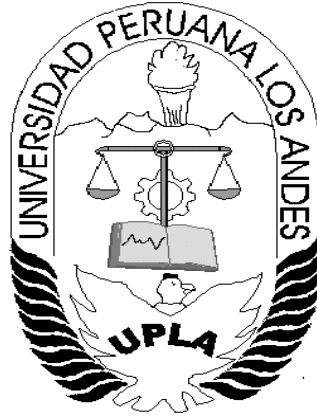


UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



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

Línea de investigación: Nuevas tecnologías y procesos.

PRESENTADO POR:

Bach. JORGE LUIS ARQUIÑIVA MOLINA

Bach. YULIZA EVELING CABELLO CHACON

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

HUANCAYO – PERÚ

2017

HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS

DR. CASIO A. TORRES LÓPEZ
PRESIDENTE

ING. ALCIDES LUIS FABIAN BRAÑEZ
JURADO

ING. JORGE SANTIAGO LÓPEZ YARANGO
JURADO

ING. VLADIMIR ORDOÑEZ CAMPOSANO
JURADO

MG. MIGUEL ÁNGEL CARLOS CANALES
SECRETARIO GENERAL

ASESOR: ING. PhD. MOHAMED MEHDI MOHAMED HADI

DEDICATORIA:

Dedico este Trabajo a mis padres Claudio y Marcelina, por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en mi educación, tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo perfectamente mantenido a través del tiempo.

Jorge

DEDICATORIA

A Dios por permitirme llegar a este día tan importante, a mis padres Elio y María, por sus enseñanzas y paciencia a lo largo del tiempo, a mis hermanos por su apoyo incondicional en todo momento para poder lograr mis metas anheladas y así poder dar un gran paso para mi vida profesional.

Yuliza

AGRADECIMIENTOS

Dios, tu amor y tu bondad no tienen fin, nos permites sonreír ante todos nuestros logros que son resultados de tu ayuda, aprendemos de nuestros errores para poder crecer de diversas maneras, gracias por regalarnos una vida en compañía de nuestros seres queridos y por guiarnos a cada momento.

Evidentemente nos gustaría agradecer a todas esas personas, ya sean compañeros o amigos ingenieros, cuyas recomendaciones y pautas para el desarrollo de esta tesis han sido fundamentales. Y para no discriminar a nadie intentaré no dar nombres en mis alusiones.

Riguroso agradecimiento al ING. Ph.D. MOHAMED MEHDI MOHAMED HADI nuestro asesor de tesis y amigo, por la dirección, asesoramiento y apoyo del presente trabajo.

A nuestras familias, especialmente a nuestros padres por apoyarnos en cada decisión y proyecto, porque nos han ido empujando poco a poquito para dar el último paso del camino que, a ellos, más que a nosotros, seguro que les ha parecido eterno.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

RESUMEN.....xxiii

ABSTRAC.....xxiv

INTRODUCCIÓN.....xxv

Página

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Título de la tesis.....27

1.2. Planteamiento del problema.....27

1.3. Formulación de problema.....28

1.3.1. General.....28

1.3.2. Específico.....28

1.4. Objetivos.....28

1.4.1. General.....29

1.4.2. Específico.....29

1.5. Justificación.....29

1.5.1. Justificación Práctica.....29

1.5.2. Justificación Metodológica.....29

1.6. Limitaciones.....30

1.7. Viabilidad del estudio.....30

1.8. Delimitación.....31

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes.....32

2.1.1. Antecedentes nacionales.....32

2.1.2. Antecedentes internacionales.....36

2.2. Bases Teóricas.....41

2.2.1. Generalidades de Diseño Antisísmico en Concreto Armado.....41

2.2.2.	Normas para la construcción de los edificios con aisladores sísmicos en el Perú.....	42
2.2.3.	Sismo.....	44
2.2.4.	Sismicidad.....	44
2.2.5.	Magnitud	44
2.2.6.	Intensidad	44
2.2.7.	Registro Sísmico	45
2.2.8.	Placas tectónicas.....	45
2.2.9.	Origen de los sismos peruanos.....	45
2.2.10.	Sistema de Protección Sísmica.....	47
2.2.11.	Componentes básicos de todo sistema de aislamiento.....	48
2.2.12.	Introducción al Aislamiento Sísmico.....	49
2.2.13.	Aislador Elastomérico Con Núcleo De Plomo (LRB).....	52
2.2.14.	Consideraciones Generales para el Diseño	54
2.2.15.	Pandeo critico de Aisladores Elastoméricos.....	57
2.2.16.	Estabilidad ante grandes desplazamientos laterales.....	58
2.2.17.	Características que poseen los aisladores sísmicos.....	58
2.2.18.	Ingeniería Sísmica.....	59
2.2.19.	Ubicación de los Aisladores.....	59
2.2.20.	Análisis Sísmico.....	60
2.2.21.	Tipos de ondas sísmicas.....	61
2.2.22.	Espectro de Respuesta.....	63
2.2.23.	Movimiento del terreno para estructuras aisladas.....	64
2.2.24.	Desplazamientos.....	65
2.2.25.	Diafragma Rígido.....	65
2.2.26.	Registro de movimientos del terreno.....	65
2.2.27.	Representación de las Solicitaciones Sísmicas.....	66
2.2.28.	Amortiguamiento.....	66
2.2.29.	Aceleración.....	67
2.2.30.	Modos de Vibración.....	67
2.3.	Definiciones conceptuales.....	68
2.4.	Formulación de hipótesis.....	69

2.4.1. Hipótesis general.....	69
2.4.2. Hipótesis específico.....	69
2.5. Variables.....	70
2.5.1. Definición conceptual de variables.....	70
2.5.1. Operacionalización de variables.....	70

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Diseño Metodológico.....	73
3.1.1. Tipo de investigación.....	73
3.1.2. Nivel de investigación.....	73
3.1.3. Método y Diseño de investigación.....	74
3.1.4. Diseño de investigación.....	74
3.2. Población y muestra.....	74
3.3. Técnica de recolección de datos.....	74
3.4. Técnicas para el procesamiento de la información.....	75
3.5. Aspectos éticos.....	77

CAPÍTULO IV

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Ubicación del área de estudio.....	78
4.2. Punto de investigación.....	80
4.3. Parámetros generales de diseño.....	80
4.3.1. Materiales empleados en la.....	80
4.3.2. Normas empleadas en el análisis y diseño.....	81
4.3.3. Criterios de estructuración.....	81
4.3.4. Principios y requisitos generales.....	83
4.3.5. Diseño por flexión.....	84
4.3.6. Diseño por flexocompresión.....	87
4.3.7. Diseño por cortante.....	88
4.4. Análisis y diseño de la estructura convencional – según norma RNE E 030.....	92
4.4.1. Criterios de estructuración.....	92

4.4.2.	Predimensionamiento de elementos estructurales.....	92
4.4.3.	Análisis sísmico según la norma RNE E 030.....	97
4.4.4.	Diseño de losa aligerado.....	134
4.4.5.	Diseño de vigas.....	137
4.4.6.	Diseño de columnas.....	158
4.4.7.	Diseño de placas.....	173
4.4.8.	Diseño zapatas aisladas.....	181
4.4.9.	Diseño integral de la cimentación.....	187
4.4.10.	Diseño de escaleras.....	192
4.5.	Análisis y diseño de la estructura aislada – según las normativas E.030 y ASCE7-10.....	196
4.5.1.	Análisis estático o de fuerza lateral equivalente.....	196
A.	Estimación de la fuerza lateral F_s	198
B.	Pre diseño de aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)	205
C.	Cálculo de desplazamiento de diseño.....	213
D.	Cálculo de desplazamiento máximo esperado.....	216
E.	Fuerzas laterales mínimas.....	220
4.5.2.	Análisis dinámico modal espectral.....	221
A.	Modelamiento.....	221
B.	Elaboración de espectro respuesta para diseño.....	223
C.	Análisis de modos de vibración.....	229
D.	Fuerza cortante del análisis modal espectral.....	230
E.	Fuerza cortante mínima.....	232
F.	Control de distorsión de entrepiso.....	234
G.	Verificación del desplazamiento de diseño.....	235
4.5.3.	Diseño de la superestructura.....	237
A.	Diseño de viga.....	239
B.	Diseño de columna.....	239
C.	Diseño de placas.....	240
4.5.4.	Detallado del aislador sísmico LRB.....	241

CAPÍTULO V

RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

5.1. Resultados en la respuesta sísmica.....	244
5.2. Resultados de los beneficios obtenidos con la aplicación del sistema de aislación sísmica.....	254
5.3. resultados de la comparación en costo de ambos sistemas estructurales (convencional y aislada).....	255
5.4. Resultados de la diferencia en volumen de concreto en la cimentación con la aplicación del sistema aislado.....	257

CAPÍTULO VI

DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro N° 01 Operacionalización de variables	74
Cuadro N° 02 Técnicas de recolección de datos	75
Cuadro N° 03 Área y peso de acero	81
Cuadro N° 04 Combinaciones de diseño	83
Cuadro N° 05 Factores de reducción de resistencia	83
Cuadro N° 06 Predimensionamiento de columnas	95
Cuadro N° 07 Resumen de predimensionamiento de columnas	96
Cuadro N° 08 Irregularidad piso blando eje X-X	102
Cuadro N° 09 Irregularidad piso blando eje Y-Y	102
Cuadro N° 10 Irregularidad extrema de rigidez eje X-X	104
Cuadro N° 11 Irregularidad extrema de rigidez eje Y-Y	104
Cuadro N° 12 Irregularidad extrema de resistencia eje X-X, Y-Y	105
Cuadro N° 13 Irregularidad masa o peso eje X-X, Y-Y	106
Cuadro N° 14 Irregularidad geométrica vertical eje X-X, Y-Y	107
Cuadro N° 15 Irregularidad torsional eje X-X	109
Cuadro N° 16 Irregularidad torsional eje Y-Y	110
Cuadro N° 17 Resumen irregularidades eje X-X	112
Cuadro N° 18 Resumen Irregularidades eje Y-Y	113
Cuadro N° 19 Modos de vibración de la edificación estudiada	114
Cuadro N° 20 Parámetro de sitio	117
Cuadro N° 21 Parámetros de sitio S, TP, TL	117

Cuadro N° 22 Metrados de cargas	121
Cuadro N° 23 Fuerza cortante dinámica	131
Cuadro N° 24 Control de derivas eje X-X	133
Cuadro N° 25 Control de derivas eje Y-Y	133
Cuadro N° 26 Resultados por casos de cargas diseño por flexocompresión C1	159
Cuadro N° 27 Combinaciones de carga para diseño eje X-X	159
Cuadro N° 28 Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y	160
Cuadro N° 29 Resultados por casos de carga diseño flexocompresión C2	163
Cuadro N° 30 Combinaciones de carga para el diseño eje X-X	164
Cuadro N° 31 Combinaciones de carga para el diseño eje Y-Y	164
Cuadro N° 32 Resultados por casos de carga diseño por flexocompresión C3	168
Cuadro N° 33 Combinaciones de carga para el diseño eje X-X	168
Cuadro N° 34 Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y	168
Cuadro N° 35 Esfuerzos internos por casos de carga	174
Cuadro N° 36 Combinaciones de carga para el diseño eje X-X	175
Cuadro N° 37 Combinaciones de carga para el diseño eje Y-Y	175
Cuadro N° 38 Reacciones en la base por los casos de carga	183
Cuadro N° 39 Resumen de prediseño del aislador sísmico	207
Cuadro N° 40 Resumen de rigideces efectivas	212
Cuadro N° 41 Propiedades dinámicas del aislador	213
Cuadro N° 42 Espectro de diseño ASCE7-10	225
Cuadro N° 43 Detalles finales del aislador	242

Cuadro N° 44 Comparativo de los desplazamientos reales – Eje X-X.	247
Cuadro N° 45 Comparativo de los desplazamientos reales – Eje Y-Y	248
Cuadro N° 46 Comparativo fuerzas actuantes por caso de carga de sismo de diseño – Eje X-X	250
Cuadro N° 47 Comparativo fuerzas actuantes por caso de carga de sismo de diseño – Eje Y-Y	251
Cuadro N° 48 Comparativo de sección de columnas	252
Cuadro N° 49 Comparativo de sección de placas	253
Cuadro N° 50 Comparativo de derivas – Eje X-X.	254
Cuadro N° 51 Comparativo de derivas – Eje Y-Y.	255
Cuadro N° 52 Resumen de presupuesto – estructura convencional.	256
Cuadro N° 53 Resumen de presupuesto – estructura aislada	256
Cuadro N° 54 Comparativo del costo directo de ambas estructuras	256
Cuadro N° 55 Comparativo de volumen de concreto en cimentación	258

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico N° 01 Sismos esperados en la zona de subducción de Perú	46
Gráfico N° 02 Componentes de un sistema de aislamiento	48
Gráfico N° 03 Comportamiento de una estructura ante un sismo	52
Gráfico N° 04 Esquema de aislador núcleo de plomo	54
Gráfico N° 05 Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento	55
Gráfico N° 06 Ubicación de aisladores en la edificación	60
Gráfico N° 07 Ondas Primarias	62
Gráfico N°08 Ondas Secundarias	62
Gráfico N° 09 Ondas Love	63
Gráfico N° 10 Ondas Rayleigh	63
Gráfico N° 11 Ubicación de la edificación a analizar	78
Gráfico N° 12 Renderizado del proyecto final	79
Gráfico N° 13 Renderizado del proyecto final	79
Gráfico N° 14 Deformación específica y distribución equivalente de tensiones en una sección rectangular	84
Gráfico N° 15 Aporte del acero en compresión en la resistencia a flexión	86
Gráfico N° 16 Diagrama de iteración	87
Gráfico N° 17 Diseño por cortante	89
Gráfico N° 18 Espaciamiento máximo de estribos	91
Gráfico N° 19 Sección típica de losa aligerada	93
Gráfico N° 20 Resumen predimensionamiento de columnas	97

Gráfico N° 21 Modelo tridimensional de la edificación	98
Gráfico N° 22 Modelo tridimensional de la edificación	99
Gráfico N° 23 Modelo en planta de la edificación	99
Gráfico N° 24 Resultados modos de vibración	115
Gráfico N° 25 Detalles techo aligerado	121
Gráfico N° 26 Masa Participativa ingresados el programa	122
Gráfico N° 27 Distribución de fuerzas sísmicas eje X-X	125
Gráfico N° 28 Distribución de fuerzas sísmicas eje Y-Y	126
Gráfico N° 29 Ingreso de coeficiente sísmico al programa	127
Gráfico N° 30 Espectro de respuesta de la edificación	130
Gráfico N° 31 Ingreso de espectro de respuesta al programa	130
Gráfico N° 32 Diagrama fuerza cortante	131
Gráfico N° 33 Diagrama momento flector eje A, B, C y D	139
Gráfico N° 34 Diagrama momento flector eje E, F, 1 y 2	140
Gráfico N° 35 Diagrama momento flector eje 3, 4 y 5	141
Gráfico N° 36 Diagrama fuerza cortante eje 1, 2, 3 y 4	145
Gráfico N° 37 Diagrama fuerza cortante eje 5, 6, A y B	146
Gráfico N° 38 Diagrama fuerza cortante eje C, D, E y F	147
Gráfico N° 39 Diagrama fuerza cortante eje 6-6	148
Gráfico N° 40 Diseño de viga por cortante	150
Gráfico N° 41 Combinación por carga de servicio $100\%CM+100\%CV$	151
Gráfico N° 42 Diagrama de momento flector por carga de servicio	152

Gráfico N° 43 Diagrama de momento flector por carga de servicio	152
Gráfico N° 44 Sección fisurada de la viga estudiada	153
Gráfico N° 45 Sección fisurada de la viga estudiada	154
Gráfico N° 46 Asignación de carga por servicio 100%CM+50%CV	155
Gráfico N° 47 Diagrama de momento flector por carga de servicio 100%CM+50%CV en la viga estudiada	156
Gráfico N° 48 Sismo M33 eje X-X C1	161
Gráfico N° 49 Sismo M22 eje X-X C1	161
Gráfico N° 50 Sismo M33 eje Y-Y C1	162
Gráfico N° 51 Sismo M22 eje Y-Y C2	162
Gráfico N° 52 Sismo M33 eje X-X C2	165
Gráfico N° 53 Sismo M22 eje X-X C2	166
Gráfico N° 54 Sismo M33 eje Y-Y C2	166
Gráfico N° 55 Sismo M22 eje Y-Y C2	167
Gráfico N° 56 Sismo M22 eje X-X C3	170
Gráfico N° 57 Sismo M22 eje X-X C3	170
Gráfico N° 58 Sismo M33 eje Y-Y C3	171
Gráfico N° 59 Sismo M22 eje Y-Y C3	171
Gráfico N° 60 Resultados del diseño por flexo compresión de columnas	172
Gráfico N° 61 Detalle de acero propuesto en la placa a diseñar	176
Gráfico N° 62 Sismo M33 eje X-X PL 03	177
Gráfico N° 63 Sismo M33 eje X-X PL 03	177
Gráfico N° 64 Sismo M33 eje Y-Y PL 03	178

Gráfico N° 65 Sismo M22 eje Y-Y PL 03	178
Gráfico N° 66 Diagrama de fuerza cortante PL-03	179
Gráfico N° 67 Detalle de acero de refuerzo final en PLACA PL-03	181
Gráfico N° 68 Diseño de zapata aislada	187
Gráfico N° 69 Modelamiento de cimentación de la edificación	187
Gráfico N° 70 Modelamiento de cimentación tridimensional	188
Gráfico N° 71 Esfuerzo admisible actuante en el terreno	189
Gráfico N° 72 DMF en el eje Y-Y (positivo)	190
Gráfico N° 73 DMF en el eje Y-Y (negativo)	190
Gráfico N° 74 DMF en el eje X-X (positivo)	191
Gráfico N° 75 DMF en el eje X-X (negativo)	191
Gráfico N° 76 DMF en escalera para diseño	193
Gráfico N° 77 Área de acero en escalera	194
Gráfico N° 78 DFC en escalera	194
Gráfico N° 79 Diseño final de escalera	195
Gráfico N° 80 Función acumulativa de probabilidad	199
Gráfico N° 81 Espectro de respuesta máxima	200
Gráfico N° 82 Elementos del aislador	207
Gráfico N° 83 Lazo histerético	209
Gráfico N° 84 Lazo histerético sismo de diseño límites inferiores	210
Gráfico N° 85 Lazo histerético sismo máximo esperado límites inferiores	211
Gráfico N° 86 Lazo histerético sismo de diseño límites superiores	211

Gráfico N° 87 Lazo histerético sismo máximo esperado límites superiores	212
Gráfico N° 88 Espectro de diseño ASCE7-10	226
Gráfico N° 89 Asignación de espectro de diseño	226
Gráfico N° 90 Asignación de espectro máximo esperado	227
Gráfico N° 91 Asignación de propiedades dinámicas del aislador LRB	227
Gráfico N° 92 Modelo de edificio aislado	229
Gráfico N° 93 Modos de vibración	230
Gráfico N° 94 Fuerza cortante eje X-X	231
Gráfico N° 95 Fuerza cortante eje Y-Y	231
Gráfico N° 96 Factor de escala	232
Gráfico N° 97 Asignación de factor de escala	233
Gráfico N° 98 Desplazamientos obtenidos por sismo de diseño eje X-X	236
Gráfico N° 99 Desplazamientos obtenidos por sismo de diseño eje Y-Y	236
Gráfico N° 100 Espectro de respuesta para diseño- superestructura	238
Gráfico N° 101 Diseño final de elementos estructurales	240
Gráfico N° 102 Detalle de montaje del aislador	243
Gráfico N° 103 Desplazamiento total acumulado comparativo – Eje X-X	245
Gráfico N° 104 Desplazamiento total acumulado comparativo – Eje Y-Y.	246
Gráfico N° 105 Desplazamiento de superestructura comparativo–Eje X-X	247
Gráfico N° 106 Desplazamiento de superestructura comparativo–Eje Y-Y	248
Gráfico N° 107 Desplazamientos por caso de sismo de diseño en ambas edificaciones – Eje 6-6	249

Gráfico N° 108: Comparativo de la distribución de fuerzas actuantes por caso de carga de sismo de diseño – Eje X-X	250
Gráfico N° 109: Comparativo de la distribución de fuerzas actuantes por caso de carga de sismo de diseño – Eje Y-Y	251
Gráfico N° 110: Resultado final del diseño de cimentación en la estructura convencional.	257
Gráfico N° 111: Resultado final del diseño de cimentación en la estructura aislada	258

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA N° 01 Categoría de la edificación y factor “U”	42
TABLA N° 02 Número de puntos a investigar	80
TABLA N° 03 Peraltes o espesores mínimos	93
TABLA N° 04 Análisis de Irregularidad Estructural	100
TABLA N° 05 Categoría de la edificación y factor uso	118
TABLA N° 06 Coeficiente básico de reducción de la fuerza	119
TABLA N° 07 Cargas Vivas	121
TABLA N° 08 Límites de distorsión de entrepiso	133
TABLA N° 09 Deflexiones máximas admisibles	157
TABLA N° 10 Nelson Morrison Tesis “Interacción Suelo-Estructuras”	188
TABLA N° 11 Coeficiente de sitio, F_a	201
TABLA N° 12 Coeficiente de sitio, F_v	201
TABLA N° 13 Factor de modificación de respuesta	202
TABLA N° 14 Periodos T_P y T_L	204
TABLA N° 15 Propiedades de aisladores	206
TABLA N° 16 Propiedades de aisladores	206
TABLA N° 17 Propiedades del material	208
TABLA N° 18 Coeficiente de amortiguamiento, B_D o B_M	214
TABLA N° 19 Coeficiente de amortiguamiento, B_D o B_M	217
TABLA N° 20 Periodos T_P y T_L	224
TABLA N° 21 Asignación de propiedades dinámicas del aislador LRB	228

TABLA N° 22 Periodo de modos de vibración	230
TABLA N° 23 Fuerza cortante piso técnico	232
TABLA N° 24 Límite para la distorsión del entrepiso	234
TABLA N° 25 Derivas de la estructura aislada eje X-X	234
TABLA N° 26 Derivas de la estructura aislada eje Y-Y	235
TABLA N° 27 Detalles del aislador	241

RESUMEN

La investigación parte de la problemática: ¿Cuáles serán los resultados de un análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles en el distrito El Tambo, Huancayo?; para efecto se formuló el objetivo principal: Determinar los resultados de un análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles, la hipótesis principal que debe verificarse es: Los resultados de un análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles son significativos dado que se reducen los desplazamientos y fuerza cortante en un 30% a 50.

