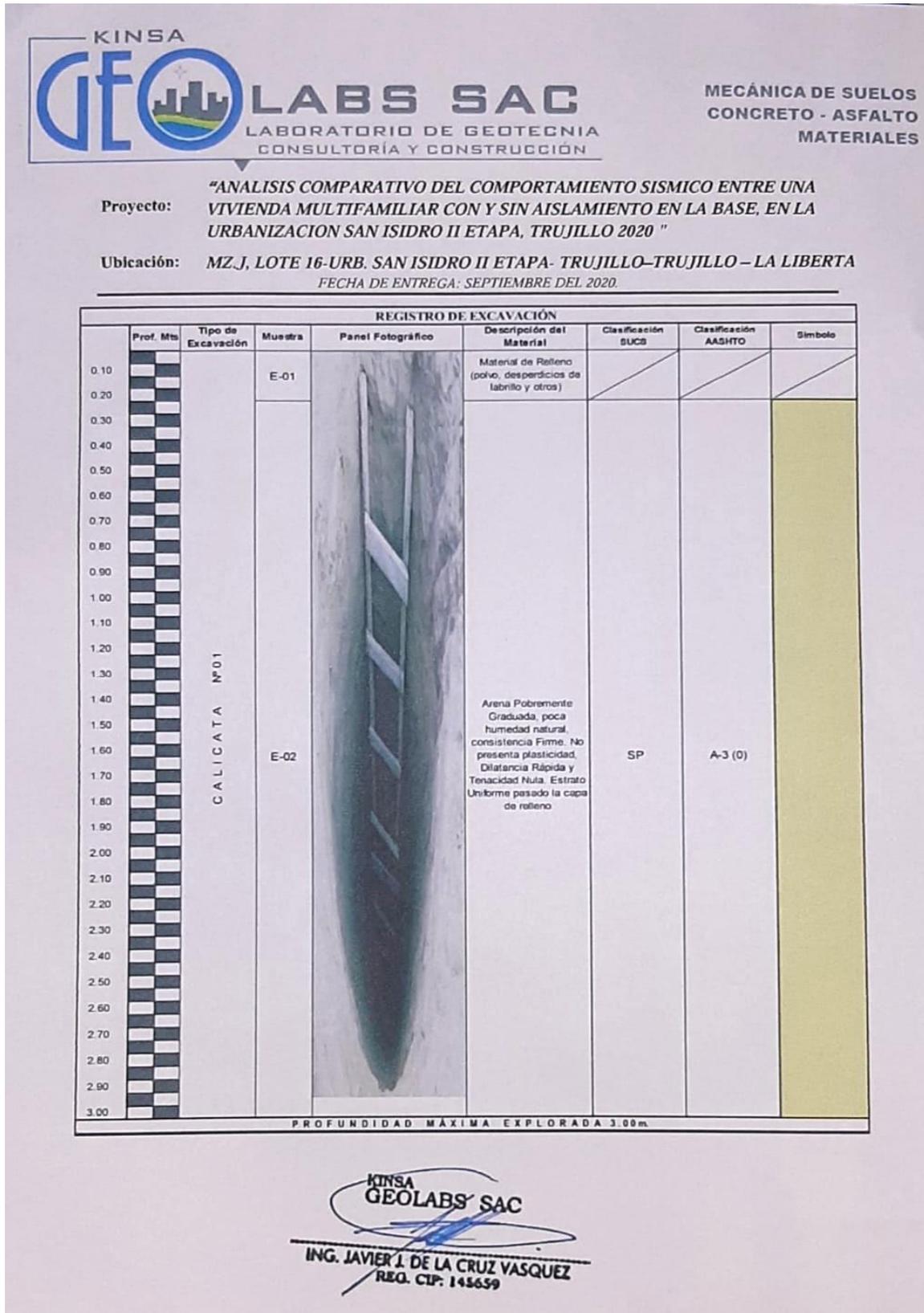
$N'c =$	15.82	$Sc =$	1.45
$N'q =$	7.07	$Sq =$	1.38
$N'y =$	6.80	$Sy =$	0.60
$\gamma =$	1.681	ton/m ³	

CIMIENTO CORRIDO		CIMIENTO CUADRADO	
$q_c = 2/3 c' N' c' Sc + \gamma D' N' a' Sq + 0.5 \gamma B N' y Sy$		$q_c = 0.867 c' N' c' Sc + \gamma D' N' q' Sq + 0.4 \gamma B N' y Sy$	
$q_c =$	22.93 ton/m ²	$q_c =$	27.05 ton/m ²
$q_c =$	2.29 kg/cm ²	$q_c =$	2.70 kg/cm ²
$q_{adm} =$	0.76 kg/cm ²	$q_{adm} =$	0.90 kg/cm ²