El tipo de investigación es aplicada, con nivel descriptivo – comparativo - explicativo por la naturaleza de las variables y un diseño experimental. La población corresponde a todas las edificaciones del distrito del Tambo y la muestra no probabilística es una edificación de 8 niveles de función hospitalaria, que fue seleccionada por conveniencia.

Como conclusión del proyecto, se tiene que el uso de aisladores sísmicos de base brinda resultados muy satisfactorios para el diseño y protección de estructuras de carácter esencial, garantizando así la operatividad de la estructura antes, durante y después del evento sísmico.

PALABRAS CLAVES: Aisladores sísmicos, Análisis y Diseño Estructural, Edificaciones Sismorresistentes.

ABSTRACT

The investigation starts from the problem: What will be the results of a comparative structural analysis and design with and without seismic isolators of an 8-level building in the district of El Tambo, Huancayo ?; for effect the main objective was formulated: Determine the results of a comparative structural analysis and design with and without seismic isolators of an 8-level building, the main hypothesis to be verified is: The results of a comparative structural analysis and design with and without Seismic isolators of an 8-level building are significant given that the displacements and shear force are reduced by 30% to 50.

The type of research is applied, with a descriptive - comparative - explanatory level due to the nature of the variables and an experimental design. The population corresponds to all the buildings of the Tambo district and the non-probabilistic sample is a building with 8 levels of hospital function, which was selected for convenience.

As a conclusion of the project, the use of basic seismic insulators has been shown to provide very satisfactory results for the design and protection of essential structures, thus guaranteeing the operation of the structure before, during and after the seismic event

KEY WORDS: Seismic isolators, Analysis and Structural Design, Seismic Buildings.

INTRODUCCIÓN

Desde los principios de la civilización y la vida en sociedad, la construcción por la mano del hombre ha enfrentado el desafío de los embates de la naturaleza, siendo siempre el fenómeno sísmico un peligro para las estructuras causándoles daños permanentes tanto en cimentaciones como en la superestructura y en algunos casos llegando al colapso, por lo que requieren especial atención por parte de los profesionales que las diseñen, con el fin de mitigar los efectos negativos que se puedan presentar.

El Perú es un país sísmico por ende toda estructura debe ser diseñada para resistir este tipo de solicitaciones. La ciudad de Huancayo no está exenta a esta problemática ya que se encuentra en una Zona 3 del mapa de sismicidad de acuerdo a la norma; nos queda claro entonces que los sismos no se pueden evitar solo podemos lidiar con sus efectos.

Esta investigación surge del interés por conocer y mostrar una de las nuevas tecnologías que se está aplicando en la ingeniería estructural sismorresistente, que consta en la incorporación de dispositivos especiales en la base de los edificios, modificando el comportamiento dinámico ante eventos sísmicos. Esta nueva tecnología viene siendo aplicada en diversos países como Japón, Nueva Zelanda, Estados Unidos, incluso el vecino país de Chile en donde se pudo ver el buen desempeño de los edificios aislados durante el terremoto del 2010, siendo ello un motivo en tomar interés en este sistema.

El objetivo de la presente investigación es realizar un comparativo en cuanto al análisis y diseño de una estructura convencional y de una estructura con aisladores sísmicos de 8 niveles de uso hospitalario, aplicando la Normativa Peruana E-030 Diseño Sismorresistente, versión publicada el año 2016 y la Normativa americana

ASCE 7-10 respectivamente, así mismo describiendo de forma clara y concisa los resultados obtenidos, adicionalmente se presenta un resumen de presupuestos para conocer el costo de una edificación convencional y aislada.

La presente tesis consta de los siguientes capítulos:

El capítulo I, Planteamiento del Estudio, que consta de la formulación del problema, objetivo general, objetivos específicos, justificación, limitaciones y viabilidad del estudio.

Capítulo II, consta del Marco Teórico, el cual comprende los antecedentes de la investigación, las bases teóricas y la formulación de la hipótesis.

Capítulo III, se describe Marco Metodológico, diseño metodológico, tipo, nivel y método de investigación, población y muestra, Operacionalización de variables, técnica de recolección de datos, técnica para el procesamiento de la información, finalmente aspectos éticos.

Capítulo IV, describe criterios y parámetros en forma detallada, seguidos por el desarrollo del análisis de la estructura convencional con el uso de la normativa peruana Diseño Sismorresistente E.030, así mismo el análisis y diseño de la estructura convencional de acuerdo a la normativa norteamericana ASCE 7-10.

Capítulo V, comprende resultados de la investigación.

Capítulo VI consta de la discusión de resultados. Finalmente, las conclusiones y recomendaciones para futuras investigaciones.

Bach. JORGE LUIS ARQUIÑIVA MOLINA

Bach. YULIZA EVELING CABELLO CHACON

CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. TÍTULO DE 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”.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los eventos sísmicos son fenómenos naturales que nos han acompañado desde siempre y que inevitablemente nos seguirá acompañando en el futuro, esta afirmación tiene su base en que como es sabido la distribución de los sismos en el mundo no es igualitaria, existen lugares donde estos eventos se concentran más, ya sea en cantidad como en intensidad, Perú está ubicado en una de las regiones sísmicamente más activas del mundo, ya que se ubica prácticamente sobre una gran falla geológica, la interacción entre la placa Sudamericana y la de Nazca. Adicionalmente se puede afirmar que la ciudad de Huancayo y exactamente el distrito de El Tambo se halla clasificada dentro de la Zona 3 del mapa de sismicidad del Perú, siendo esta una escala alta según la norma.

Hay que tener en claro que los efectos adversos generados por los sismos no son directos del mecanismo de esta, más bien de las fallas de las estructuras construidas por el ser humano, por lo que, aunque los sismos son inevitables está en nuestras manos reducir sus consecuencias a límites aceptables mediante el control del medio construido.

El hecho de separarlas de los movimientos del suelo se realizaría mediante la introducción de elementos flexibles entre la estructura y su cimentación. Los sistemas propuestos en los últimos años giran sobre un mismo concepto: soportar las estructuras sobre sistemas muy flexibles lateralmente. El objetivo esencial es asegurar que el valor del periodo fundamental de vibración de la estructura se aleje del periodo dominante del sitio, de tal forma que los niveles de fuerza y aceleración en la estructura sean reducidos significativamente.

Por lo anterior y por la inevitable vulnerabilidad sísmica de nuestro país se plantea la siguiente tesis de título: “Análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles en el distrito de El Tambo, Huancayo - 2017”.

1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.3.1. PROBLEMA GENERAL

¿Cuáles serán los resultados de un análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles en el distrito El Tambo, Huancayo – 2017?

1.3.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- a) ¿Cuáles serán los beneficios que se obtienen de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional?
- b) ¿Cuál será la diferencia de costo de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional?
- c) ¿Cuál será la diferencia en volumen de concreto en la cimentación de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional?

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. GENERAL

Determinar los resultados de un análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles en el distrito El Tambo, Huancayo – 2017.

1.4.2. ESPECÍFICOS

- a) Determinar los beneficios que se obtienen de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional.
- b) Determinar la diferencia en costo de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional.
- c) Determinar la diferencia en volumen de concreto en la cimentación de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional.

1.5. JUSTIFICACIÓN

1.5.1. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

El excelente desempeño que las estructuras aisladas han tenido durante los sismos de Northridge (Los Angeles, 1994), Kobe (Kobe, 1995), Chile (2010) y Japón (2011) avalan las bondades de esta alternativa en cuanto a aumentar considerablemente el nivel de seguridad para las personas y la operatividad de la estructura después de un sismo, en otras palabras, protección a la vida y reducción del daño. La Nueva Norma de Diseño Sismorresistente E-030, contempla la siguiente categorización: las edificaciones esenciales denominadas A-1 donde se incluyen hospitales e institutos de salud importantes ubicadas en las zonas sísmicas 4 y 3 obligatoriamente deberán contar con un sistema de aislación sísmica, mientras que en las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si se usa o no aislamiento sísmico.

La información que se recopila y procesa servirá de sustento para esta y otras investigaciones similares, ya que enriquecen el marco teórico y/o cuerpo de conocimientos que existe sobre el tema en mención.

1.5.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Con los resultados de la investigación que se realizó se podrán crear metodologías que brindan conocimientos actuales para así poder disminuir los daños ante fenómenos sísmicos que podría ocurrir en el

distrito y en todo el país. Los instrumentos que se diseñaron y elaboraron para la investigación servirán para recopilar la información.

1.6. LIMITACIONES

La principal limitación de la presente investigación, teniendo en cuenta la situación actual del desarrollo de la Ingeniería Civil en nuestro país y sobre todo en nuestra ciudad, es que la actual Norma Sismo resistente E.030 considera el uso de aisladores sísmicos, sin embargo hace referencia el uso de la norma Estadounidense “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010, lo que nos deja con limitaciones en el marco normativo especialmente nacional, así mismo la falta de obras donde se hayan empleado este sistema en la región, las cuales podrían ser de gran ayuda para tomar como referencia, escasa bibliografía especializada en el tema aplicada a nuestra realidad como país, por otra parte, una limitación importante es el factor económico ya que no se realizaron ensayos del prototipo del aislador diseñado.

1.7. VIABILIDAD DEL ESTUDIO

El presente trabajo es viable ya que para el diseño la estructura con aisladores sísmicos se requiere realizar cálculos y modelamientos en softwares que son muy comerciales y están al alcance de cualquiera, por otro lado, el aspecto de mecánica de suelos también se puede realizar de forma rentable ya que existen muchos laboratorios de suelo en nuestra ciudad, disponiendo así de todos los recursos necesarios para satisfacer el estudio presentado.

La metodología usada para el desarrollo de la investigación que es la descriptiva comparativa corresponde a la más adecuada para el desarrollo de la misma, describiendo así propiedades, parámetros y rasgos importantes con el propósito de realizar el diseño comparativo estructural de la edificación convencional y con aislamiento sísmico.

1.8. DELIMITACIÓN

1.8.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL

Esta investigación se realizó en el distrito de El Tambo, Avenida Huancavelica y Jirón Aguirre Morales.

1.8.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL

El periodo de investigación se realizó el año 2017.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

2.1.1 Antecedentes nacionales:

Korswagen, P., Arias, J., & Huaranga, P. (2012). ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON AISLADORES SÍSMICOS EN EL PERÚ (tesis de pregrado), Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú. En su presente trabajo de investigación define que la aislación de edificaciones consiste en colocar una interface flexible entre el suelo y la estructura de forma que se reduzcan considerablemente las solicitaciones sísmicas a las que ésta estaría sometida. Así, se puede optar por un diseño con un factor de reducción de fuerza sísmica menor y se puede obtener como resultado una edificación que no sufrirá daños y permanecerá totalmente operativa durante y después de un evento sísmico. Las reducidas aceleraciones también protegen a los elementos no estructurales y a los contenidos de la edificación.

Los aisladores son dispositivos que cuentan con una elevada rigidez a cargas verticales, pero son flexibles frente a solicitaciones laterales. Por consiguiente, las fuerzas transmitidas a la estructura por un sismo severo generan desplazamientos del orden de 25 centímetros en la interfase de aislación, pero derivas significativamente menores en la superestructura.

Esta tesis se enfoca en el uso de aisladores elastoméricos, los cuales aprovechan la flexibilidad de un material similar al caucho para conseguir una baja rigidez lateral, pero lo combinan con planchas de acero para elevar la rigidez vertical.

Se concluyó que la aislación sísmica de edificaciones en el Perú resulta beneficiosa en la mayoría de los casos, debido a que las frecuencias predominantes de los sismos son altas, lo que implica que estructuras con periodos altos, como es el caso de las estructuras con aislación, no amplifican las aceleraciones. No obstante, la frecuencia de vibración de los suelos debe tenerse en cuenta, por lo que los suelos del tipo S3, por lo general con frecuencias bajas de amplificación, resultan indeseables.

La eficiencia del diseño se logra cuando las fuerzas finales son como máximo iguales a las que se obtendrían con un diseño sin aislación, con la diferencia, de que el diseño aislado no se espera daños por comportamiento inelástico de la estructura.

Muñoz, J. (2013). ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA HOSPITALARIA CON AISLADORES SISMICOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA (tesis de pregrado), Universidad Católica de Santa María, Perú.

En el presente trabajo se ha ejemplificado el diseño de una estructura hospitalaria utilizando aisladores sísmicos de base mediante el código UBC-97 realizándose los análisis estático y dinámico según las recomendaciones de esta normativa; donde para el análisis dinámico realizado se optó por el método modal espectral. Después de exponer paso a paso el método de análisis estructural para edificaciones aisladas sísmicamente se procedió al diseño de los elementos estructurales de la edificación obteniéndose una estructura aporticado, luego se calculan los costos y presupuestos junto a la programación de obra. Por último, se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas en la presente tesis.

Se concluyó que El método de análisis estático de una estructura aislada asemeja y simplifica el comportamiento del sistema al de una gran masa concentrada sobre un resorte, similar a un péndulo invertido. El uso de aisladores sísmicos de base brinda resultados muy satisfactorios para el diseño y protección de estructuras de carácter esencial ya que también protege sus contenidos. Para nuestro caso de estudio el método de análisis dinámico modal espectral es el más apropiado frente al método del tiempo historia, por no contar con la data sísmica apropiada para el terreno. A pesar de no contar con normativa nacional específica para el caso de edificaciones aisladas sísmicamente es posible adaptar las nociones de la norma E.030 para este caso.

Morales, Luisa., & Contreras, J. (2012). PROTECCIÓN DE UNA EDIFICACIÓN EXISTENTE CON DISIPADORES DE ENERGÍA (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú. En la presente tesis se dice que el objetivo básico de la Ingeniería Sismorresistente y de una intervención estructural en particular es la reducción de la vulnerabilidad del sistema con el fin de salvar vidas humanas.

Enfoques recientes como el de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de Estados Unidos (FEMA) y la Asociación Norteamericana de Ingenieros Civiles (ASCE) proponen la definición de objetivos múltiples considerando diferentes niveles de desempeño para diferentes escenarios sísmicos. Éstos objetivos determinarán en gran medida el costo y la viabilidad del proyecto de rehabilitación, así como los beneficios que se obtendrían al reducir los daños de la propiedad y el nivel de interrupción de la edificación ante futuros terremotos.

Una de las propuestas más difundidas corresponde al FEMA, el cual considera un objetivo de rehabilitación que puede ser básico, mejorado o limitado. Para definirlo, establece niveles que de desempeño de menor a mayor daño pueden ser: Operativo,

Ocupación Inmediata, Resguardo de Vida o Prevención del Colapso, para sismos de diseño con eventos asociados a periodos de retorno de 72, 225, 474 y 2475 años. Concluyendo así que el edificio sin reforzar alcanzaría una deriva del 12‰ ante el sismo de diseño de 500 años de periodo de retorno. Dadas las características estructurales propias de la época en la que se construyó el edificio, la estructura quedaría seriamente dañada de alcanzar esta deriva.

Se concluyó que es posible lograr un amortiguamiento efectivo del orden del 25% en edificaciones educativas de poca altura proyectada sin criterios efectivos de diseño sismorresistente.

El edificio sin reforzar alcanzaría una deriva del 12‰ ante el sismo de diseño de 500 años de periodo de retorno. Dadas las características estructurales propias de la época en la que se construyó el edificio, la estructura quedaría seriamente dañada de alcanzar esta deriva.

Jacobo, Y., & Quispe, Juan. (2014). DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DUAL Y CON AISLAMIENTO SISMICO EN LA BASE PARA UNA CLINICA DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE TRUJILLO (tesis de pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego Trujillo, Perú.

En la presente tesis se dice que “Los eventos sísmicos son un fenómeno natural que nos ha acompañado desde siempre y que inevitablemente nos seguirá acompañando en el futuro”.

Perú forma parte de la zona conocida como “Cinturón de Fuego del Pacífico” (zona altamente sísmica y volcánica) y está prácticamente ubicado sobre una falla geológica, el encuentro de la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana. Razón por lo cual el país ha experimentado en los últimos 50 años importantes eventos sísmicos, 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. Las edificaciones de salud son de vital importancia después de producido los eventos sísmicos, ya que estas son las instituciones encargadas de dar atención a todas las personas afectadas, por eso este tipo de edificaciones no debería colapsar ni presentar daños importantes en su estructura ni en los elementos que contiene (equipo médico). Por la alta vulnerabilidad que presenta el país ante eventos sísmicos, esta Tesis está orientada a la implementación de un sistema de aislamiento sísmico en la base para las edificaciones de salud en la ciudad de Trujillo.

2.1.2 Antecedentes Internacionales

Saavedra, M. (2005). ANÁLISIS DE EDIFICIOS CON AISLADORES SÍSMICOS MEDIANTE PROCEDIMIENTOS SIMPLIFICADOS (tesis de pregrado). Universidad Austral, Chile.

Se presenta un estudio donde se valida un procedimiento simplificado para el análisis de edificios con aisladores sísmicos, en el cual se considera la respuesta sísmica de edificios de varios pisos con aisladores sísmicos, con un grado de libertad por planta. Se analiza la respuesta del sistema asumiendo que el edificio tiene un comportamiento elástico lineal y que el aislador puede ser simulado por un modelo lineal y no lineal.

En este procedimiento de análisis simplificado se debe estimar el modo fundamental de vibración y la frecuencia natural del edificio con base fija. Para efectos de validez del método simplificado se calculan estos parámetros dinámicos en forma exacta, pero además se estudia la influencia de ellos en el modelo con aislamiento basal considerando su cálculo mediante métodos aproximados. Una vez establecidas las ecuaciones de equilibrio dinámico al modelo estructural (Edificio + Aislador), donde se obtiene un sistema de ecuaciones diferenciales acopladas, el cual

representa el comportamiento dinámico del modelo en estudio. Se procede a solucionar este sistema, por lo cual, se utiliza los conceptos de ecuación de estado y la aplicación de métodos de aproximación numérica mediante un algoritmo computacional que se desarrolla en la herramienta de cálculo MATLAB, así en definitiva, se obtiene la respuesta de la estructura en el tiempo para un registro sísmico de aceleración.

Se concluyó que en general, analizando los principales resultados del problema con respecto a los desplazamientos calculados para los distintos modelos utilizados, se puede apreciar que las aproximaciones obtenidas mediante el procedimiento simplificado no presentaron diferencias muy significativas en relación a los resultados obtenidos con ETABS Nonlinear, es decir, la magnitud del error es de un orden razonable para una etapa de prediseño. Los mayores errores de aproximación se obtuvieron en el análisis del edificio N°1 de 4 y 10 pisos con base aislada para los registros sísmicos de Kobe, Northridge y Loma Prieta (tamaño de paso 0.02 seg.). El método de Runge Kutta de 4^o orden disminuye su precisión para tamaño de pasos mayores debido a que aumenta el error de truncamiento del paso y más aun si resuelve sistemas donde existen ecuaciones que son no lineales. Con relación al sismo de Lollo de tamaño de paso menor (0.005 seg.), existieron algunos errores de aproximación debido a que al utilizar un tamaño de paso muy pequeño (lo que sabemos, mejora la precisión del algoritmo), aumenta el error de redondeo del método numérico, por este motivo

Bonilla, L. (2012). TEORÍA DEL AISLAMIENTO SÍSMICO PARA EDIFICACIONES (tesis de pregrado). Universidad Nacional Autónoma, México.

El presente trabajo tiene por finalidad desarrollar el conocimiento que se tiene sobre los diferentes sistemas de control estructural en la actualidad, y con base en ello, comparar los beneficios obtenidos por estos sistemas en comparación con los apoyos convencionales.

En especial, considerando el caso de los aisladores de base. Esta demostración se hizo con ayuda del programa de cómputo SAP2000 versión 14.

Históricamente, los movimientos sísmicos representan un peligro para las estructuras causándoles daños permanentes tanto en cimentaciones como en la superestructura, y en algunos casos llegando al colapso de ésta.

Para ello, es necesario diseñar estructuras que resistan fuerzas sísmicas. Sin embargo, es nuestro deber hacer construcciones que puedan resistir tanto sismos de pequeña como de alta magnitud. Esto es, que las estructuras tengan una gran capacidad de deformación, y que inclusive, vaya más allá de su estado elástico. Como solución a esta situación, se crearon los sistemas de control estructural, los cuales han sido desarrollados en esta tesis para un mayor conocimiento acerca de ellos.

Se concluyó en este trabajo se hizo un análisis comparativo de una estructura de 8 niveles y 3 líneas de columnas, apoyada sobre aisladores de base en un caso y en el otro sobre apoyos convencionales. Para este análisis se consideró un evento sísmico, empleando el registro sísmico acontecido en la Ciudad de México en el año 1985.

Según los resultados obtenidos del análisis de las estructuras con apoyos convencionales y de aislamiento sísmico, se tomará como parámetros de comparación el período de la estructura y los desplazamientos relativos de entrepiso.

De acuerdo al estudio realizado, se puede concluir que: al utilizar los aisladores de base, se obtienen mayores periodos de la estructura, y por lo tanto, menores aceleraciones, provocando que las fuerzas sísmicas disminuyan. Esto trae como beneficio menores acciones sobre la estructura y en consecuencia menores elementos mecánicos, lo que contribuye a menores demandas de diseño

OFICINAS DE SIETE PISOS. (ANÁLISIS COMPARATIVO DE COMPORTAMIENTO Y COSTOS CON UN EDIFICIO TRADICIONAL (tesis de pregrado). Universidad Austral, Chile.

Este estudio es desarrollado para analizar los efectos que tendría la implementación de un sistema de aislación sísmica sobre el comportamiento estructural y de costos, para un caso en particular: el edificio Vanguardia. Este edificio destinado a oficinas, consta de siete pisos más un nivel de subterráneo y se ubicaría en la ciudad de Concepción. El trabajo se describe en cinco etapas: i) análisis y diseño de la estructura convencional, ii) diseño del sistema de aislación, iii) análisis de la estructura aislada, iv) diseño del edificio Vanguardia aislado y v) análisis comparativo de costos entre la estructura aislada y la convencional.

Para efecto de la elección del sistema de aislación más apropiado, se diseñaron tres sistemas posibles: HDR, mixto conformado por aisladores LRB y HDR, y finalmente FPS. Como siguiente paso, se aplicó un análisis dinámico no lineal según la NCh 2745 al edificio Vanguardia aislado con el propósito tanto de evaluar cual sistema de aislación sería el escogido, como de realizar una comparación de respuesta entre las estructuras convencional y aislada. El diseño del edificio Vanguardia aislado se realiza con la reciente norma de aislación sísmica NCh 2745 analizando las ventajas que pueda presentar. El análisis económico comparativo se hace incluyendo los costos directos e indirectos, esto último a través de una curva de vulnerabilidad sísmica.

Se concluye del análisis modal tridimensional y diseño del edificio Vanguardia Convencional, aplicado la norma NCh 433 con su respectivo espectro y el código ACI 318-02 fueron satisfactorios. Existió un buen desempeño del edificio cumpliendo con las disposiciones de corte basal y presentando aceptables valores de desplazamiento relativo que estuvieron dentro de los rangos establecidos, todo esto bajo el marco conceptual y filosofía de diseño tradicional establecido en la NCh 433. Con respecto a los

resultados del diseño la principal característica es que existe una importante relación de armadura (kg/m^3) debido a los esfuerzos que tienen que soportar los elementos estructurales, como a la arquitectura con zonas de voladizos y amplios vanos.

Quiroz, J. (2007). SISTEMA DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE PARA EDIFICIOS (tesis de pregrado). Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, México.

En donde describe los conceptos teóricos básicos de dinámica estructural, así como de fricción. Presentar los distintos tipos de sistemas de protección sísmica, así como su clasificación en función de sus características y aplicación en los edificios.

Construir un modelo físico de un aislador sísmico de base de tipo friccionante por medio de balines. Mediante instrumentación de laboratorio cuantificar las aceleraciones que se generan en cada nivel de un modelo de edificio de 5 niveles sin escala, con la base empotrada y con la base aislada mediante el modelo de aislador sísmico de base construido, generando la excitación en la base por medio de una mesa vibratoria de un solo eje a distintas frecuencias de excitación. A partir de las pruebas de laboratorio realizadas comparar las aceleraciones que se generan en cada nivel del modelo del edificio, con y sin aislamiento en la base.

Comprobar y concluir la eficacia del aislador sísmico de base propuesto. Observar las características de un aislador sísmico de base real colocado en la cimentación de la Escuela Secundaria Diurna No. 168 ubicada en la avenida Legaria y Lago Ximilpa de la Delegación Miguel Hidalgo en México Distrito Federal.

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1 Generalidades de Diseño Sismorresistente en Concreto Armado.

Para dar inicio, se cita el Numeral 1.3 del capítulo 1 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

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. 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:

- a. 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.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N° 5, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U'
A Edificaciones Esenciales	A1: Edificios en hospitales e institutos de salud importantes, que alojen cualquiera de los servicios indicados en la Tabla N° 5.1.	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Edificios en hospitales no comprendidos en la categoría A1, clínicas, postas médicas. - Puertos, aeropuertos, 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. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como colegios, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen 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.</p>	1,5

Tabla N° 01: Categoría de la edificación y factor “U”
Fuente: Norma técnica E.030 - diseño sismorresistente

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.

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

El análisis de las estructuras aisladas sísmicamente, incluyendo la subestructura, los aisladores, y la superestructura, deberá tener en cuenta las variaciones de las propiedades de los materiales para el aislador sísmico durante la vida útil proyectada de la estructura que incluye cambios debidos al envejecimiento, la contaminación, la exposición del medio ambiente, velocidad de carga, carga cíclica de servicio, y la temperatura.

2.2.3 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.1)

2.2.4 Sismicidad.

Udias y Mezcuca (1986), La sismicidad viene definida por la frecuencia de epicentros y la magnitud de los sismos ocurridos en un territorio de mayor o menor extensión (que podemos denominar, según tamaño, región, comarca o núcleo sísmico) p 139.

2.2.5 Magnitud.

Bozzo y Barbat (2000), 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, p 4.

2.2.6 Intensidad.

Bozzo y Barbat (2000), 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, p 4.

2.2.7 Registro sísmico:

Es el estudio de la información suministrada por terremotos ya ocurridos, precede por tanto a la fase de síntesis, o caracterización del sismo de diseño que potencialmente puede presentarse en un lugar con probabilidad no despreciable.

El registro sísmico del año de 1974 es uno de los más representativos y frecuentemente utilizado para el diseño sísmico en el Perú y proporcionado por el Sistema Nacional de Datos Geofísicos del Instituto Geofísico del Perú.

2.2.8 Placas tectónicas.

Las placas tectónicas son aquellas porciones de litósfera que se ubican debajo de la superficie o de la corteza terrestre del planeta. Son de material rígido y se ubican sobre la Astenósfera, una porción del manto terrestre mucho más profundo y complejo.

Las placas tectónicas se encuentran empotradas unas contra otras y aunque son rígidas, no están sostenidas más que por la unión de unas contra otras, por lo cual su movimiento es permanente y muy evidente o claro en algunas regiones del planeta. En la mayoría de los casos, el movimiento o desplazamiento de las placas tectónicas es milimétrico y no se siente en la vida cotidiana de las sociedades. Cuando estos movimientos se hacen evidentes para el ser humano debemos hablar de fenómenos tales como sismos, terremotos, tsunamis, etc. Muchas veces su movimiento también puede poner en acción a volcanes.

2.2.9 Origen de los sismos peruanos.

La colisión de algunas placas “proceso de contracción”, da lugar a la formación de las cordilleras en los continentes.

Durante este proceso, una de las placas (generalmente la de mayor densidad y velocidad) se introduce por debajo de la otra hasta ser absorbida totalmente por el manto, a velocidades de 7-10 cm/año.

Este proceso llamado subducción.

En el continente Sudamericano, la placa Oceánica de Nazca se mueve con una velocidad de, aproximadamente, 10 cm/año contra la placa continental que lo hace a 4 cm/año en sentido contrario. La placa de Nazca (Oceánica) se introduce por debajo de la placa Sudamericana (Continental) hasta ser absorbida por el manto. Este movimiento produce la acumulación de energía en algunas zonas, que se resisten a los desplazamientos de las placas.

Posteriormente, esta energía se libera en forma de sismos o erupciones volcánicas el que se describe a continuación:

- A. En la placa oceánica antes de ser sub ductada (sismos “outer-rise”).
- B. A lo largo del contacto acoplado entre las placas (sismos interplacas).
- C. Al interior de la placa sub ductada (sismos intraplaca Oceánica).
- D. Al interior de la placa Continental (sismos intraplaca Continental).

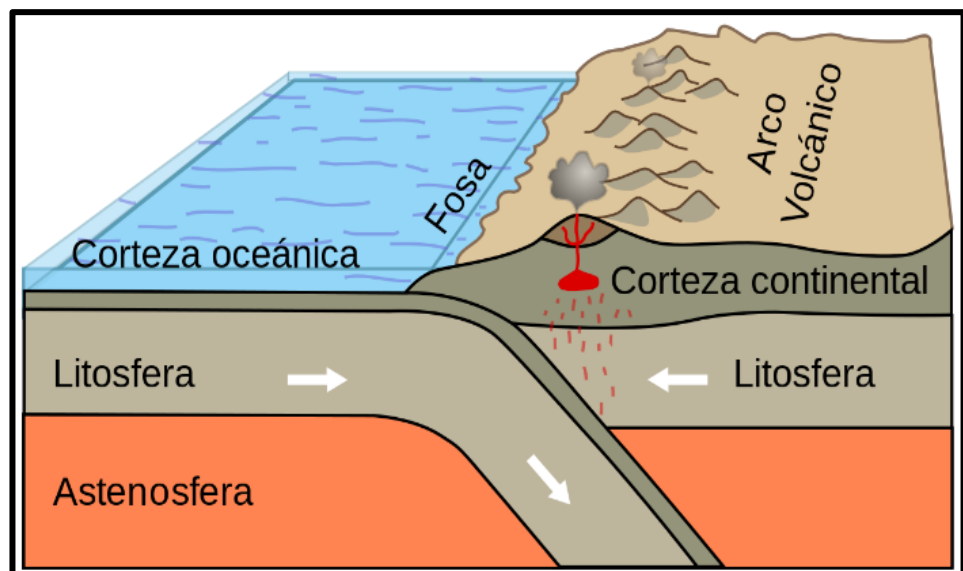


Gráfico N° 01: Sismos esperados en la zona de subducción de Perú

Fuente: Tavera (2000, p 13)

2.2.10 Sistemas de Protección Sísmica.

Los aisladores sísmicos pertenecen a un conjunto de sistemas o formas de proteger a los edificios, los sistemas de protección sísmica empleados en la actualidad comprenden desde simples dispositivos de control pasivo hasta avanzados sistemas activos. Los sistemas pasivos son tal vez los más conocidos e incluyen los sistemas de aislamiento sísmico y los sistemas mecánicos de disipación de energía. El aislamiento sísmico es el sistema más desarrollado de la familia, con continuos avances en sus dispositivos, aplicaciones y especificaciones de diseño. (Taboada, 2012, pág. 7)

A pesar que su inclusión en el diseño de la estructura representa un gasto adicional, destacados ingenieros consideran que se trata de una inversión altamente rentable que garantiza no sólo una reducción sustancial de posibles daños a la estructura y al contenido del edificio sino también a las personas que lo habitan.

Diversos geólogos han advertido que Lima y el norte del país vienen mostrando desde hace varias décadas un silencio sísmico el cual ha encendido las alarmas de prevención en la población.

La forma como ha sido concebido el diseño de las estructuras de las edificaciones resulta primordial para mantener a salvo a millones de personas. Las construcciones con más de 40 años de antigüedad, por ejemplo, no contemplaron ningún tipo de norma de prevención sísmica, lo que las hace más vulnerables ante un movimiento telúrico.

No podemos evitar la ocurrencia de un sismo de gran magnitud, pero contamos con las herramientas técnicas suficientes para reducir considerablemente los daños que pueda causar un terremoto. Los dispositivos de protección sísmica más usados en el extranjero y que se encuentran en etapa de introducción en nuestro país son los aisladores sísmicos y los disipadores de energía. Aplicar este tipo de tecnologías resulta relevante para forjar una cultura de prevención sísmica que no sólo debe incluir a los ingenieros, sino a los inversionistas y empresarios del sector construcción.

2.2.11 Componentes básicos de todo sistema de aislamiento

Los dispositivos de aislamiento sísmico separan la estructura del suelo, pero si nos preguntamos, ¿a través de qué dispositivos? ¿Son todos los sistemas de aislamiento iguales? Para responder a la pregunta, se abarcan varios sistemas de aislamiento que son utilizados en la actualidad y, ellos que se utilizan diferentes técnicas y materiales. Sin embargo, en ella se encuentran representados los componentes de toda estructura aislada, independientemente del tipo que sea.

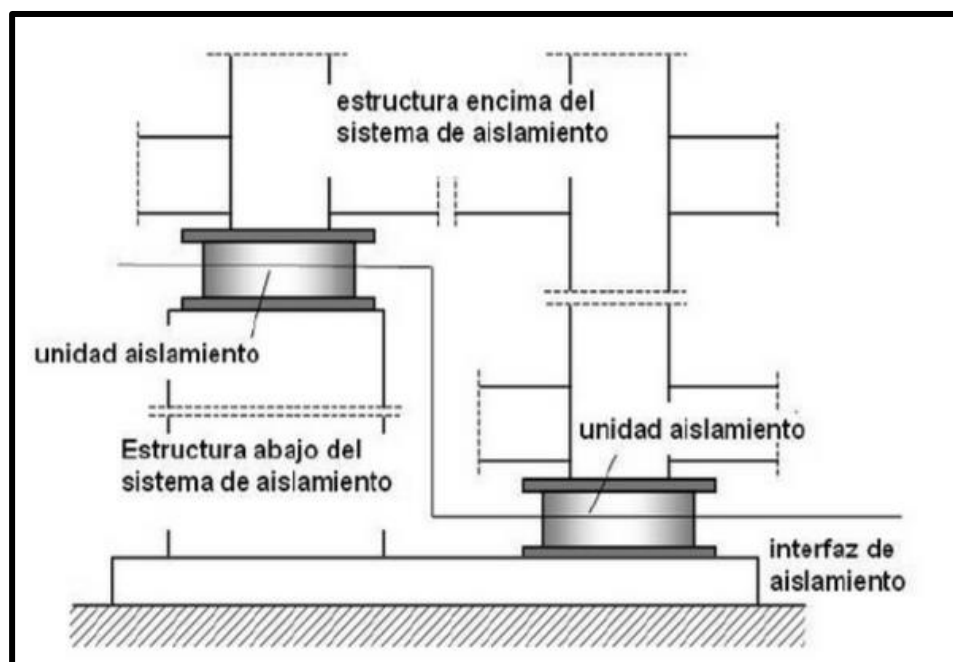


Gráfico N° 02: Componentes de un sistema de aislamiento

Fuente: CDV-Ingeniería antisísmica

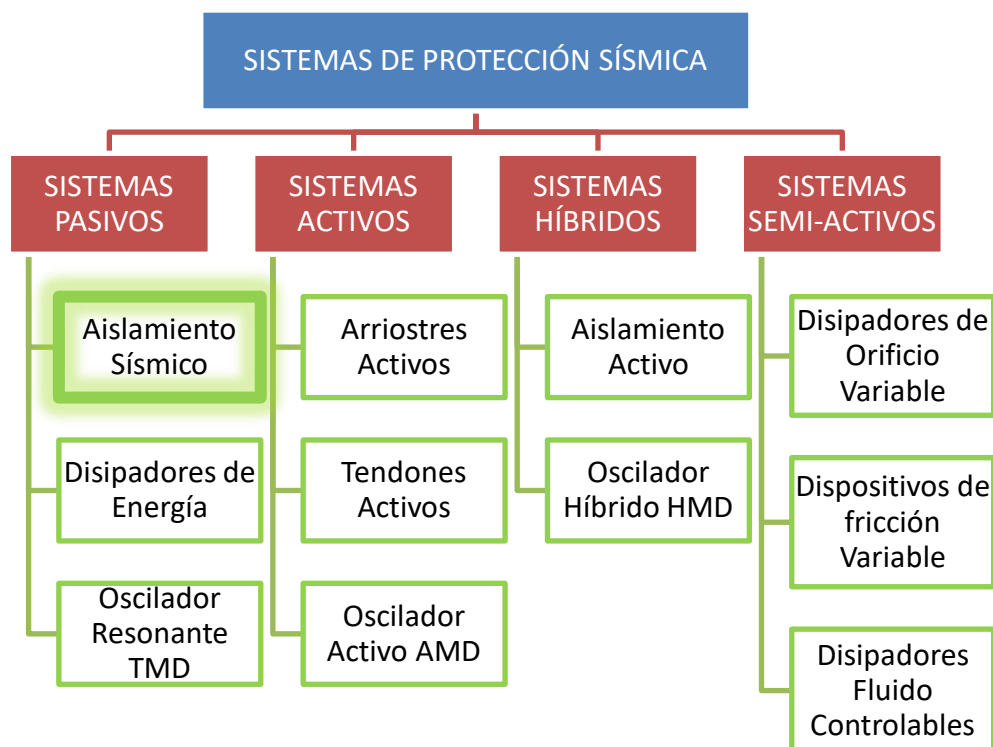
Para comprenderlo aún más, definiremos los siguientes conceptos:

- A. 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.
- B. 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.

- C. 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.

2.2.12 Introducción al Aislamiento Sísmico.

El Aislamiento Sísmico de es una técnica que pertenece a los Sistemas de Protección Sísmicos estando dentro de la sub rama de los Sistemas de Protección Pasiva.



A pesar de que este sistema es de un desarrollo e investigación científica relativamente reciente se tiene conocimiento sobre procedimientos empleados por los sumerios, griegos, romanos y bizantinos donde el sistema consistía en colocar una capa de arena fina debajo de la cimentación dando un aislamiento de tipo friccional. La primera patente de aislamiento de base se presentó en Estados Unidos por el ciudadano alemán Jacob Bechtold en 1906, era del tipo friccional, se lograba al desacoplar estructura y suelo mediante esferas metálicas. Ya en 1929 Robert Wladislas de Montalk de Wellington, Nueva Zelanda, presenta un edificio apoyado en resortes

que absorbían impactos. En el año 1974 se construyó una escuela en México de cuatro pisos en la cual cada columna se apoya en dos placas metálicas sobre más de cien esferas metálicas en su interior y un dispositivo para limitar el desplazamiento lateral en 12 centímetros, lamentablemente no existe evidencia de que el aislador se activara durante el sismo de 1985 ya que la aceleración media en la zona de la escuela fue sumamente baja. La idea de aislamiento por deslizamiento es atractiva no solo por su facilidad para construirse, sino también por su bajo costo, este sistema es empleado en China para la construcción de viviendas económicas (Li 1984). En el año de 1978 se fabricaron los primeros sistemas de neopreno reforzado de uso práctico y se experimentaron en un modelo de edificio de cinco pisos. En el año 1987 empezó a ser operativa la central de Koeberg, en Sudáfrica, construida por la compañía francesa Framatome. La central nuclear fabricada está diseñada para una aceleración pico de 0.2 g, por lo que se emplearon aisladores dinámicos para reducir la aceleración máxima hasta ese nivel.

Durante todo este periodo el aislamiento sísmico fue planteado como una solución para edificaciones nuevas, pero recientemente se ha tenido mucho éxito en la rehabilitación de edificios históricos, entre los cuales podemos mencionar a los siguientes:

- A. Salt Lake City and County y el Masonic Hall en la ciudad de Salt Lake, Utah, Estados Unidos; con el sistema de neopreno reforzado.
- B. Los Ángeles City Hall, Los Ángeles, Estados Unidos, con 450 aisladores elastoméricos, 70 apoyos deslizantes y 70 amortiguadores viscosos, lo cual constituye un sistema mixto.

Algunos ejemplos de aplicación en construcciones recientes y realizadas en Sudamérica, eminentemente en Perú, que cuentan con la implementación de aisladores sísmicos se pueden observar en las siguientes estructuras:

- A. Clínica San Carlos de Apoquindo, en el edificio de San Agustín en el 2002, campus de la Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.
- B. Hospital Militar en La Reina, realizado entre los años 2001 y 2002, ciudad de Santiago, Chile.
- C. Centro de Informaciones e Investigación de la FIC - UNI, culminado el año 2015, ciudad de Lima, Perú. Consiste en la construcción de un edificio educativa, consta de 8 pisos.
- D. Edificio Corporativo GyM, ciudad de Lima, Perú. Consiste en la construcción de un edificio de oficinas, consta de 4 sótanos, 7 pisos y una azotea.
- E. Nuevo Campus UTEC, ciudad de Lima, Perú. Consiste en la construcción de un edificio educativo, consta de 2 sótanos, 10 pisos.
- F. Edificio Multifamiliar Madre, ciudad de Lima, Perú. Consiste en la construcción de un edificio de vivienda multifamiliar, consta de 17 pisos.

Existen diversos tipos de sistemas de aislación basal, cada uno con características propias en cuanto a sus mecanismos de acción, materiales que lo componen, costos de implementación y estudios teóricos que los respaldan, pero todos buscan el mismo fin, desacoplar la estructura del movimiento del suelo.

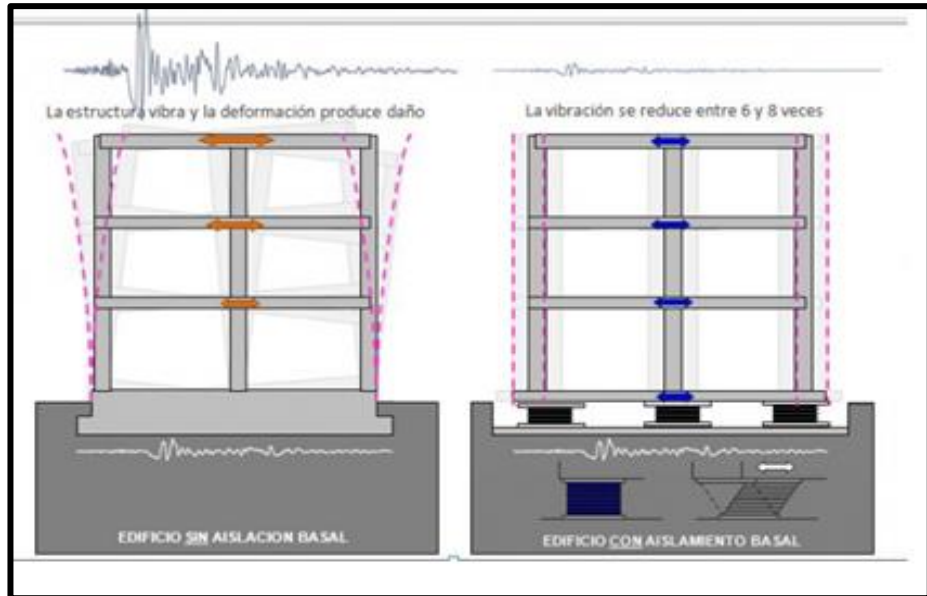


Gráfico N° 03: Comportamiento de una estructura ante un sismo
Fuente: José Emilio Lucas, edificaciones antisísmicas

2.2.13 Aislador Elastomérico Con Núcleo De Plomo (LRB).

Denominado LRB por sus siglas en inglés “Lead Rubber Bearing” los aisladores con núcleo de plomo son de naturaleza similar al LDR, pero estos tienen uno o más orificios circulares en donde se introducen barras de plomo con la finalidad de entregar mayor amortiguación al sistema de aislación. Por lo general el sistema cuenta con un solo núcleo de plomo inserto en el centro del aislador.

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 que el núcleo de plomo se recristaliza quedando en condiciones similar al original para soportar un nuevo evento sísmico.

Características.

- Su módulo de elasticidad de corte varía de 85 a 100 psi al 100% de deformación por corte.
- Las variaciones de sus propiedades no son significativas como ocurre con los aisladores tipo HDRB, debido a que la máxima

deformación de corte no es mayor a 200% (varía de 125% a 200%).