**KINSA
GEOLABS SAC**
ING. JAVIER J. DE LA CRUZ VÁS
REG. CIP: 145650

ANEXO 03. PERFIL ESTATIGRAFICO



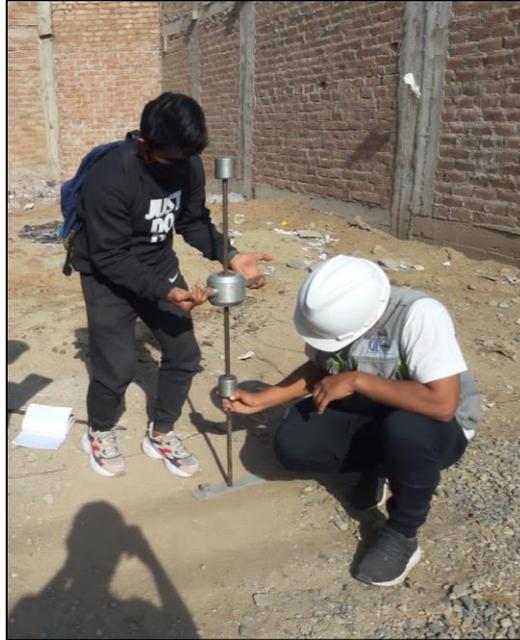


Foto 01: Ensayo de DPL. San Isidro-2da Etapa.



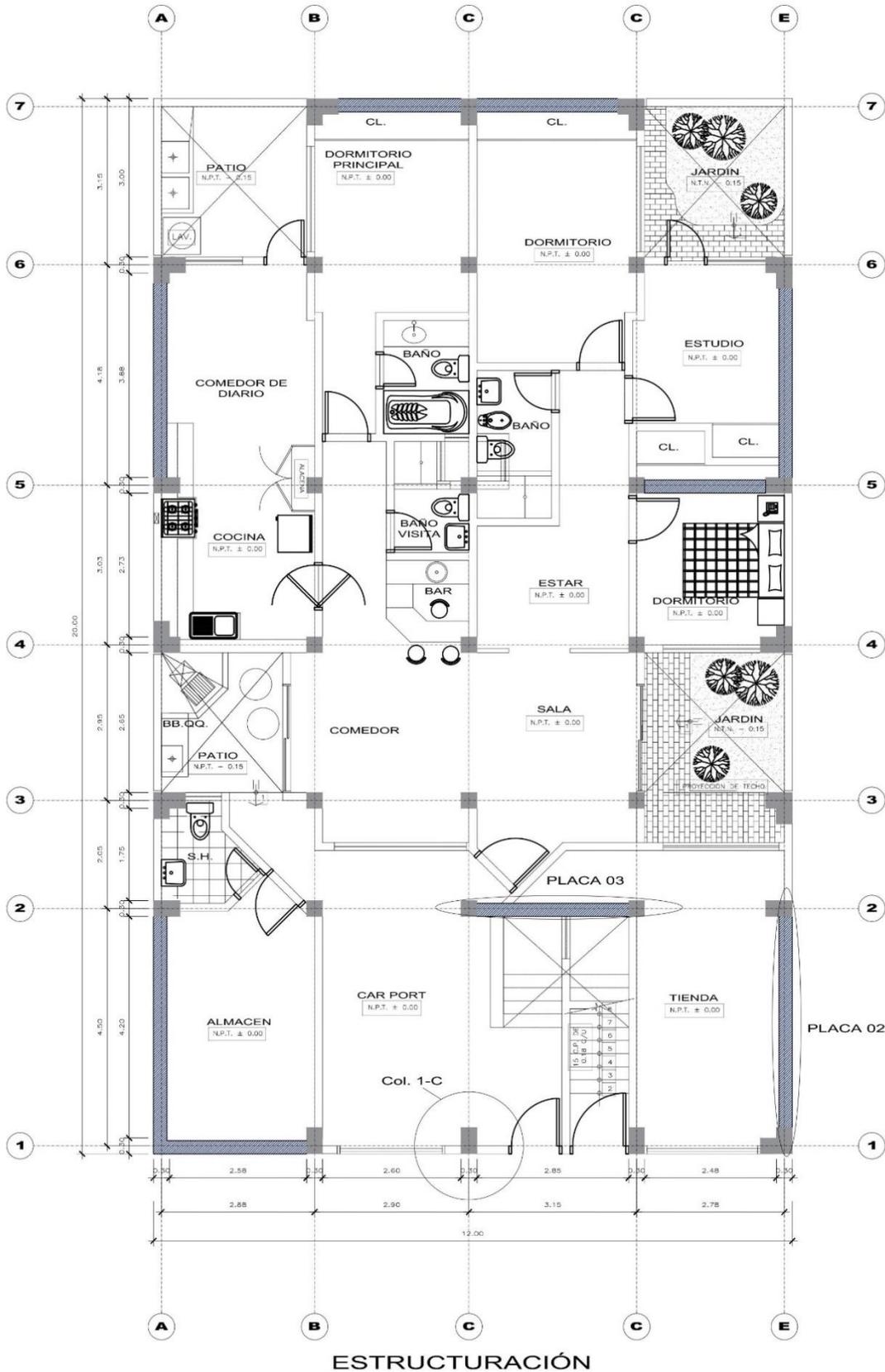
Foto 02: Ensayo de DPL, para una profundidad máxima de 3m.