- La respuesta histerética es fuertemente dependiente del desplazamiento lateral.
- Tienen una alta rigidez inicial, debido a que el esfuerzo de fluencia del plomo alcanza valores que varían alrededor de 105 Kg/cm².
- El esfuerzo de fluencia se reduce con ciclos repetidos debido al aumento de temperatura.
- Generalmente el núcleo de plomo abarca del 15 al 33% del diámetro total del aislador.

Ventajas

- El plomo es un material que tiene alta rigidez horizontal antes de alcanzar su fluencia y presenta un comportamiento perfectamente plástico después de su fluencia.
- El plomo es un material donde los procesos de recuperación y recristalización ocurren simultáneamente a temperatura ambiente, por lo que puede recuperar sus propiedades mecánicas después de una acción inelástica.
- Las propiedades mecánicas del núcleo de plomo no presentan cambios significativos durante el periodo de vida útil de las estructuras (50años).

Desventajas

- Los incrementos de temperatura ambientales afectan su rigidez horizontal.
- Sus propiedades dependen de la historia de carga. Con el incremento de ciclos la rigidez del núcleo de plomo y el amortiguamiento decrecen.
- El plomo se puede extruir entre las placas de goma y acero cuando se somete a muchos ciclos.
- Sensibles al fuego.

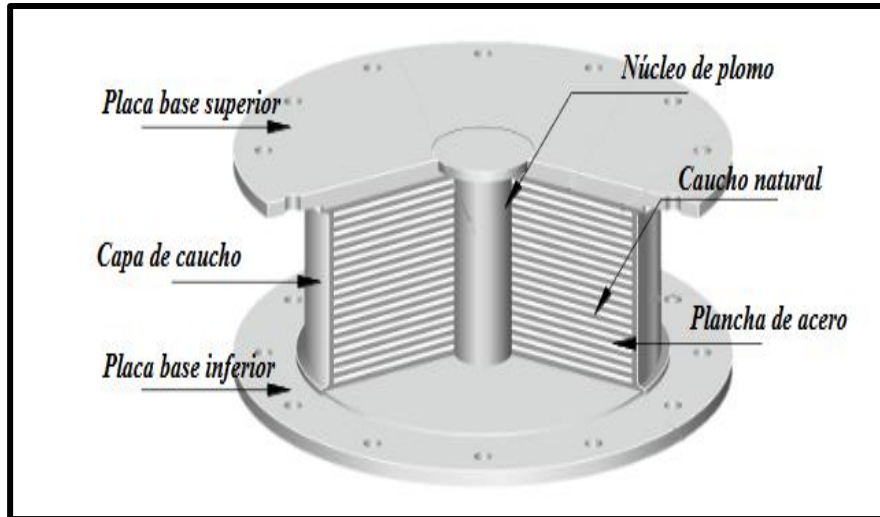


Gráfico N° 04: Esquema de aislador núcleo de plomo
Fuente: CDV-Ingeniería antisísmica

2.2.14 Consideraciones Generales para el Diseño.

El diseño convencional de las estructuras en nuestro medio se basa en añadir rigidez y resistencia en las direcciones principales con el fin de dificultar el ingreso a la zona inelástica y controlar desplazamientos excesivos durante los eventos sísmicos; es por ello que comúnmente se utilizan placas adecuadamente distribuidas en toda la planta del edificio. El incremento de resistencia va permitir que la estructura sea capaz de tomar mayores fuerzas y se van a necesitar elementos estructurales capaces de resistir dichas fuerzas.

Un enfoque distinto se les da a las estructuras sísmicamente aisladas pues la transmisión de las fuerzas se reduce sustancialmente y ya no es necesario el uso de elementos estructurales con una gran capacidad de resistencia ni tampoco de una elevada rigidez como en el diseño convencional. En este caso, el parámetro a controlar es el gran desplazamiento que se da en el sistema de aislación.

Este desplazamiento del sistema de aisladores es la base para el procedimiento de diseño pues los parámetros estructurales como el amortiguamiento equivalente (resultado del incremento que se da en el amortiguamiento estructural por la adición de la del sistema de aislamiento) y el periodo efectivo dependen de esta variable.

En gráfico N° 05, se muestra cómo influye el desplazamiento del sistema de aislación en los dos parámetros de diseño mencionados. Sin embargo, deberá encontrarse un balance entre la flexibilización de la estructura y la disminución del amortiguamiento equivalente debido al incremento de los desplazamientos en la interfase de aislación. Entonces, se puede afirmar que el procedimiento será iterativo y el objetivo en el diseño será optimizar el desempeño de la estructura.

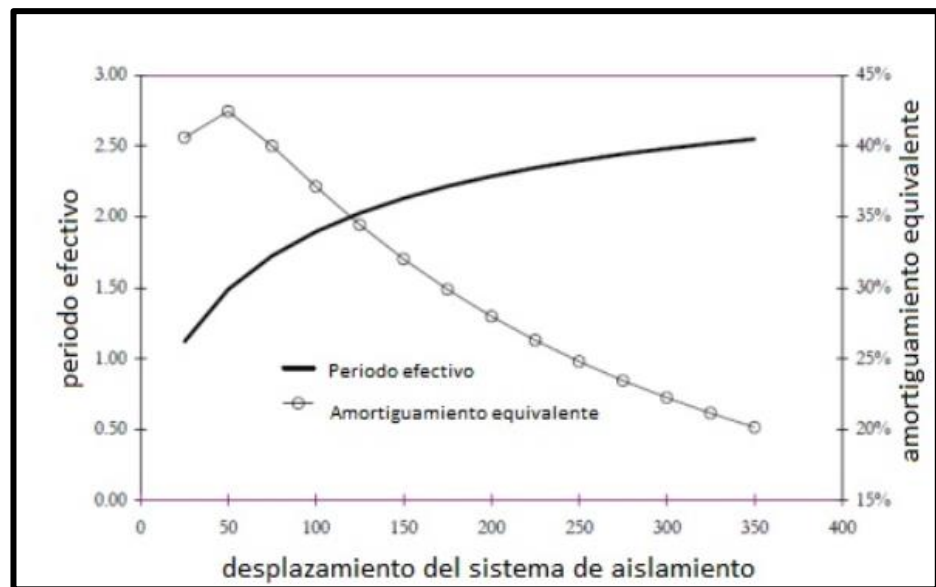


Gráfico N° 05: Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento

Fuente: Naeim y Kelly, Desing of seismic isolated structures

Consideraciones generales para el análisis y diseño con aisladores sísmicos:

Existen una serie de consideraciones que deberán tomarse en cuenta en el procedimiento de análisis y diseño al utilizar aisladores:

A nivel del sistema de aislamiento.

- A. Capacidad de carga: Parámetro muy importante pues tiene un valor máximo para cada aislador de acuerdo con lo establecido en las especificaciones técnicas de estos elementos. Por ello, será necesario repartir uniformemente toda la carga del edificio para impedir que algún aislador se encuentre sobrecargado.

- B. Uniformar desplazamientos: La opción de flexibilizar a la estructura no podría ser ejecutada si es que existiesen desplazamientos diferenciales horizontales en ambas direcciones a nivel del sistema de aisladores, por lo que se deberá garantizar un diafragma rígido a nivel de la interfase de aislación.
- C. Efectos de torsión: Habrá que evaluar la separación entre el centro de masas y el centro de rigidez del sistema de aislamiento dado que, si es que presentasen efectos de torsión en este nivel, existirá una mayor participación en el movimiento de los aisladores en la dirección perpendicular a la del análisis; y de esta forma el objetivo de independizar el movimiento en cada dirección se ve reducida.
- D. Tracción en los aisladores: Los aisladores poseen una resistencia a tracción que es del orden del 10 – 15% de la de compresión, por eso este parámetro tendrá que ser evaluado constantemente. Valores fuera de este rango modifican las propiedades de los aisladores y en casos extremos pueden llegar a dañarse.
- E. Deformaciones verticales: Estas también se deberán tener en cuenta, ya que podrían generar deformaciones diferenciales entre los distintos elementos de la superestructura.

A nivel de la estructura.

- A. Efectos de segundo orden $P-\Delta$: Los desplazamientos en la interfase de aislación pueden generar una excentricidad de la carga que resulta en momentos adicionales que deben ser tomados por la estructura.
- B. Juntas de separación: El desplazamiento de diseño debe contemplar este parámetro.
Puede ser alrededor de 50 cm.
- C. La vida de los aisladores: Como esta tecnología es nueva, no se tiene mucha información real sobre los cambios mecánicos

que ocurren en los aisladores a lo largo del tiempo. En todo caso, deben instalarse de manera que pudieran ser intercambiados en un futuro (esto se puede hacer incluso cuando se ubican en la cimentación).

- D. Cimentación: el desplazamiento de los aisladores puede producir momentos $P-\Delta$ elevados que deben ser tomados por la cimentación (o en el caso de aisladores tipo péndulo invertidos, estos son tomados enteramente por la superestructura).
- E. Factor de sitio: se debe conocer el comportamiento del suelo para seleccionar la combinación aisladores - estructura más apropiada.

En edificaciones de poca carga, es posible repartir la carga sobre los aisladores si es que se utiliza un sistema de losas y vigas entre la estructura y el nivel del sistema de aisladores donde las cargas provenientes de la estructura se reparten uniformemente sobre la losa y luego estas se transfieren por medio de las vigas a cada uno de los aisladores, ubicados debajo de cada intersección de la cuadrícula que forman las vigas.

La importancia de este sistema también radica en el hecho de que se uniformizan los desplazamientos. Además, es necesario evaluar en este sistema la separación entre el centro de masa y el de rigidez para evitar que efectos de torsión generen esfuerzos excesivos en los aisladores.

2.2.15 Pandeo crítico de Aisladores Elastoméricos

Se abarca este tema hasta este momento debido a que se considera importante conocer las propiedades mecánicas de los aisladores elastomérico para entender los conceptos que se mencionan en esta sección. Los aisladores elastomérico son susceptibles a inestabilidad por pandeo parecida a la que se da en una columna, pero dominado por la baja rigidez de cortante del aislador. Para modelar el aislador

es necesario introducir ciertas modificaciones a las cantidades definidas en la sección previa. Cabe mencionar que según algunos autores la única manera de conocer la carga de pandeo es a través de pruebas de laboratorio y que las hipótesis que abajo se presentan no representan el comportamiento real.

2.2.16 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.

2.2.17 Características que poseen los aisladores sísmicos

- A. Desempeño bajo todas las cargas de servicio, verticales y horizontales. Deberá ser tan efectiva como la estructura convencional.
- B. Provee la flexibilidad horizontal suficiente para alcanzar el periodo natural de la estructura aislada.
- C. 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.
- D. Tienen la capacidad de trabajar con todas las cargas del edificio cuando ocurre un terremoto.
- E. Reducen entre un 70% y 90% la disipación sísmica.
- F. Compuestos por la combinación de materiales como, la goma, acero y el plomo.

2.2.18 Ingeniería Sísmica.

El interés del hombre por tener la capacidad de entender y enfrentar los sismos es tan antiguo como los sismos mismos, con el pasar de los tiempos se desarrollaron dos áreas la sismología que se preocupa del tema desde el punto de vista de las ciencias de la tierra y la ingeniería civil que tenía como preocupación generar construcciones confiables y seguras, la ingeniería sísmica emerge a principios del siglo XX como una rama interdisciplinaria de esta última, generando un nexo entre la sismología y la ingeniería civil, orientada primariamente a la mitigación de la amenaza sísmica, para luego ir evolucionando en búsqueda de soluciones al problema sísmico abarcando todos los esfuerzos prácticos para reducir e idealmente eliminar la peligrosidad sísmica.

En los últimos tiempos han surgido nuevas ideas respecto a la protección ante el peligro sísmico. En base a consideraciones derivadas del avance tecnológico, se ha propuesto resolver el problema de hacer las construcciones más seguras, de otra manera, y conseguir que el sismo afecte menos a las estructuras. La idea es de acoplar a la estructura un sistema mecánico y lograr que este último absorba una parte de la energía sísmica que le llega al conjunto.

El sistema pasivo que ha tomado mayor desarrollo es el de aislación en la base, esta se trata de apoyar a la estructura no directamente sobre el terreno, sino que sobre aisladores que desacoplen el movimiento del suelo con respecto al de la estructura, reduciendo la respuesta sísmica. La aislación basal tiene dos principios fundamentales que son la flexibilización y el aumento de amortiguamiento, logrando reducir las aceleraciones y concentrando el desplazamiento en el sistema de aislación con la contribución de la amortiguación.

2.2.19 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.

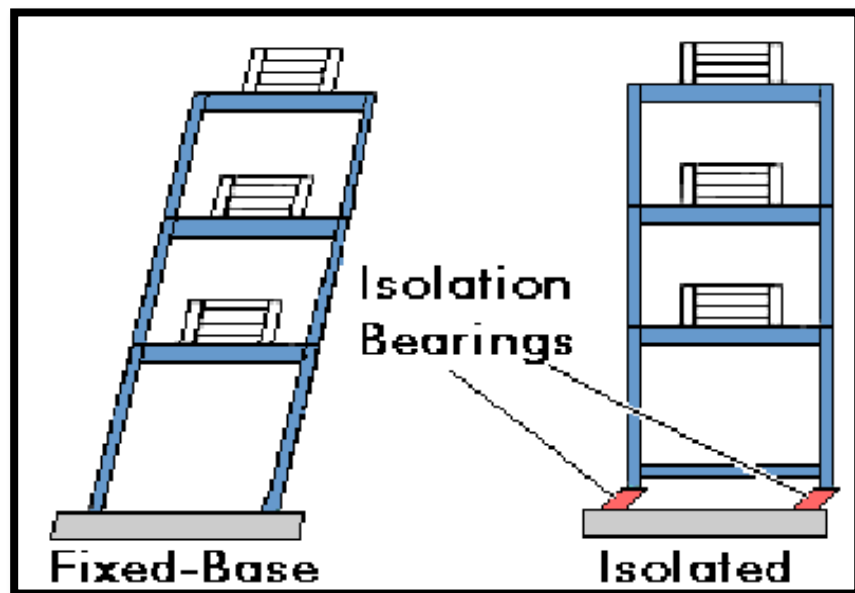


Gráfico N° 06: Ubicación de aisladores en la edificación
Fuente: CDV-Ingeniería antisísmica

2.2.20 Análisis Sísmico

Para el diseño de la estructura no solo son necesarias las condiciones de gravedad, sino también se debe tener en cuenta las sollicitaciones sísmicas, las cuales producen cargas laterales en la estructura. Para calcular la magnitud de estas cargas y los desplazamientos que producen, se realiza un análisis sísmico siguiendo los lineamientos de la norma peruana de diseño sismo resistente.

El tipo de sistema estructural usado es dual de pórticos y muros estructurales.

De acuerdo a la norma, esta estructura califica como regular ya que cumple con los requisitos de regularidad en altura, torsional, esquinas entrantes y continuidad del diafragma.

La forma de los sismos de análisis y de diseño se lo representa mediante espectros v tema que es tratado en el próximo capítulo, donde se presenta una forma de hallar los espectros para los sismos: frecuente, ocasional, raro y muy raro, a partir de los espectros estipulados en las normativas sísmicas.

2.2.21 Tipos de ondas sísmicas

Las ondas sísmicas se producen en el momento de la ruptura, cuando sucede esta ruptura da origen a las ondas de cuerpo las cuales se subdividen: en ondas primarias y ondas secundarias las cuales se esparcen de manera trasversal y longitudinal a una gran velocidad.

Cuando las ondas de cuerpo llegan a la superficie dan origen a las ondas superficiales las cuales se dividen en dos tipos: ondas Raleigh y ondas love. A continuación, explicaremos de manera detallada estos tipos de ondas.

A. Ondas de cuerpo

Viajan por medio de la tierra en dirección a la superficie, estas ondas son poco destructivas. Estas ondas se dividen en primarias y secundarias.

- Ondas Primarias (ondas P): Son ondas que viajan a gran velocidad y estas pueden atravesar materiales solidos o líquidos. El movimiento de las ondas P genera la compresión y dilatación de las rocas en la misma dirección que viajan las ondas.

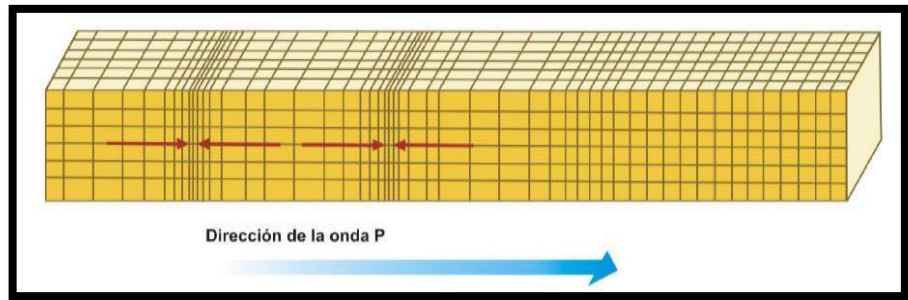


Gráfico N° 07: Ondas Primarias

Fuente: Vargas, C. Tecnología antisísmica, 2015

- Ondas Secundarias: Estas ondas son más lentas que las ondas P, son ondas de corte y viajan solo por las piedras sólidas. Producen una deformación de manera perpendicular en dirección a la onda.

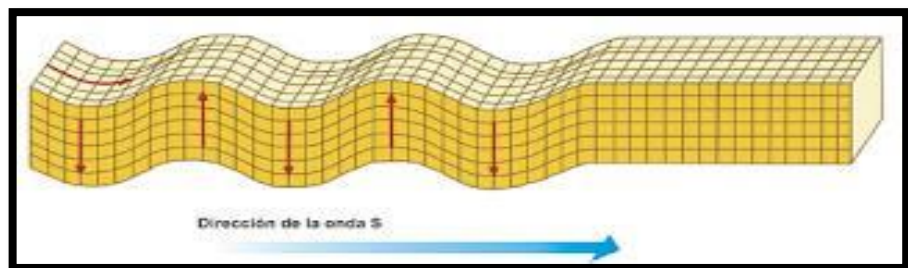


Gráfico N° 08: Ondas secundarias

Fuente: Vargas, C. Tecnología antisísmica, 2015

B. Ondas superficiales

Son las ondas más destructivas, se originan cuando las ondas de cuerpo llegan a la superficie y son transmitidas en la parte superficial de la tierra. Se dividen en:

- Ondas Love: Son ondas de tipo cizalla, estas solo oscilan en dirección perpendicular al plano de propagación, las cuales solo viajan de manera horizontal. La velocidad de las ondas love es mayor a las ondas Rayleigh.

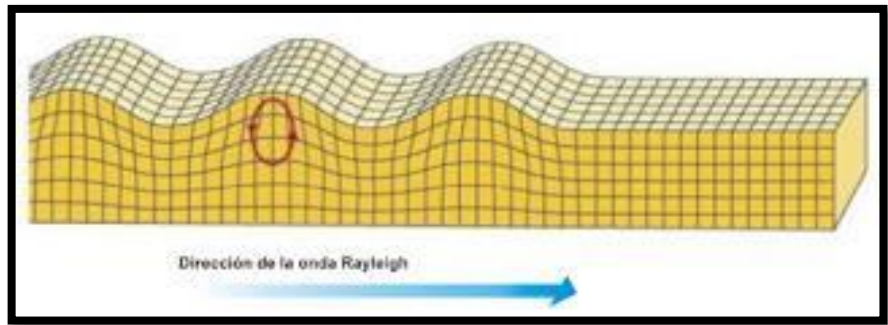


Gráfico N° 09: Ondas Love
Fuente: Vargas, C. Tecnología antisísmica, 2015

- Ondas Rayleigh: Estas ondas resultan a partir de la combinación de las ondas P Y S. Estas ondas se mueven de manera elipsoidal en el plano vertical en dirección de la onda. Como lo muestra a continuación la imagen.

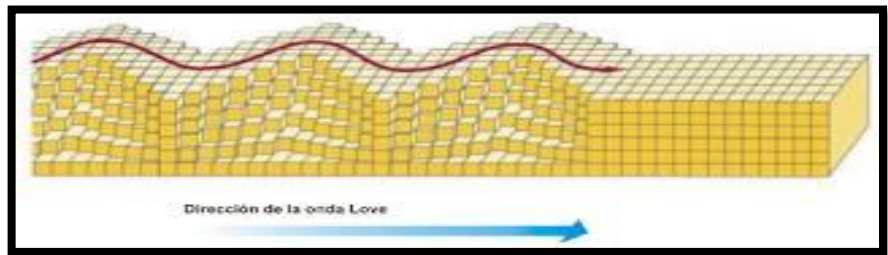


Gráfico N° 10: Ondas Rayleigh
Fuente: Vargas, C. Tecnología antisísmica, 2015

2.2.22 Espectro de Respuesta.

Un espectro de respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta.

Cuando la base de un edificio entra en vibración ésta se trasmite a su estructura, que también comienza a vibrar. En un sistema completamente rígido, la vibración del edificio sería exactamente la misma de la de su base. Sin embargo, como las estructuras tienen siempre una cierta elasticidad, la vibración no es la misma y tanto el periodo de vibración como las aceleraciones de base y estructura son diferentes.

El espectro elástico de respuesta muestra la aceleración máxima absoluta de la vibración de la estructura. Tiene, por lo tanto, unidades de aceleración. Estudios experimentales han demostrado que el espectro depende fundamentalmente de dos factores:

- La aceleración de la vibración a la que se somete la base: Aunque la vibración de base y estructura sean diferentes, no son independientes, sino que el aumento de una implica el aumento de la otra, generalmente de forma lineal. Esto hace que en muchas ocasiones el espectro elástico de respuesta no sea mostrado como una aceleración, sino como el cociente entre el espectro de respuesta en sí y la aceleración de la base.
- El periodo de oscilación de la estructura: Un periodo muy corto indica una estructura muy rígida, por lo que en periodos muy cortos el espectro elástico de respuesta es muy parecido a la vibración de la base. En periodos muy largos, la vibración es mucho más lenta que la del suelo, por lo que la estructura se independiza y el espectro elástico de respuesta es muy reducido.

2.2.23 Movimiento del terreno para estructuras aisladas.

Hay casos donde los lugares que desean usarse para emplazar una estructura, presentan características indeseables, por ejemplo, lugares con suelos flexibles.

Bajo estas condiciones, se debe realizar un análisis de amenaza que deberá incluir:

- A. Configuración tectónica regional
- B. Estudio Geológico.
- C. Sismicidad.
- D. Periodos de retorno de los sismos y los máximos valores de terremotos que han ocurrido en las fallas conocidas, así como las posibles fuentes de sismo.
- E. Características de atenuación del terreno.

F. Efectos de falla cercana, si existiese alguno.

2.2.24 Desplazamientos.

Las superestructuras aisladas deben diseñarse para resistir las fuerzas de viento de igual manera que una estructura convencional y en dado caso de que la rigidez del sistema de aislamiento no sea suficiente para evitar movimientos en la base debido al viento se deberá proveer un sistema de restricción de desplazamientos, de igual manera las estructuras aisladas deben ser capaces de permanecer libre de desplazamientos ante sismos de pequeña magnitud. Para el máximo sismo posible, ningún sistema de restricción de desplazamientos debe limitar el desplazamiento a menos del desplazamiento máximo total (Dtm). Los sistemas aislados sísmicamente deben tener una separación horizontal entre los edificios y el terreno adyacente nunca menor que el desplazamiento total máximo, (Dtm).

2.2.25 Diafragma Rígido

Un diafragma es un elemento tridimensional que recibe la sollicitación en un “plano” uniaxial que es uno de los de mayor rigidez.

Un diafragma rígido es el que se considera que solo se desplaza en dos direcciones que son las de sus dimensiones grandes en el caso de diafragmas horizontales y tiene una rotación sobre la otra dirección. Cuando el diafragma es vertical, como los muros, igualmente tiene dos desplazamientos, pero uno de ellos es en el eje de la dimensión menor. La rotación ocurre sobre uno de los ejes de la dimensión mayor. Las cargas están en la dirección de una de las dos inercias mayores

2.2.26 Registro de movimientos del terreno

Si se efectúa un análisis de respuesta en el tiempo, se deben usar, al menos, tres pares apropiados de desplazamientos horizontales, los que deben corresponder a características similares a los de la zona

en estudio, además se deberá realizar un análisis de respuesta en el sitio.

En el caso de utilizar 3 pares de desplazamientos el mayor de estos 3 valores se toma como el espectro de diseño, en el caso de que se usen 7 o más pares de espectros de respuesta se pueden tomar como espectro de diseño el promedio de estos.

2.2.27 Representación de las Solicitaciones Sísmicas

Las sollicitaciones sísmicas para propósitos de diseño estructural se pueden representar por fuerzas equivalentes, espectros o historias de aceleración.

Los espectros generalmente corresponden al promedio estadístico de espectros de la región y área del proyecto. Generalmente los espectros se escalan para representar los eventos de un determinado periodo de retorno.

Las señales de aceleración que se emplean para un proyecto específico deben ser representativas de las condiciones de sismicidad y suelo del proyecto. Los registros disponibles deben ser por tanto escalados hacia una aceleración máxima de diseño correspondiente al periodo de retorno del evento que se considere.

2.2.28 Amortiguamiento

La amortiguación o amortiguamiento se define como la capacidad de un sistema o cuerpo para disipar energía cinética en otro tipo de energía.

El amortiguamiento es un parámetro fundamental en el campo de las vibraciones, también en el desarrollo de modelos matemáticos que permiten el estudio y análisis de sistemas vibratorios, como lo son: estructuras metálicas, motores, maquinaria rotativa, turbinas, automóviles, etc. Esto va encaminado a la teoría de que todo sistema vibratorio (regularmente sistemas mecánicos) tiene la capacidad de disipar energía. Para el control de vibraciones e impactos en maquinaria se utiliza el concepto de amortiguamiento como una

técnica para disipar energía del sistema, manipulando así la amplitud de vibración en el sistema y otros parámetros de estudio.

2.2.29 Aceleración

La aceleración sísmica es una medida utilizada en terremotos que consiste en una medición directa de las aceleraciones que sufre la superficie del suelo. Es una medida muy importante en ingeniería sísmica. Normalmente la unidad de aceleración utilizada es la intensidad del campo gravitatorio ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

A diferencia de otras medidas que cuantifican terremotos, como la escala Richter o la escala de magnitud de momento, no es una medida de la energía total liberada del terremoto, por lo que no es una medida de magnitud sino de intensidad. Se puede medir con simples acelerómetros.

La aceleración sísmica es la medida de un terremoto más utilizada en ingeniería, y es el valor utilizado para establecer normativas sísmicas y zonas de riesgo sísmico. Durante un terremoto, el daño en los edificios y las infraestructuras está íntimamente relacionado con la velocidad y la aceleración sísmica, y no con la magnitud del temblor. En terremotos moderados, la aceleración es un indicador preciso del daño, mientras que en terremotos muy severos la velocidad sísmica adquiere una mayor importancia.

2.2.30 Modos de Vibración

Un modo de vibración es un patrón o forma característica en el que vibrará un sistema mecánico. La mayoría de los sistemas tienen muchos modos de vibración y es la tarea del análisis modal determinar la forma de esos modos. La vibración de una estructura es siempre una combinación o una mezcla de todos los modos de vibración. Pero no todos están excitados al mismo grado.

2.3 DEFINICIONES CONCEPTUALES

- **El aislamiento sísmico.** es una colección de elementos estructurales para aislar la superestructura del edificio del terreno y así proteger la integridad del edificio. El diseño sismorresistente de edificios con aisladores sísmicos consiste en la modificación de las características dinámicas de la edificación reduciendo su demanda sísmica.
- **Los aisladores sísmicos.** consisten en unos elementos elastoméricos colocados en la estructura, cuya flexibilidad permite minimizar los daños por sismo. El elastómero, a su vez está, reforzado interiormente con láminas de acero que evitan el aplastamiento del aislador por el peso de la estructura.
- **Sismos.** Los sismos son perturbaciones súbitas en el interior de la tierra que dan origen a vibraciones o movimientos del suelo; la causa principal y responsable de la mayoría de los sismos (grandes y pequeños) es la ruptura y fracturamiento de las rocas en las capas más exteriores de la tierra.
- **Edificaciones sismorresistentes.** Se dice que una edificación es sismorresistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de las fuerzas causadas por sismos frecuentes.
- **Diseño sísmico.** Estado límite de servicio: no se exceden deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes ni daños en elementos no estructurales, Estado límite de integridad estructural: Se puede presentar daño no estructural y daño estructural menor, sin alcanzar la capacidad de carga de los elementos estructurales y Estado límite de supervivencia: Puede haber daño estructural significativo, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso.
- **Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.** están conformados por láminas de caucho natural intercaladas con placas de acero, las cuales son vulcanizadas entre sí y poseen, a diferencia de los dispositivos SI, un núcleo de plomo que aumenta su capacidad de amortiguamiento. El amortiguamiento que se logra con la inclusión del

núcleo de plomo es mayor al 20%. Estos dispositivos son fabricados a medida para cada proyecto, de acuerdo a la rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, capacidad de carga y capacidad de amortiguamiento requerida

- **Cortante basal.** permite determinar la fuerza lateral total como consecuencia de las fuerzas inercia que se induce a un sistema de N- grados de libertad, distribuyéndolo posteriormente a lo largo de las diferentes alturas de la estructura. El cortante basal se utiliza de una manera simplificada en el cálculo, correspondiente a la resistencia convencional propuesto en el método del índice de vulnerabilidad.

2.4 Formulación de Hipótesis

2.4.1 Hipótesis General

Los resultados de un análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles son significativos ya que se reducen los desplazamientos y fuerza cortante en un 30% a 50 %.

2.4.2 Hipótesis Específicos

- a) El beneficio directo es la reducción de la distorsión de entrepiso de la edificación aislada.
- b) El costo de una estructura aislada será mayor a la de una estructura convencional.
- c) La cimentación de la estructura aislada será de mayor volumen de concreto entre un 10% a 30 % en comparación de la estructura convencional, ya que se adicionarán pedestales de soporte de los aisladores sísmicos.

2.5 Variables

Es un proceso que se inicia con la definición de las variables en función de factores estrictamente medibles a los que se les llama indicadores.

2.5.1 Definición conceptual de variables.

- a) **Variable 1: Análisis y diseño estructural.** Un análisis dinámico estructural ayuda a predecir el comportamiento esperado de la estructura ante futuros sismos y a determinar los parámetros de seguridad en los que el diseño estructural se considera viable midiendo las fuerzas y deformaciones que se pueden presentar en cada elemento estructural y su funcionamiento en conjunto. Los valores que determinarán el comportamiento de la estructura se derivan de propiedades genéricas y propiedades específicas del proyecto y son indispensables para asegurar el correcto comportamiento del inmueble ante fenómenos sísmicos. Estos valores son medidos ante diferentes normativas en función de los materiales zona sísmica y capacidades del terreno. El diseño estructural se encarga de investigar qué puede ofrecer un material y cuáles características lo convierten en único, así como los costos que tendrá y sus propiedades, se compone de los siguientes elementos: estructuración, análisis, diseño y dibujo.
- b) **Variable 2: Aisladores sísmicos.** Consisten en unos elementos elastoméricos colocados en la base de la estructura, cuya flexibilidad permite minimizar los daños por sismo. Están conformados por láminas de caucho natural intercaladas con placas de acero, las cuales son vulcanizadas entre sí y poseen un núcleo de plomo que aumenta su capacidad de amortiguamiento y rigidez horizontal. El amortiguamiento que se logra con la inclusión del núcleo de plomo es mayor al 20%. Estos dispositivos son fabricados a medida para cada proyecto, de acuerdo a la rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, capacidad de carga y capacidad de amortiguamiento requerida.

2.5.2 Operacionalización de variables.

Variable	Dimensiones	Indicadores	Medición
Análisis y diseño estructural	Análisis y diseño de la estructura	Pre dimensionamiento	Columnas, vigas, losas
		Metrados de Cargas	Carga muerta y carga viva
		Cálculo de fuerza cortante	Carga de sismo "X" y "Y"
		Análisis del modelo	Programa Etabs
		Resultados del análisis	Fuerza axial, cortante y momento flector
		Zonificación sismicidad	Zona 1,2,3 y 4
		Categoría de la edificación	Categoría A, B, C y D
		Configuración estructural	Regulares e irregulares
		sistema estructural para edificaciones	Pórticos de acero, de concreto armado, sistema dual, muros de concreto armado, albañilería armada o confinada y construcciones de madera.
	clasificación de perfiles de suelo	Tipo S1, S2, S3 Y S4	
Desplazamiento lateral permisible	Material predominante	Concreto armado	
Aislador Sísmico	Sistemas Pasivos	Aisladores sísmicos	Aisladores elastoméricos
			Aisladores deslizantes
			Aisladores de movimiento pendular
		Pre dimensionamiento	Columnas, vigas, losas

	Diseño y análisis de la estructura con el sistema de aislación sísmica.	Metrados de Cargas	Carga muerta y carga viva
		Cálculo de fuerza cortante	Carga de sismo "X" y "Y"
		Análisis del modelo	Programa Etabs
		Resultados del análisis	Fuerza axial, cortante y momento flector
		Zonificación sismicidad	Zona 1,2,3 y 4
		Categoría de la edificación	Categoría A, B, C y D
		Configuración estructural	Regulares e irregulares
		sistema estructural para edificaciones	Pórticos de acero, de concreto armado, sistema dual, muros de concreto armado, albañilería armada o confinada y construcciones de madera.
Desplazamientos	Aisladores sísmicos	Reducción de los desplazamientos	

Cuadro N° 01: Operacionalización de variables

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Diseño Metodológico

3.1.1. Tipo de Investigación

Según el estudio el tipo de investigación y su desarrollo, así como contrastación de las hipótesis 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)

3.1.2. Nivel de investigación

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 y diseño de edificaciones con y sin aisladores sísmicos, realizando un comparativo entre una edificación convencional y una edificación aislada, finalizando con las explicaciones de los resultados de ambas análisis para determinar las ventajas de su aplicación. (Sampieri, 2010, p 81)

3.1.3. Método de Investigación

Se hizo uso del método Científico. Ander (1984) afirma: “el método científico comprende un conjunto de normas que regulan el proceso de cualquier investigación que merezca ser calificada como científica” (p 90).

3.1.4. Diseño de investigación

Respecto al diseño de investigación es Experimental, debido a que analizan las relaciones entre una o varias variables independientes y una o varias dependientes y los efectos causales de las primeras sobre las segundas, son estudios explicativos.

Para el desarrollo de la presente tesis se emplea un enfoque cuantitativo, ya que a través de mediciones numéricas se busca cuantificar, medir y calcular las características de la inclusión del sistema de aislamiento sísmico en una edificación de concreto armado; mediante la determinación de resultados numéricos se explica el procedimiento de análisis y diseño de edificaciones con este sistema, así como también la generación de tablas y gráficos permiten determinar diferencias entre edificaciones convencionales y edificaciones con aislamiento sísmico.

3.2. Población y Muestra

La población corresponde a todas las edificaciones de 8 niveles del distrito del Tambo. El tipo de muestreo es no probabilístico y está definida por una edificación de 8 niveles de función hospitalaria, que fue seleccionada por conveniencia.

3.3. Técnicas de recolección de datos

Se emplea como técnica de recopilación de información la observación estructurada mediante el registro sistemático, valido y confiable de bibliografía referente al análisis y diseño de edificaciones con aislamiento sísmico.

El acopio de la información se enfoca en las publicaciones efectuadas por instituciones públicas y privadas relacionadas al aislamiento sísmico.

Las principales técnicas e instrumentos que se utilizaron en este estudio se muestran a continuación:

Técnicas	Instrumentos	Datos a observar
Libros, catálogos, monografías, revistas, tesis, internet, etc	Resumen, transcripciones.	Marco teórico conceptual, recolectar y detectar la mayor cantidad de información relacionada con el trabajo de investigación.
Análisis del suelo	Estudio de mecánica de suelo	Capacidad portante y clasificación de perfiles del suelo.
Diseño de la estructura	Norma Peruana Diseño Sismorresistente E.030	Parámetros y requisitos para el diseño de la estructura.
Diseño del sistema de protección sísmica	Norma Norteamericana ASCE 7-10, lap top, Programa de cálculo Etabs 2015.	Parámetros para el tipo de sistema de protección sísmica.

Cuadro N° 02: Técnicas de recolección de datos

Fuente: Elaboración propia

3.4. Técnicas para el procesamiento de la información

De acuerdo al tipo de investigación el procesamiento de los datos consiste al tipo mixto ya que se tiene datos cuantitativos (determinado en los ensayos

de mecánica de suelos), y así como cualitativos (diseño de los aisladores sísmicos).

- La obtención de los ensayos de suelo para el presente estudio se realizó en el laboratorio Geotécnico “C3 INGENIERIA ESPECIALIZADA S.A.C”, para determinar el tipo de suelo que se encuentra en el terreno donde se realiza el estudio, esto según la norma E 050 de suelos y cimentaciones.
- Para el diseño la estructura convencional, se inicia con la modelación de la estructura hospitalaria de ocho niveles en el software Etabs para determinar las cargas axiales que reciben las columnas, placas planteadas arquitectónicamente, para el diseño de los elementos estructurales, el proceso se realiza según la combinación de cargas por diseño según lo establece la norma E 020 de cargas y se calcula también el peso total de la edificación.
- Se exporta al programa Safe para el diseño de la cimentación de la estructura, según la norma E 050, según las demandas del suelo ya procesadas y las características de la estructura, se calcula zapatas que necesitara como lo estima la norma E 060 de concreto armado.
- Se verifica las presiones actuantes sobre el terreno y la capacidad ultima del suelo en estudio para ver si resistirá sin ningún inconveniente la cimentación planteada.
- Una vez concluida la estructura convencional, se realiza las modificaciones respectivas para el diseño de la estructura aislada, esto en el software Etabs, modificando el factor $U=1$, de acuerdo a la norma E 030 diseño sismorresistente. De la misma forma adoptaremos como normativa oficial la 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 diseñaremos la estructura como común mente se realiza con la normativa E060 de acuerdo a las especificaciones de dichos elementos.

- Seguido de eso se realizará la exportación al programa Safe para su verificación y re diseño de la cimentación.
- Posteriormente se determina el análisis de costos en el programa S10 donde se realiza el comparativo del costo económico de la estructura convencional y la estructura aislada.

Para finalizar se hizo hincapié con el cumplimiento de las normas E 020 Cargas - E.030 Diseño Sismo resistente - E.050 Suelos y Cimentaciones - E.060 Concreto Armado, para asegurar que se cumplió con lo establecido en Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.5. Aspectos Éticos

Todos los datos consignados en la presente investigación así tales como las imágenes, tablas conceptos y hasta formulas fueron recopilados de los libros, páginas web, antecedente de tesis han sido mencionados y citados en nota de pie como se puede ver el contenido de la presente investigación considerando todos los derechos intelectuales de los autores.

CAPITULO IV

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

El area de estudio está comprendido por el área donde se proyecta la edificación de ocho niveles de uso hospitalito con nivel de atención 2, de categoría 1 y se encuentra ubicada en la Urbanización Miraflores del distrito del Tambo de la ciudad de Huancayo, entre la Avenida Huancavelica y Jirón Aguirre Morales.

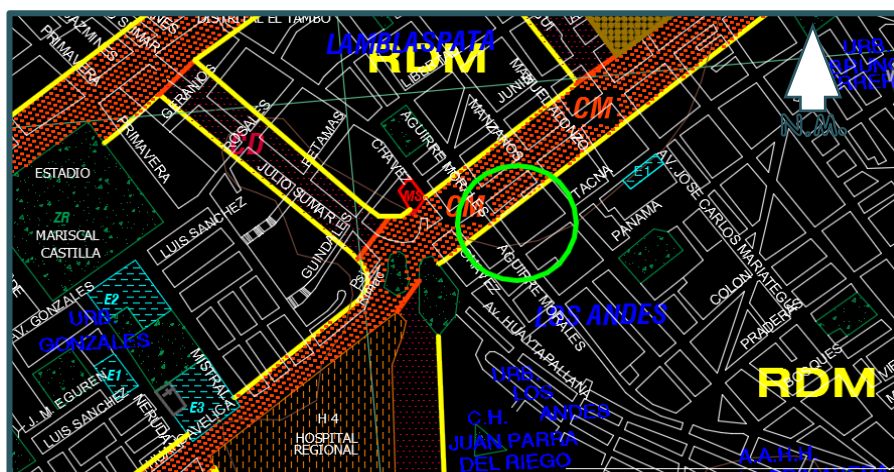


Gráfico N° 11: Ubicación de la edificación a analizar

Fuente: Plano de desarrollo urbano

El área total destinada para dicho fin es de 1284m² con un área total techada de 4200 m² (525m² por cada nivel).



Gráfico N° 12: Renderizado del proyecto final.
Fuente: Elaboración propia



Gráfico N° 13: Renderizado del proyecto final.
Fuente: Elaboración propia

4.2. PUNTO DE INVESTIGACIÓN

Acorde al tipo de estructura a cimentar, que es una estructura hospitalaria de ocho niveles con un área de 1284 m², se realizó dos calicatas como lo estipula la norma E 050 de Suelos y Cimentaciones.

NUMERO DE PUNTOS A INVESTIGAR	
Tipo de edificación	Número de puntos a investigar (n)
A	1 cada 225 m ²
B	1 Cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones	3 por cada Ha. de terreno habilitado

Tabla N° 02: Número de puntos a investigar
Fuente: Norma E 050 – cimentaciones.

La edificación planteada se encuentra comprendida en el tipo C ya que el sistema estructural es de pórticos y/o muros estructurales de concreto armado.

Esta etapa de la investigación es fundamental, ya que acorde a este se desarrolló toda la investigación (estudio de mecánica de suelo, el tipo de suelo encontrado y nivel de fondo de cimentación).

4.3. PARÁMETROS GENERALES DE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

4.3.1. MATERIALES EMPLEADOS EN LA ESTRUCTURACIÓN

a. **Concreto:** Se usó concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. un suelo sin agresividad química.

b. **Acero:** Se utilizó acero grado 60 en varillas corrugadas $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Diámetro (in)	Área (cm ²)	Peso (Kg/m)
3/8"	0.71	0.56
1/2"	1.29	0.99
5/8"	2.00	1.55
3/4"	2.84	2.24
1"	5.10	3.97

Cuadro N° 03: Área y peso de acero
Fuente: Concreto armado - Gianfranco Ottazzi.

4.3.2. NORMAS EMPLEADAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO.

- ✓ Norma Técnica de Edificación E.020 (Cargas)
- ✓ Norma Técnica de edificación E.030 (Diseño Sismoresistente)
- ✓ Norma Técnica de edificación E.050 (Suelos y Cimentaciones)
- ✓ Norma Técnica de edificación E.060 (Concreto Armado)
- ✓ ACI-318-2014. (Requisitos de Reglamento de Construcción para Concreto Estructural).
- ✓ ASCE / SEI 7-10. (Minimum Design Loads for Building and Other Structures).

4.3.3. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.

Durante esta etapa se ubicaron los elementos estructurales, lo cual se realizó sobre la base del proyecto arquitectónico, el cual deberá modificarse si las condiciones estructurales así lo exigen. Por recomendación del RNE, deben buscarse en la estructura las siguientes propiedades:

- ✓ Simetría, de distribución de masas como en las rigideces.
- ✓ Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- ✓ Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- ✓ Resistencia adecuada.

- ✓ Continuidad de la estructura, tanto en planta como en elevación.
- ✓ Ductilidad.
- ✓ Deformación limitada.
- ✓ Inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- ✓ Consideración de las condiciones locales.
- ✓ Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

Los requisitos básicos para la estructuración son los siguientes:

- ✓ El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a las cargas laterales en cualquier dirección. Por esto se debe trabajar con sistemas en dos direcciones ortogonales.
- ✓ La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que esta se genera o desde todo punto donde haya una masa que produzca fuerzas de inercia hasta el terreno.
- ✓ Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de sollicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación y para tales fines es conveniente que la estructura cumpla con las siguientes cuatro características (Sencilla, Regular, Simetría, Continua).
- ✓ Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformación que les permita disipar la energía introducida por sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles locales y globales.