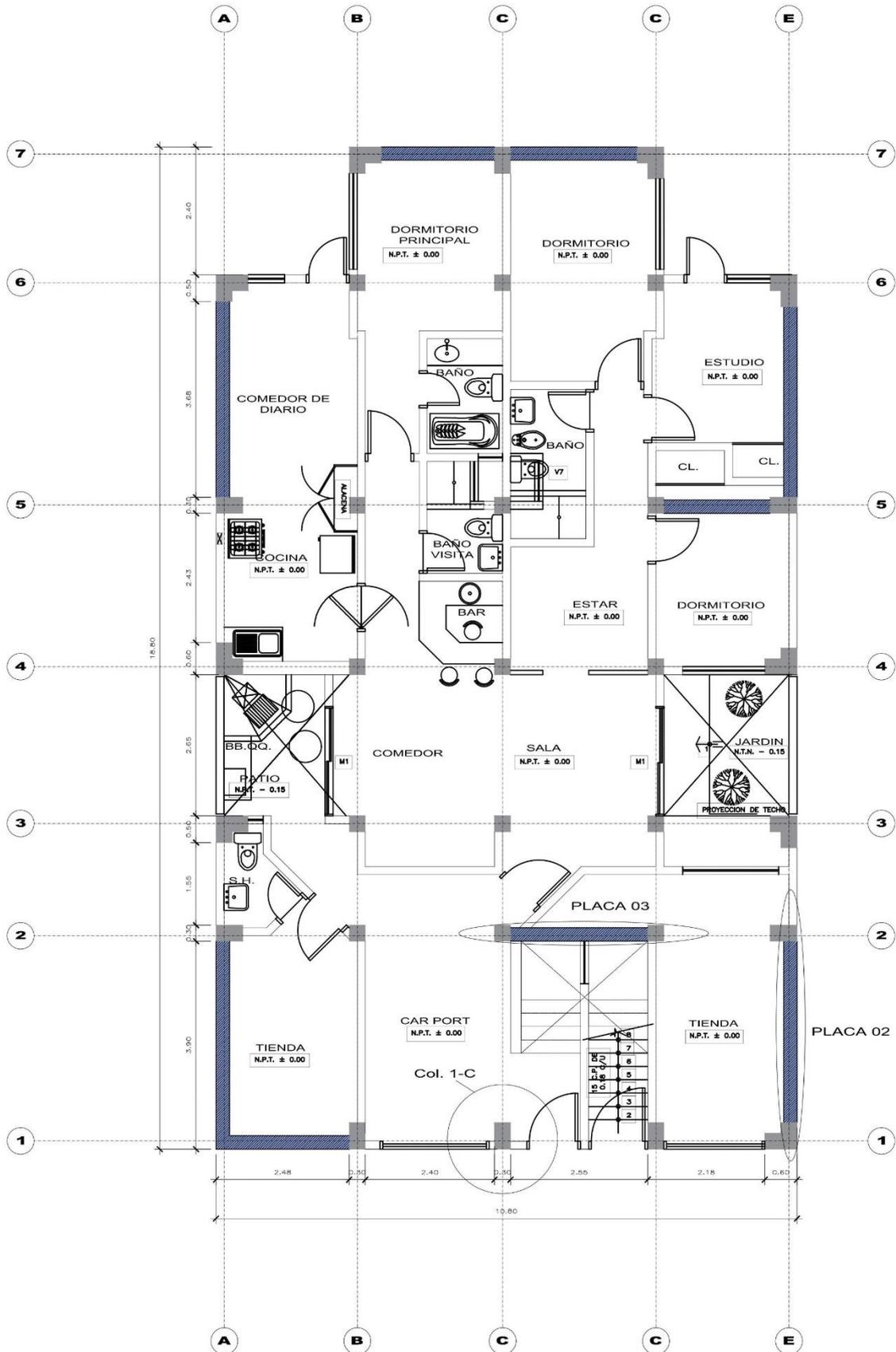
Foto 03: Ensayo de DPL, para una profundidad máxima de 3m

ANEXO 04. PLANOS DE PROYECTOS

ANEXO 04.a) PLANO DE SISTEMA CONVENCIONAL



ANEXO 04.b) PLANO DE SISTEMA CON AISLAMIENTO EN LA BASE



ESTRUCTURACION SISTEMA DE AISLAMIENTO