4.3.4. PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES.

Todos los elementos de concreto armado se diseñaron mediante el método de “Diseño por Resistencia”, que consiste en aplicar factores de amplificación a las cargas de servicio, y factores de reducción de resistencia nominal a la sección del elemento.

Los factores de amplificación de cargas están establecidos en el artículo 9.2 de la norma E.060. Son 5 combinaciones aplicables al presente diseño que dependen del tipo de carga actuante: Carga Viva (CV), Carga Muerta (CM) y Carga de Sismo (CS).

COMBINACIÓN DE DISEÑO	
COMBO 01	$1.4CM + 1.7CV$
COMBO 02	$1.25(CM + CV) \pm CS_x$
COMBO 03	$1.25(CM + CV) \pm CS_y$
COMBO 04	$0.9CM \pm CS_x$
COMBO 05	$0.9CM \pm CS_y$

Cuadro N° 04: Combinaciones de diseño
Fuente: Norma E.060 – Concreto Armado.

Los factores de reducción de resistencia (ϕ) se establecen en el artículo 9.3.2 de la norma técnica E.060. Su valor depende del tipo de cargas actuantes sobre el elemento:

Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Carga axial de compresión con o sin flexión:	
Elementos con refuerzo en espiral	0.75
Otros elementos	0.70
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento en el concreto	0.70

Cuadro N° 05: Factores de reducción de resistencia
Fuente: Norma E.060 – Concreto Armado

4.3.5. DISEÑO POR FLEXIÓN.

Para el diseño de los elementos solicitados a flexión (vigas y losas), la resistencia nominal de la sección transversal (M_n) se debe reducir aplicando el factor de resistencia ϕ a fin de obtener la resistencia de diseño (ϕM) de la sección. La resistencia de diseño (ϕM_n) debe ser mayor o igual que la resistencia requerida (M). También se deben satisfacer los requisitos de comportamiento en servicio para limitar las flechas y distribución de la armadura para limitar la fisuración.

$$M_u \leq \phi M_n$$

A continuación, se demuestra la expresión que nos permite obtener un área de acero de refuerzo para secciones rectangulares y secciones T (suponiendo que el bloque de compresiones no excede el ancho del ala). Se aplican relaciones constitutivas, de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas

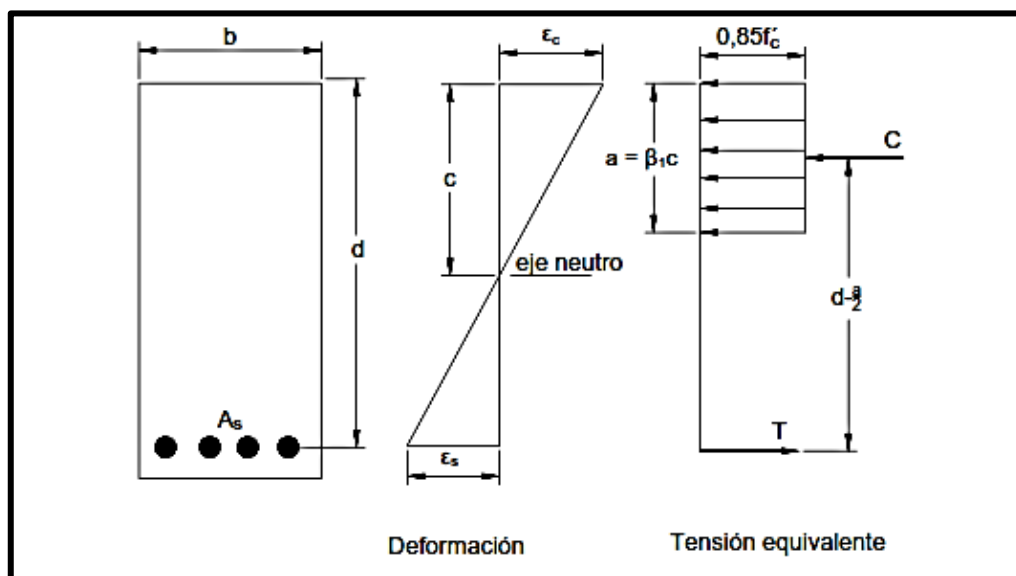


Gráfico N° 14: Deformación específica y distribución equivalente de tensiones en una sección rectangular
Fuente: Concreto armado - Gianfranco Ottazzi.

Por equilibrio de fuerzas:

$$C = T$$

$$0.85 * f'c * b * a = As * f'y$$

$$0.85 * f'c * b * a = (\rho * b * d) f'y$$

$$a = \frac{As * f'y}{0.85 * f'c * b}$$

1

$$a = \frac{(\cancel{\rho * b * d}) * f'y}{0.85 * f'c * \cancel{b}} = \frac{\rho * d * f'y}{0.85 * f'c}$$

Por equilibrio de momentos:

$$Mu \leq \varphi Mn = \varphi * 0.85 * f'c * b * a \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

2

$$Mu \leq \varphi Mn = \varphi * As * f'y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde:

$$\rho = \frac{As}{b*d}$$

$$w = \rho \frac{f'y}{f'c}$$

Entonces:

$$w = \frac{As}{b*d} * \frac{f'y}{f'c}$$

3

Reemplazando ecuación 3 en 1:

$$a = \frac{\cancel{As}}{0.85 * \cancel{b}} * \frac{w * \cancel{b} * d}{\cancel{As}}$$

$$a = \frac{w*d}{0.85}$$

4

Reemplazando ecuación 4 en 2 para hallar ecuación de análisis y diseño.

$$Mu \leq \phi Mn = \phi * 0.85 * f'c * b * a \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mu \leq \phi Mn = \phi * 0.85 * f'c * b * \frac{w * d}{0.85} * \left(d - \frac{\frac{w * d}{0.85}}{2}\right)$$

$$Mu \leq \phi Mn = \phi * f'c * b * d^2 * w * (1 - 0.59w)$$

Pasos para diseño de vigas simplemente reforzadas

$$Mu = Ku * (b * d^2)$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Deformación unitaria del concreto = 0.003

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Deformación unitaria del acero = 0.0021

$$Ku = \frac{Mu}{b * d^2}$$

$$Ec = 15000 * \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2.1 * 10^6$$

$$As = \rho * b * d$$

$$B1 = 0.85 \quad \phi = 0.90$$

✓ **Aporte del acero en compresión en la resistencia a la flexión:**

En algunas vigas los esfuerzos internos son tan altos que el área de acero en tracción requerida supera el valor máximo permitido; en estos casos se recurre al aporte del acero en compresión, que aumenta la resistencia de la sección.

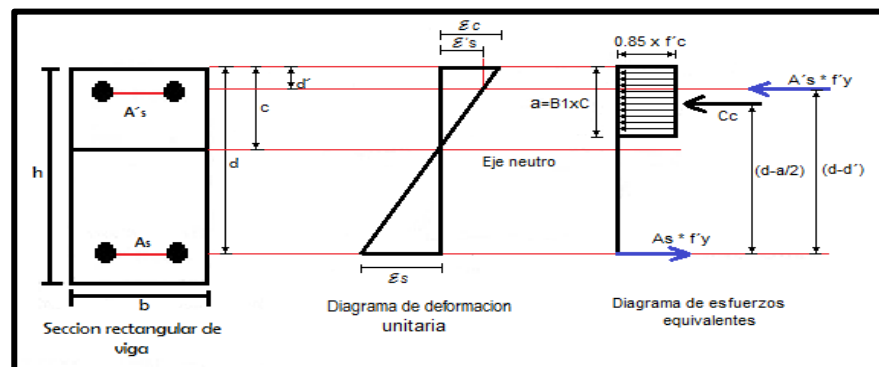


Gráfico N° 15: Aporte del acero en compresión en la resistencia a flexión

Fuente: Concreto armado - Gianfranco Ottazzi.

Donde:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) * f'_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$M_u \leq \phi M_n = \phi \left[A'_s * f'_y * (d - d') + (A_s - A'_s) * f'_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

4.3.6. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

Dada una sección de un elemento de concreto, con una determinada armadura de acero, existen combinaciones de momento flector y carga axial que la hacen fallar. Lo que se busca en el diseño por flexocompresión es determinar el lugar geométrico de estas combinaciones (M_u , P_u) que agotan la capacidad de la sección; a este conjunto de puntos se le denomina Diagrama de Interacción:

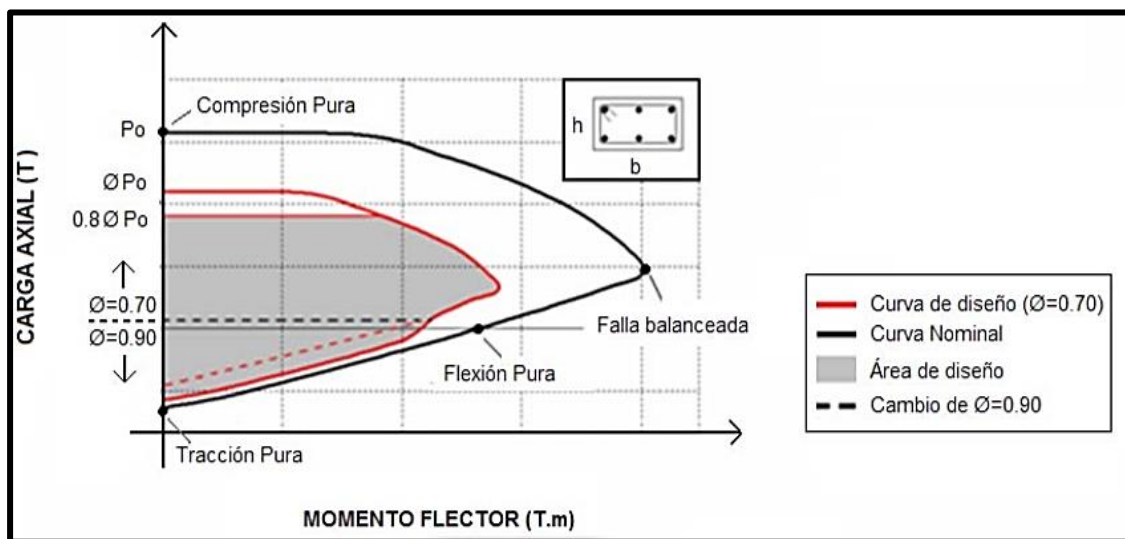


Gráfico N° 16: Diagrama de interacción
Fuente: Concreto armado - Gianfranco Ottazzi.

La línea negra continua limita el lugar geométrico de los pares (M_u , P_u) que satisface la sección $b \times h$. La línea roja continua es la curva de diseño (afectada por $\phi=0.70$). Las líneas punteadas representan el cambio del factor ϕ , de 0.70 a 0.90, para cargas axiales menores a:

$$\phi P_n = 0.1 * f'c * A_g$$

Puntos notables del diagrama de interacción:

- ✓ Compresión pura: es una idealización, ya que siempre está presente la flexión al aplicar carga axial. La norma restringe el valor máximo a $0.8\phi P_o$.
- ✓ Falla Balanceada: instante de falla inminente en la fibra extrema comprimida del concreto, e inicio de la fluencia de las varillas de acero más alejadas.
- ✓ Flexión Pura: le corresponde una carga axial nula.
- ✓ Tracción Pura: no actúa la flexión.

4.3.7. DISEÑO POR CORTANTE.

El diseño de las secciones sometidas a fuerzas cortantes consiste en dotarla de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes:

$$V_u = \phi V_n$$

Donde V_u es la resistencia última que afecta la sección y V_n es su resistencia nominal. V_n está determinada por el aporte del concreto en compresión y el aporte del refuerzo, de manera que:

$$V_u = \phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

5

La resistencia del concreto al corte depende de las condiciones de carga del elemento. Para un elemento sometido únicamente a corte y flexión se calcula con la siguiente expresión

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

6

Cuando la fuerza V_u exceda la resistencia del concreto en compresión de la sección es cuando debemos colocar refuerzo, de manera que:

$$V_s = \frac{A_v * f'_y * d}{s} \longrightarrow 7$$

Las cargas aplicadas dentro de la distancia “d” desde el apoyo son transmitidas directamente al apoyo por los puntales de compresión ubicados por encima de las grietas a 45° y no afecta los refuerzos en los estribos que cruzan esas grietas. Por este motivo la norma permite reducir la fuerza cortante de diseño a una distancia d (peralte efectivo) medida desde la cara del apoyo del elemento como se muestra en la siguiente gráfico:

✓ Paso para diseño de refuerzo para cortante:

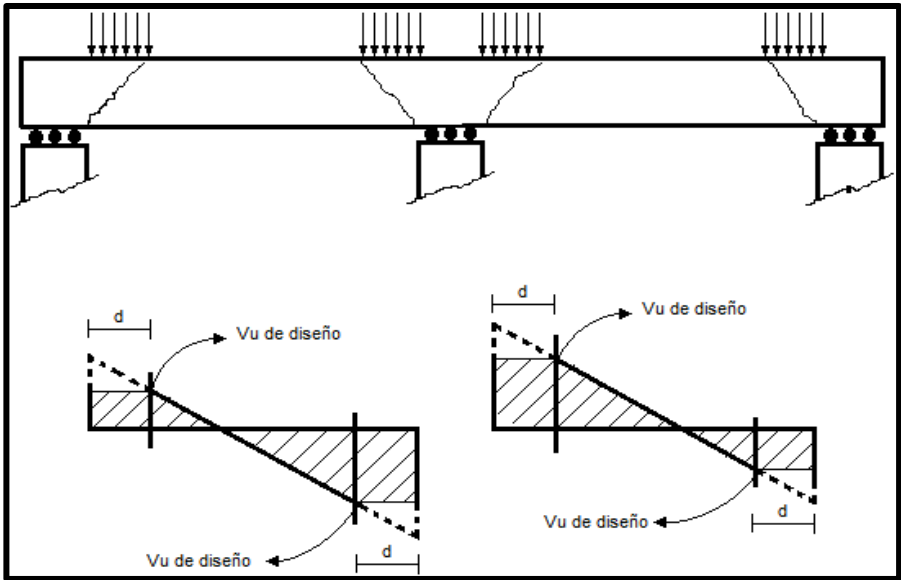


Gráfico N° 17: Diseño por cortante
Fuente: Concreto armado - Gianfranco Ottazzi.

1° Cálculo de la contribución del concreto a la resistencia en corte.

Verificamos si nuestra cortante de diseño se encuentra en el rango establecido podremos colocar solo acero de montaje con separaciones máximas.

$$0.5 * \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

Es posible utilizar estribos mínimos, con espaciamientos que no exceda del menor de los dos valores.

$$S_{\text{maximo}} = \frac{A_v * f'_y}{0.2 * \sqrt{f'_c} * b_w}$$

$$S_{\text{maximo}} = \frac{A_v * f'_y}{3.5 * b_w}$$

2° Cálculo de la contribución del acero de refuerzo a la resistencia en corte.

Calcularemos la contribución de resistencia del acero de refuerzo transversal si el cortante de diseño excede a la resistencia del concreto.

$$V_u \geq \phi V_c$$

Despejando la ecuación 5 obtenemos la siguiente expresión.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

V_u : cortante de diseño a distancia "d" (calculo estruc.)

V_c: resistencia de concreto al corte en la sección de viga (ecu. 06)

φ : factor de reducción para diseño por cortante (0.85).

La norma nos limita la contribución máxima de los estribos a la resistencia en cortante de una sección, de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Si *V_s* excede de *V_u* máx., será necesario incrementar la resistencia del concreto *f'c* o cambiar las dimensiones de la sección. Esta limitación es para evitar la falla del concreto

comprimido antes que se inicie la fluencia de los estribos. Adicionalmente, esta limitación intenta controlar el ancho de las grietas inclinadas bajo la carga de servicio.

3° Espaciamiento máximo en estribos.

Para el diseño, en donde normalmente interesa calcular el espaciamiento entre estribos despejamos la ecuación 7, como la mostramos a continuación.

$$S = \frac{A_v * f'_y * d}{V_s}$$

Adicionalmente la norma exige, para los estribos verticales que:

Si $V_s \leq 1.1\sqrt{f'_c} * (b_w * d)$ Entonces $S \leq 0.60m$ o $S \leq d/2$

Si $V_s > 1.1\sqrt{f'_c} * (b_w * d)$ Entonces $S \leq 0.30m$ o $S \leq d/4$

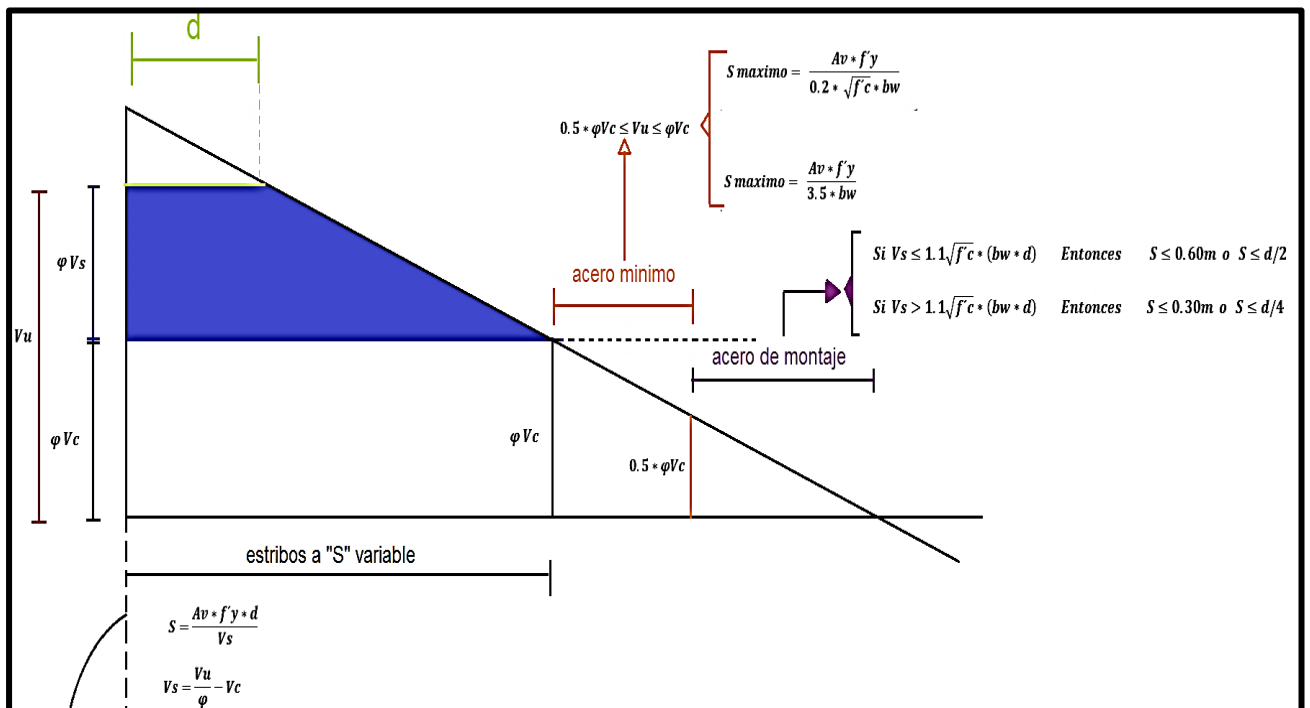


Gráfico N° 18: Espaciamiento máximo de estribos
Fuente: Norma técnica E.060 – concreto armado

4.4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL - SEGÚN LA NORMA RNE E 030.

La edificación planteada para el análisis y diseño estructural con y sin aislación en la base en la presente tesis, está destinado para establecimiento de salud (Clínica) – nivel de atención – 2 categoría 1, cuenta con 8 niveles y con un área típica de 525.00 m², donde en la azotea se ubicará un tanque elevado de 40 m³ y dos cuartos de máquinas de sus respectivos ascensores, la ubicación del proyecto es en la intersección de la Avenida Huancavelica con Jirón Aguirre Morales Pertenecientes al distrito de El Tambo (área referencial seleccionada por conveniencia de los tesisistas).

4.4.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.

- ✓ Simetría, de distribución de masas como en las rigideces.
- ✓ Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- ✓ Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- ✓ Resistencia adecuada.
- ✓ Continuidad de la estructura, tanto en planta como en elevación.
- ✓ Ductilidad.
- ✓ Deformación limitada.
- ✓ Inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- ✓ Consideración de las condiciones locales.
- ✓ Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

4.4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

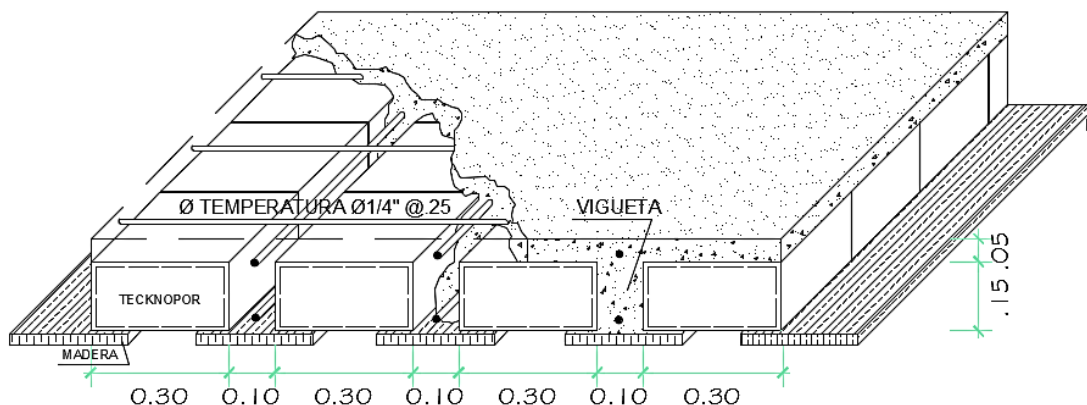
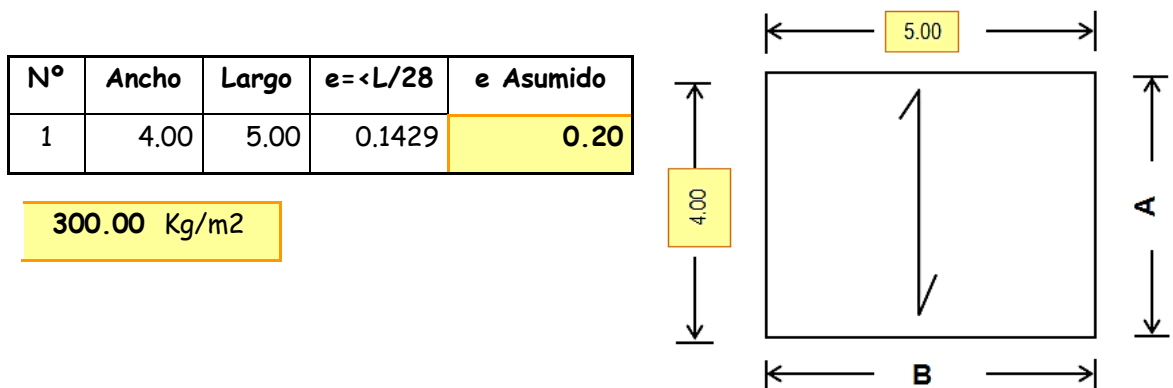
Las siguientes ratios y recomendaciones fueron tomados de la norma E.060 y del libro “DISEÑO EN CONCRETO ARMADO”, Ing. Roberto Morales Morales.

- ✓ **Predimensionamiento de losa aligerada:**

El Reglamento Nacional de Edificaciones da peraltes mínimos para no verificar deflexiones “en elementos armados en una dirección (aligerados, losas macizas, vigas) que no soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de dañarse por deflexiones excesivas del elemento estructural” (1)* 9.6.2.1.

Elementos	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Tabla N° 03: Peraltes o espesores mínimos
Fuente: Norma técnica E.060 – concreto armado



SECCION TIPICA DE LOSA ALIGERADA $e=0.20$

Gráfico N° 19: Sección típica de losa aligerada.
Fuente: Elaboración propia.

✓ **Predimensionamiento de vigas:**

Para el predimensionamiento de vigas se tomó en consideración la acción de al sobre carga, peso propio y la longitud entre apoyos del elemento estructural como lo señala Ing. Roberto Morales Morales en su libro el “DISEÑO EN CONCRETO ARMADO”

VIGA PRINCIPAL

EJE		
Luz		
(m)	5.000	
W. losa		
(kg/m ²)	300.000	
Acabados (kg/m ²)	100.000	
Tabiquería (kg/m ²)	100.000	
TOTAL Wd	500.000	kg/m ²
S/C (kg/m ²)	R.N.E.	300.000 kg/m ²
Wu = 1.4Wd+1.7Wl =	1210.000	kg/m ²

$$h = \left[\frac{L}{\sqrt{\frac{4}{10000} W_u}} \right]$$

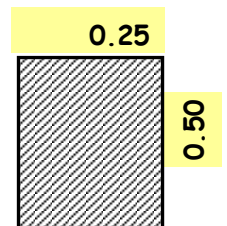
h = **0.43** m

b = A/20

b = 0.2

b = **0.25** m

Usaremos



VIGA SECUNDARIA

A/B	S/C (kg/m ²)	α	β
>0.67 = 1	250	13	13
	500	11	11
	750	10	10
	1000	9	9
<0.67	250	13	11
	500	11	10
	750	10	9
	1000	9	8

$$h = \frac{A}{\alpha} = 0.36$$

USAR h = **0.40** m

$$b = \frac{h}{2} = 0.20$$

USAR b = **0.25**

✓ **Predimensionamiento de columnas:**

Para el predimensionamiento de columnas se tomó en consideración la acción de al sobre carga y peso propio de los elemento estructural como lo señala el Ing. Roberto Morales Morales en su libro el “DISEÑO EN CONCRETO ARMADO”

TIPO C1 Primeros pisos	Columna interior	$P = 1.10P_G$ $n = 0.30$
TIPO C1 4 últimos pisos superiores	Columna interior	$P = 1.10P_G$ $n = 0.25$
TIPO C2, C3	Columna exterior Pórtico Interior	$P = 1.25P_G$ $n = 0.25$
TIPO C4	Columna de esquina	$P = 1.50P_G$ $n = 0.20$

Cuadro N° 06: Predimensionamiento de columnas
Fuente: Elaboración propia

Predimensionamiento de columna esquinera tipo C4.

METRADO DE CARGAS	S/C = 300 kg/m ²	TIPO C4
Aligerado	300.00 kg/m ²	
Acabados	100.00 kg/m ²	
Tabiquería	100.00 kg/m ²	
P.P Columnas	100.00 kg/m ²	
P.P. Vigas	100.00 kg/m ²	
S/C (E 020)	300.00 kg/m ²	
TOTAL $P_G =$	1000.00 kg/m ²	

$$b.D = \frac{P}{n (f'c)} = 1657.14 \text{ cm}^2$$

Esta dimensión deberá ser verificado por rigidez y desplazamiento lateral de acuerdo al R.N.E. E-030

□ = 0.007 Pórticos
□ = 0.005 Albañilería

PRIMER PISO	
Área tributaria	5.8 m ²
Número de pisos	8 Pisos

ÁREA TOTAL = 46.4 m²

Predimensionamiento de columna pórtico exterior tipo C2 – C3

METRADO DE CARGAS	
Aligerado	300.00 kg/m ²
Acabados	100.00 kg/m ²
Tabiquería	100.00 kg/m ²
P.P. Columnas	100.00 kg/m ²
P.P. Vigas	100.00 kg/m ²
S/C (E 020)	300.00 kg/m ²
TOTAL P _G =	1000.00 kg/m ²

$$S/C = 300 \text{ kg/m}^2$$

TIPO C2 - C:

$$b.D = \frac{P}{n(f'c)} = \mathbf{2533.33 \text{ cm}^2}$$

Esta dimensión deberá ser verificado por rigidez y desplazamiento lateral de acuerdo al R.N.E. E-030

$$\square = 0.007 \quad \text{Pórticos}$$

$$\square = 0.005 \quad \text{Albañilería}$$

PRIMER PISO	
Área tributaria	13.3 m ²
Número de pisos	8 Pisos

$$\text{ÁREA TOTAL} = 106.4 \text{ m}^2$$

Predimensionamiento de columna céntrica tipo C1

METRADO DE CARGAS	
Aligerado	300.00 kg/m ²
Acabados	100.00 kg/m ²
Tabiquería	100.00 kg/m ²
P.P. Columnas	100.00 kg/m ²
P.P. Vigas	100.00 kg/m ²
S/C (E 020)	300.00 kg/m ²
TOTAL P _G =	1000.00 kg/m ²

$$S/C = 300 \text{ kg/m}^2$$

TIPO C1

$$b.D = \frac{P}{n(f'c)} = \mathbf{2793.65 \text{ cm}^2}$$

Esta dimensión deberá ser verificado por rigidez y desplazamiento lateral de acuerdo al R.N.E. E-030

$$\square = 0.007 \quad \text{Pórticos}$$

$$\square = 0.005 \quad \text{Albañilería}$$

PRIMER PISO	
Área tributaria	20.0 m ²
Número de pisos	8.0 Pisos
ÁREA TOTAL =	160 m ²

Resumen de predimensionamiento de columna.

Tipo de columna	Área requerida por aplastamiento	Área planteada para el análisis sísmico	Comprobación A.req < A.plant.
C4	1657.14 cm ²	2700.00 cm ²	OK
C3- C2	2533.33 cm ²	3600.00 cm ²	OK
C1	2793.65 cm ²	3000.00 cm ²	OK

Cuadro N° 07: Resumen de predimensionamiento de columnas

Fuente: Elaboración propia

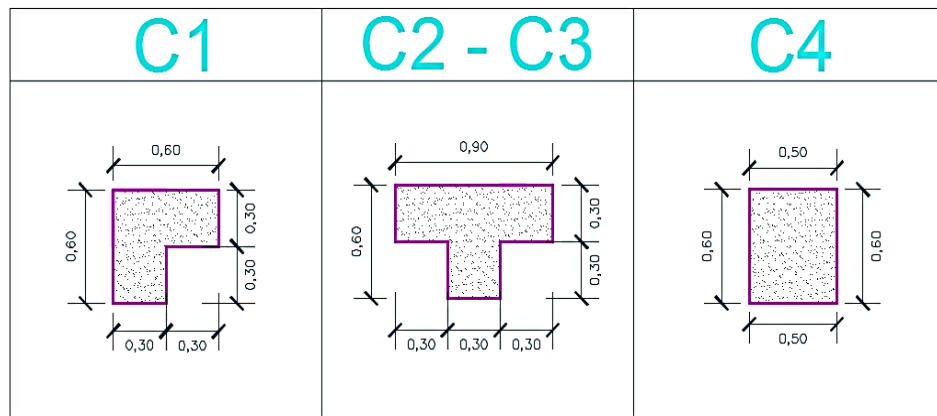
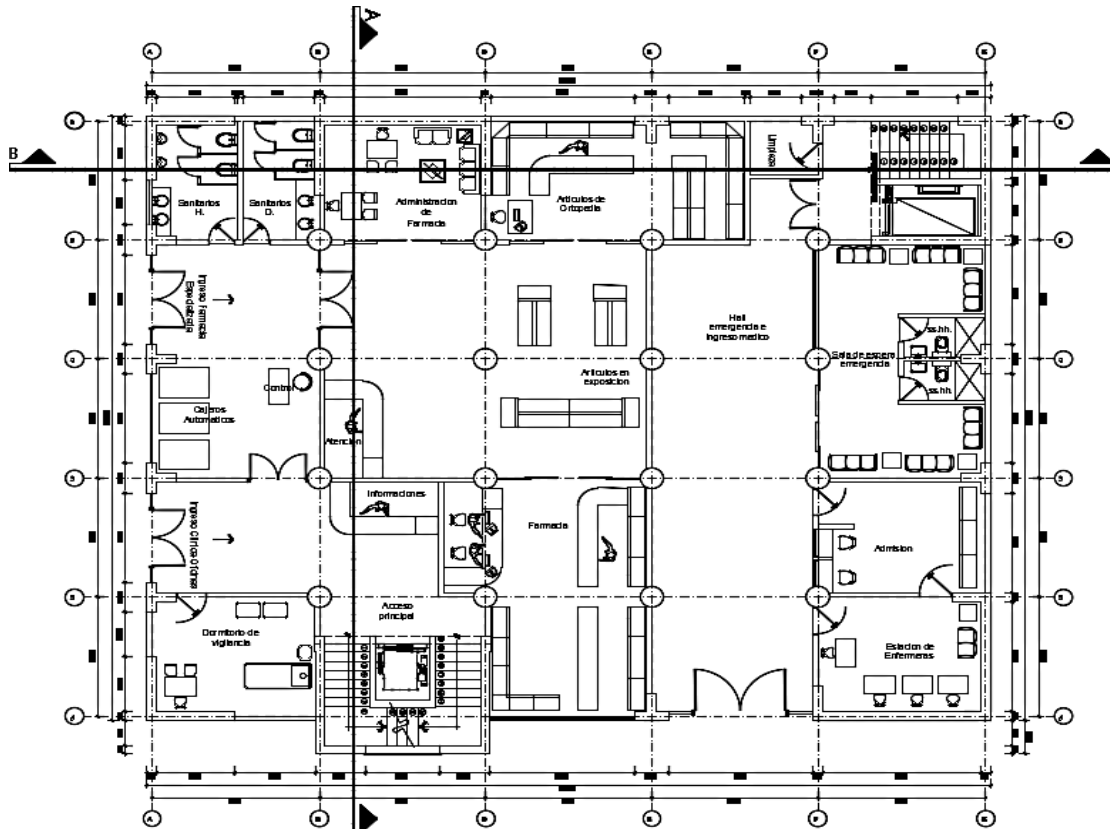


Gráfico N° 20: Resumen de predimensionamiento de columnas.
Fuente: Elaboración propia.

Para continuar con el modelamiento se trazó los ejes en donde ubicaremos los elementos estructurales para lo cual se muestra la planta arquitectónica.



4.4.3. ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NORMA RNE E 030.

Este análisis se hizo de acuerdo a la Norma de Diseño Sismo-Resistente E.030 dada por el RNE, en la cual nos define dos tipos de análisis a tomar en cuenta, dependiendo de las características

arquitectónicas en planta y altura de la edificación, los cuales son: análisis estático y análisis dinámico. Ambos se hacen para las dos direcciones principales de la edificación y de manera independiente (DIRECCIÓN X-X – DIRECCIÓN Y-Y). El análisis sísmico se realiza para verificar que el edificio cumpla los requisitos de rigidez especificados en la norma de Diseño Sismorresistente (control de la deriva máxima), para determinar las fuerzas internas de diseño en los elementos estructurales, así como también para calcular la junta de separación sísmica. Para ello se emplea el modelo tridimensional elaborado en el software ETABS.2015 V. 15.2.0.

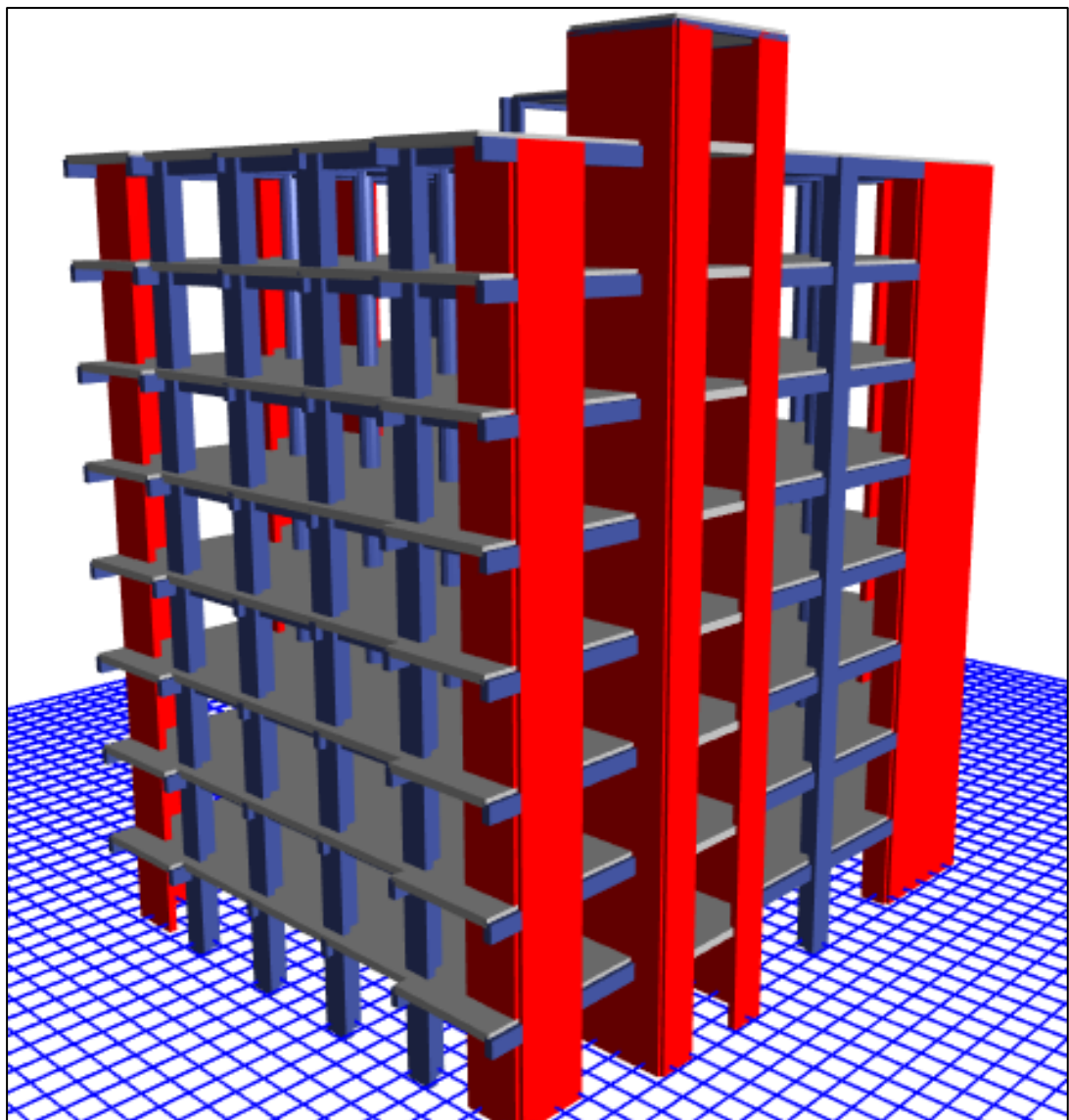


Gráfico N. 21. Modelo tridimensional de la edificación

Fuente: Elaboración propia Etabs

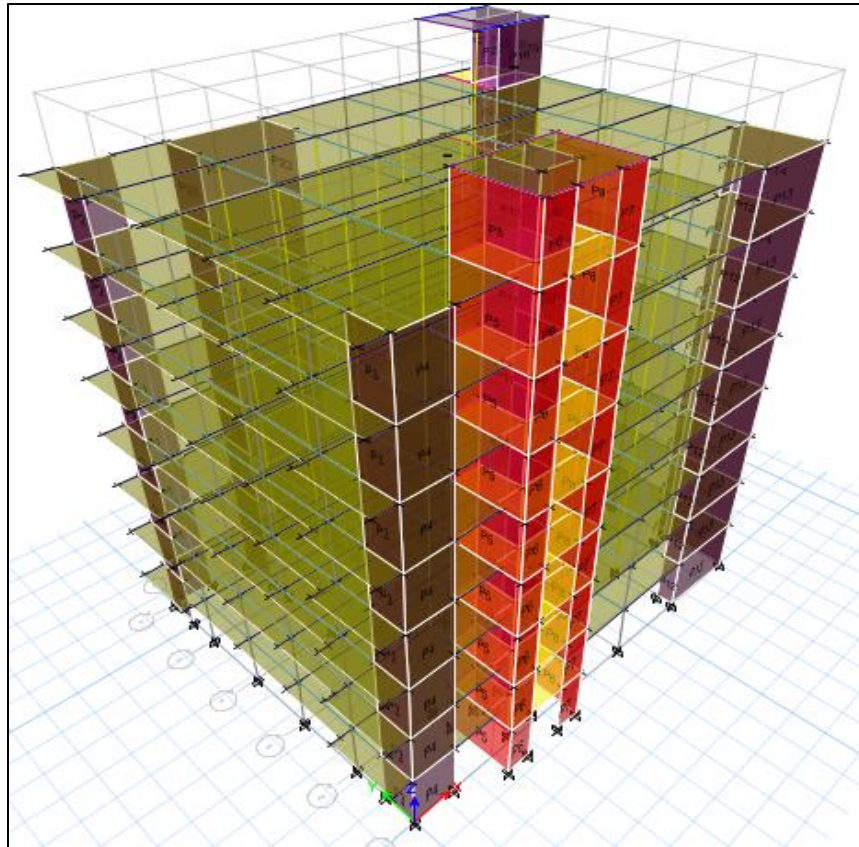


Gráfico N° 22: Modelo tridimensional de la edificación
Fuente: Elaboración propia Etabs

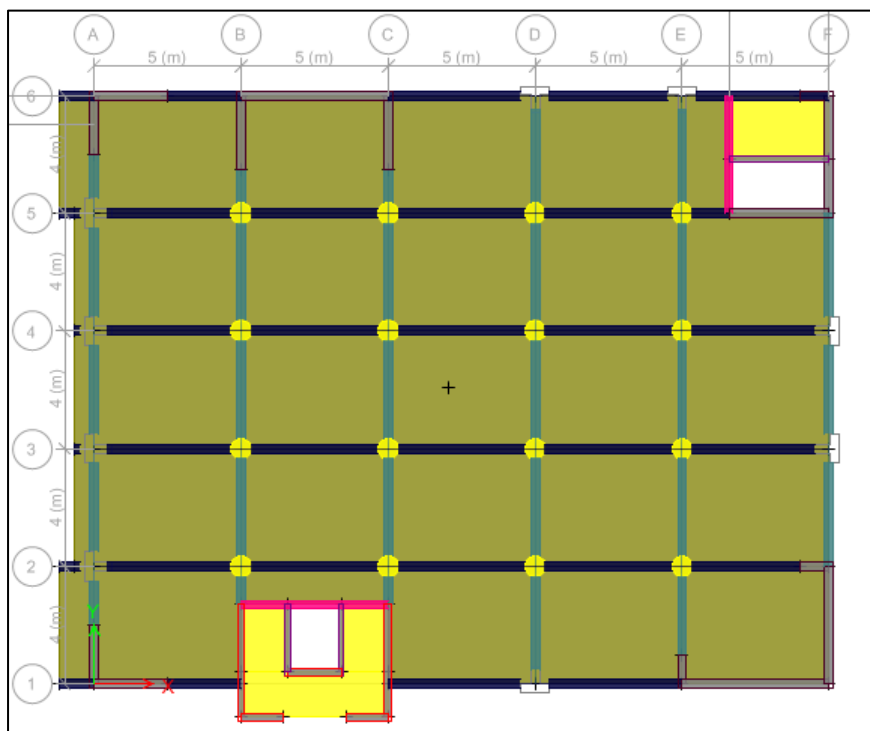


Gráfico N° 23: Modelo en planta de la edificación
Fuente: Elaboración propia Etabs

✓ **ANÁLISIS DE IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL.**

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la tabla N° 04

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Tabla N° 04: Análisis de Irregularidad Estructural
Fuente: Norma técnica E.030 - diseño sismorresistente

- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

A.- FACTOR DE IRREGULARIDAD (Ia, Ip).

El factor **Ia** se determinará como el menor de los valores correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor **Ip** se determinará como el menor de los valores correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si se obtuvieran valores distintos de los factores **Ia** o **Ip** para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para

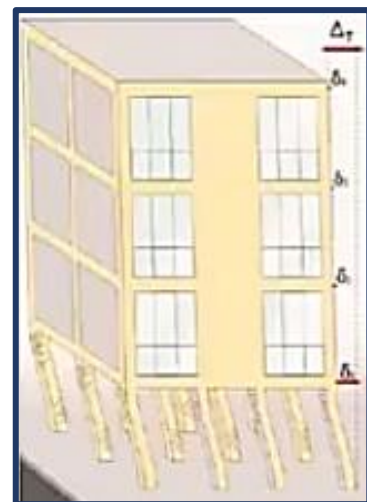
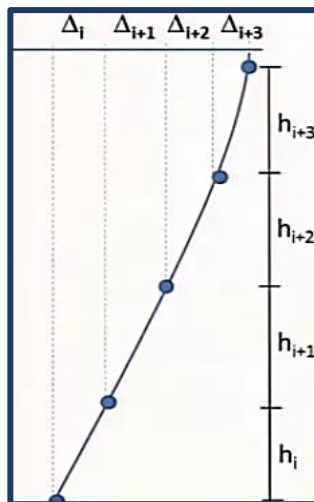
cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

B.- IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA “Ia”.

➤ Irregularidad de rigidez – piso blando.

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (Deriva) es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \quad \text{ó} \quad \frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$$



Ia = 0.75					
Story	Load Case	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.4 \left(\frac{\Delta_{(i+1)}}{h_{(i+1)}} \right)$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{(i+1)}}{h_{(i+1)}} + \frac{\Delta_{(i+2)}}{h_{(i+2)}} + \frac{\Delta_{(i+3)}}{h_{(i+3)}} \right)$	VERIFICACIÓN
Story9	DRIF XX Max	0.0058			
Story8	DRIF XX Max	0.0058	1.00		NO PRESENTA
Story7	DRIF XX Max	0.0064	1.10		NO PRESENTA
Story6	DRIF XX Max	0.0067	1.05	1.12	NO PRESENTA
Story5	DRIF XX Max	0.0068	1.02	1.08	NO PRESENTA
Story4	DRIF XX Max	0.0066	0.96	0.99	NO PRESENTA
Story3	DRIF XX Max	0.0058	0.89	0.87	NO PRESENTA
Story2	DRIF XX Max	0.0046	0.78	0.71	NO PRESENTA
Story1	DRIF XX Max	0.0023	0.51	0.41	NO PRESENTA

Ia (eje x-x) = 1.00

Cuadro N° 08: Irregularidad piso blando eje X-X
Fuente: Elaboración propia Etabs

Ia = 0.75					
Story	Load Case	Drift Y-Y	$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.4 \left(\frac{\Delta_{(i+1)}}{h_{(i+1)}} \right)$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{(i+1)}}{h_{(i+1)}} + \frac{\Delta_{(i+2)}}{h_{(i+2)}} + \frac{\Delta_{(i+3)}}{h_{(i+3)}} \right)$	VERIFICACION
Story9	DRIF YY Max	0.0052			
Story8	DRIF YY Max	0.0051	0.97		NO PRESENTA
Story7	DRIF YY Max	0.0055	1.09		NO PRESENTA
Story6	DRIF YY Max	0.0059	1.08	1.13	NO PRESENTA
Story5	DRIF YY Max	0.0063	1.07	1.15	NO PRESENTA
Story4	DRIF YY Max	0.0064	1.01	1.08	NO PRESENTA
Story3	DRIF YY Max	0.0059	0.93	0.95	NO PRESENTA
Story2	DRIF YY Max	0.0047	0.80	0.76	NO PRESENTA
Story1	DRIF YY Max	0.0024	0.50	0.42	NO PRESENTA

Ia (eje y-y) = 1.00

Cuadro N° 09: Irregularidad piso blando eje Y-Y
Fuente: Elaboración propia Etabs

➤ **Irregularidad de resistencia – Piso débil:**

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

NO EXISTE IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA (PISO DÉBIL) POR QUE EN LA ESTRUCTURA NO PRESENTE NINGÚN TIPO DE REDUCCIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LOS ELEMENTOS VERTICALES RESISTENTES EN LAS DOS DIRECCIONES DE ANÁLISIS.

$$I_a \text{ (eje XX)} = 1.00$$

$$I_a \text{ (eje YY)} = 1.00$$

➤ **Irregularidad extrema de rigidez:**

Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

$$\frac{\Delta i}{h_i} \geq 1.6 \left(\frac{\Delta_{(i+1)}}{h_{(i+1)}} \right) \text{ ó } \frac{\Delta i}{h_i} \geq \frac{1.40}{3} \left(\frac{\Delta_{(i+1)}}{h_{(i+1)}} + \frac{\Delta_{(i+2)}}{h_{(i+2)}} + \frac{\Delta_{(i+3)}}{h_{(i+3)}} \right)$$

I _a = 0.50					
Story	Load Case	Drift	$\frac{\Delta i}{h_i} \geq 1.6 \left(\frac{\Delta_{(i+1)}}{h_{(i+1)}} \right)$	$\frac{\Delta i}{h_i} \geq \frac{1.40}{3} \left(\frac{\Delta_{(i+1)}}{h_{(i+1)}} + \frac{\Delta_{(i+2)}}{h_{(i+2)}} + \frac{\Delta_{(i+3)}}{h_{(i+3)}} \right)$	VERIFICACIÓN
Story9	DRIF XX Max	0.0058			
Story8	DRIF XX Max	0.0058	1.00		NO PRESENTA
Story7	DRIF XX Max	0.0064	1.10		NO PRESENTA
Story6	DRIF XX Max	0.0067	1.05	1.12	NO PRESENTA
Story5	DRIF XX Max	0.0068	1.02	1.08	NO PRESENTA
Story4	DRIF XX Max	0.0066	0.96	0.99	NO PRESENTA
Story3	DRIF XX Max	0.0058	0.89	0.87	NO PRESENTA
Story2	DRIF XX Max	0.0046	0.78	0.71	NO PRESENTA
Story1	DRIF XX Max	0.0023	0.51	0.41	NO PRESENTA

I_a (eje XX) = 1.00

Cuadro N° 10: Irregularidad extrema de rigidez eje X-X
Fuente: Elaboración propia Etabs

I _a = 0.75					
Story	Load Case	Drift Y-y	$\frac{\Delta i}{h_i} \geq 1.6 \left(\frac{\Delta_{(i+1)}}{h_{(i+1)}} \right)$	$\frac{\Delta i}{h_i} \geq \frac{1.40}{3} \left(\frac{\Delta_{(i+1)}}{h_{(i+1)}} + \frac{\Delta_{(i+2)}}{h_{(i+2)}} + \frac{\Delta_{(i+3)}}{h_{(i+3)}} \right)$	VERIFICACION
Story9	DRIF YY Max	0.0052			
Story8	DRIF YY Max	0.0051	0.97		NO PRESENTA
Story7	DRIF YY Max	0.0055	1.09		NO PRESENTA
Story6	DRIF YY Max	0.0059	1.08	1.13	NO PRESENTA
Story5	DRIF YY Max	0.0063	1.07	1.15	NO PRESENTA
Story4	DRIF YY Max	0.0064	1.01	1.08	NO PRESENTA
Story3	DRIF YY Max	0.0059	0.93	0.95	NO PRESENTA
Story2	DRIF YY Max	0.0047	0.80	0.76	NO PRESENTA
Story1	DRIF YY Max	0.0024	0.50	0.42	NO PRESENTA

I_a (eje YY) = 1.00

Cuadro N° 11: Irregularidad extrema de rigidez eje Y-Y
Fuente: Elaboración propia Etabs

➤ **Irregularidad extrema de resistencia:**

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de entre piso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Story	VERIFICACIÓN EJE XX	VERIFICACIÓN EJE YY
Story9	NO PRESENTA IRREG.	NO PRESENTA IRREG.
Story8	NO PRESENTA IRREG.	NO PRESENTA IRREG.
Story7	NO PRESENTA IRREG.	NO PRESENTA IRREG.
Story6	NO PRESENTA IRREG.	NO PRESENTA IRREG.
Story5	NO PRESENTA IRREG.	NO PRESENTA IRREG.
Story4	NO PRESENTA IRREG.	NO PRESENTA IRREG.
Story3	NO PRESENTA IRREG.	NO PRESENTA IRREG.
Story2	NO PRESENTA IRREG.	NO PRESENTA IRREG.
Story1	NO PRESENTA IRREG.	NO PRESENTA IRREG.

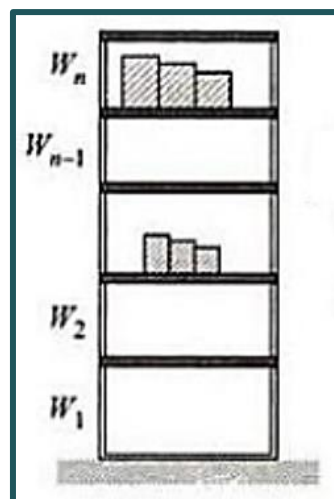
$$I_a (\text{eje XX}) = 1.00$$

$$I_a (\text{eje YY}) = 1.00$$

Cuadro N° 12: Irregularidad extrema de resistencia eje X-X, Y-Y
Fuente: Elaboración propia Etabs

➤ **Irregularidad de masa o peso:**

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3. de la norma E.030 es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente.



$$W_i \geq 1.5W_{i+1}$$

I _a = 0.90					
Story	Mass X	Mass Y	Peso por piso - W	W _i ≥ 1.5W _{i+1}	VERIFICACIÓN
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf		
Azotea	2.65	2.65	26.03		
Story8	62.83	62.83	616.35		NO SE APLICA.
Story7	70.92	70.92	695.77	1.13	NO PRESENTA.
Story6	70.92	70.92	695.77	1.00	NO PRESENTA.
Story5	70.92	70.92	695.77	1.00	NO PRESENTA.
Story4	70.92	70.92	695.77	1.00	NO PRESENTA.
Story3	70.92	70.92	695.77	1.00	NO PRESENTA.
Story2	70.92	70.92	695.77	1.00	NO PRESENTA.
Story1	70.92	70.92	695.77	1.00	NO PRESENTA.

I_a (eje XX) = 1.00

I_a (eje YY) = 1.00

Cuadro N° 13: Irregularidad masa o peso eje X-X, Y-Y
Fuente: Elaboración propia Etabs

➤ **Irregularidad geométrica vertical:**

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente.



$$b_1 \geq 1.3 * b_2$$

Ia = 0.90					
Story	Diaphragm	b1	b2	$b1 \geq 1.3 * b2$	VERIFICACION
		m	m		
AZOTEA	D9		8.40		
Story8	D8	25.00	25.00	2.98	NO SE APLICA .
Story7	D7	25.00	25.00	1.00	NO EXISTE IRREG.
Story6	D6	25.00	25.00	1.00	NO EXISTE IRREG.
Story5	D5	25.00	25.00	1.00	NO EXISTE IRREG.
Story4	D4	25.00	25.00	1.00	NO EXISTE IRREG.
Story3	D3	25.00	25.00	1.00	NO EXISTE IRREG.
Story2	D2	25.00	25.00	1.00	NO EXISTE IRREG.
Story1	D1	25.00		1.00	NO EXISTE IRREG.

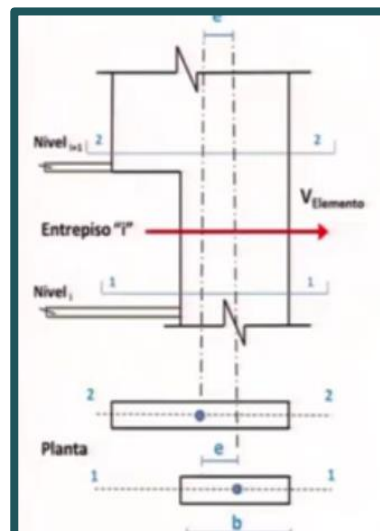
Ia (eje XX) = 1.00

Ia (eje YY) = 1.00

Cuadro N° 14: Irregularidad geométrica vertical eje X-X, Y-Y
Fuente: Elaboración propia Etabs

➤ **Discontinuidad de los elementos resistentes:**

Se califica a la estructura como irregular cuando cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente del elemento.



$$V_{elem} \geq 0.1 * V_{edificio}$$

$$e > 0.25 * b$$

NO PRESENTA DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES POR QUE NINGÚN ELEMENTO VERTICAL RESISTENTE PRESENTA DESPLAZAMIENTO NI CAMBIO DE ORIENTACIÓN.

$$I_a (\text{eje XX}) = 1.00$$

$$I_a (\text{eje YY}) = 1.00$$

➤ **Discontinuidad extrema de los elementos resistentes:**

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resiste los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.

$$V_{elem} \geq 0.25 * V_{edificio}$$

$$e > 0.25 * b$$

NO PRESENTA DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES POR QUE NINGÚN ELEMENTO VERTICAL RESISTENTE PRESENTA DESPLAZAMIENTO NI CAMBIO DE ORIENTACIÓN.

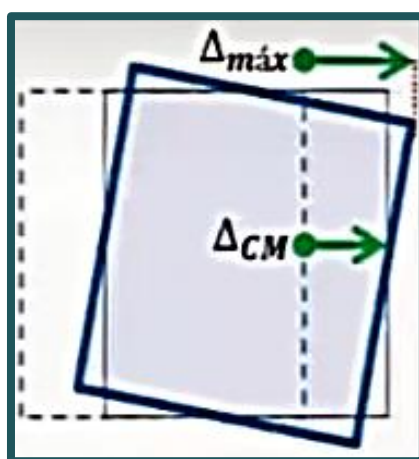
$$I_a (\text{eje XX}) = 1.00$$

$$I_a (\text{eje YY}) = 1.00$$

C.- IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA “Ip”.

➤ **Irregularidad torsional:**

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Deriva max), es mayor que 1.20 veces el desplazamiento relativo del centro de masa del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio solo se aplica en edificios con diafragma rígido y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible.



$$\frac{\Delta_{max}}{hi} \geq 1.2 * \frac{\Delta_{CM}}{hi}$$

$$\frac{\Delta_{max}}{hi} \geq 0.5 * \frac{\Delta}{h} \text{ permisible}$$

↓
0.0068

↓
0.0035

	Drift de un punto extremo x-x	Drift del CM x-x	$\frac{\Delta_{max}}{hi} \geq 1.5 * \frac{\Delta_{CM}}{hi}$	VERIFICACIÓN
Story9	0.0058	0.0046		
Story8	0.0058	0.0048	1.20	NO PRESENTA IRREG.
Story7	0.0064	0.0053	1.19	NO PRESENTA IRREG.
Story6	0.0067	0.0057	1.18	NO PRESENTA IRREG.
Story5	0.0068	0.0058	1.17	NO PRESENTA IRREG.
Story4	0.0066	0.0057	1.16	NO PRESENTA IRREG..
Story3	0.0058	0.0051	1.15	NO PRESENTA IRREG.
Story2	0.0046	0.0040	1.14	NO PRESENTA IRREG.
Story1	0.0023	0.0020	1.14	NO PRESENTA IRREG.

Ia (eje XX) = 1.00

Cuadro N° 15: Irregularidad torsional eje X-X
Fuente: Elaboración propia Etabs

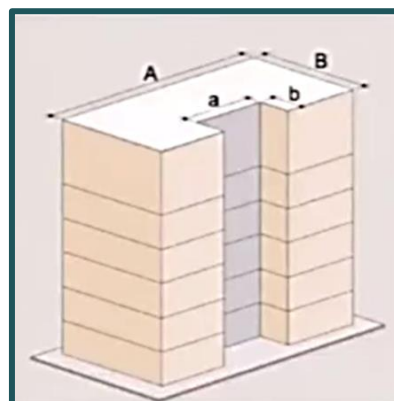
Story	Drift de un punto extremo y-y	Drift de CM y-y	$\frac{\Delta_{max}}{hi} \geq 1.5 * \frac{\Delta_{CM}}{hi}$	VERIFICACION
Story9	0.0052	0.0051		
Story8	0.0051	0.0044	1.14	NO PRESENTA IRREG.
Story7	0.0055	0.0050	1.10	NO PRESENTA IRREG.
Story6	0.0059	0.0054	1.09	NO PRESENTA IRREG.
Story5	0.0063	0.0057	1.11	NO PRESENTA IRREG.
Story4	0.0064	0.0057	1.12	NO PRESENTA IRREG.
Story3	0.0059	0.0052	1.14	NO PRESENTA IRREG.
Story2	0.0047	0.0041	1.15	NO PRESENTA IRREG.
Story1	0.0024	0.0021	1.13	NO PRESENTA IRREG.

Ia (eje YY) = 1.00

Cuadro N° 16: Irregularidad torsional eje Y-Y
Fuente: Elaboración propia Etabs

➤ **Esquina entrante:**

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores de 20% de la correspondiente dimensión total en planta.



$$a > 0.2 * A$$

$$b > 0.20 * B$$

NO PRESENTA ESQUINA ENTRANTE POR QUE LA ESTRUCTURA DE ANÁLISIS TIENE UNA BASE DE FORMA RECTANGULAR

$$I_a \text{ (eje XX)} = 1.00$$

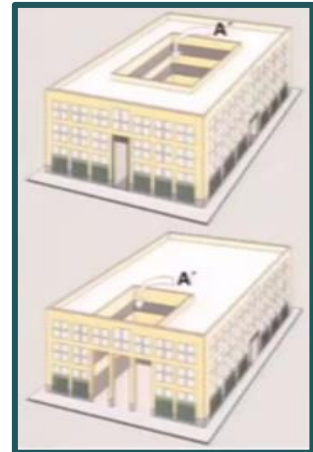
$$I_a \text{ (eje YY)} = 1.00$$

➤ **Discontinuidad del diafragma:**

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones portantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.

$$A' > 0.5 * A_{total}$$

NO PRESENTA DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA POR QUE LA EN ESTRUCTURA DE ANÁLISIS NO EXISTE ABERTURAS

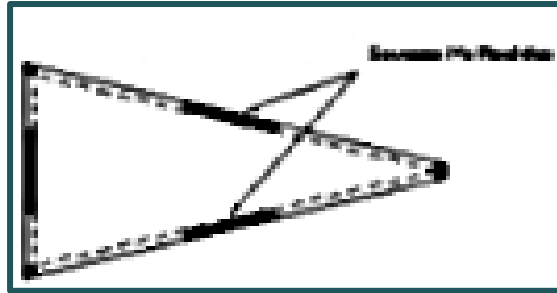


$$I_a \text{ (eje XX)} = 1.00$$

$$I_a \text{ (eje YY)} = 1.00$$

➤ **Sistemas no paralelos:**

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a la fuerza lateral no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.



NO PRESENTA DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA YA QUE LA EN ESTRUCTURA DE ANÁLISIS NO EXISTE ABERTURAS

Ia (eje XX) = 1.00

Ia (eje YY) = 1.00

D.- RESUMEN DE ANÁLISIS DE IRREGULARIDAD.

Resumen de irregularidad en el eje x-x				
1.- IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA Ia	1.1.- Irregularidad de rigidez -Piso blando:	1.00	1.00	Ia
	1.2- Irregularidad de resistencia - Piso Debil:	1.00		
	1.3.- Irregularidad Extrema de rigidez:	1.00		
	1.4- Irregularidad extrema de resistencia:	1.00		
	1.5- Irregularidad de masa o peso:	1.00		
	1.6- Irregularidad geometrica vertical:	1.00		
	1.7- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:	1.00		
	1.8.- Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes:	1.00		
2.- IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA Ip	2.1.- Irregularidad torsional:	1.00	1.00	Ip
	2.2.- Irregularidad extrema torsional:	1.00		
	2.3.- Esquina entrante:	1.00		
	2.4.- Discontinuidad del difragma:	1.00		
	2.5.- Sistemas no paralelos:	1.00		

Cuadro N° 17: Resumen irregularidades eje X-X
Fuente: Elaboración propia

Resumen de irregularidad en el eje Y-Y

1.- IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA Ia	1.1.- Irregularidad de rigidez -Piso blando:	1.00	1.00	Ia
	1.2- Irregularidad de resistencia - Piso Debil:	1.00		
	1.3.- Irregularidad Extrema de rigidez:	1.00		
	1.4- Irregularidad extrema de resistencia:	1.00		
	1.5- Irregularidad de masa o peso:	1.00		
	1.6- Irregularidad geometrica vertical:	1.00		
	1.7- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:	1.00		
	1.8.- Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes:	1.00		
2.- IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA Ip	2.1.- Irregularidad torsional:	1.00	1.00	Ip
	2.2.- Irregularidad extrema torsional:	1.00		
	2.3.- Esquina entrante:	1.00		
	2.4.- Discontinuidad del diafragma:	1.00		
	2.5.- Sistemas no paralelos:	1.00		

Cuadro N° 18: Resumen Irregularidades eje Y-Y

Fuente: Elaboración propia Etabs

	Ia	Ip
EJE X-X	1.00	1.00
EJE Y-Y	1.00	1.00
Usar en ambos ejes	1.00	1.00

✓ **PARÁMETROS DE ANÁLISIS SÍSMICO (E.030).**

A.- 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.

Case	Mode	Period	Masa X	MasaY	RZ
		sec			
MODOS DE VIBRACIÓN	1	0.65	41.2%	29.6%	18.4%
MODOS DE VIBRACIÓN	2	0.598	28.8%	42.2%	0.0%
MODOS DE VIBRACIÓN	3	0.487	1.1%	0.0%	50.0%
MODOS DE VIBRACIÓN	4	0.176	6.6%	8.7%	4.3%
MODOS DE VIBRACIÓN	5	0.158	10.0%	6.6%	0.1%
MODOS DE VIBRACIÓN	6	0.127	0.0%	0.5%	14.2%
MODOS DE VIBRACIÓN	7	0.084	2.6%	3.1%	1.6%
MODOS DE VIBRACIÓN	8	0.077	3.1%	2.5%	0.1%
MODOS DE VIBRACIÓN	9	0.063	0.0%	0.0%	0.8%
MODOS DE VIBRACIÓN	10	0.057	0.1%	0.8%	4.5%
MODOS DE VIBRACIÓN	11	0.054	2.0%	0.3%	0.1%
MODOS DE VIBRACIÓN	12	0.05	0.4%	1.7%	0.4%
MODOS DE VIBRACIÓN	13	0.044	0.1%	0.1%	0.3%
MODOS DE VIBRACIÓN	14	0.042	0.9%	0.1%	0.0%
MODOS DE VIBRACIÓN	15	0.042	0.0%	0.0%	1.8%
MODOS DE VIBRACIÓN	16	0.041	0.0%	0.0%	0.0%
MODOS DE VIBRACIÓN	17	0.041	0.0%	0.0%	0.0%
MODOS DE VIBRACIÓN	18	0.041	0.1%	0.1%	0.1%
MODOS DE VIBRACIÓN	19	0.04	0.0%	0.0%	0.0%
MODOS DE VIBRACIÓN	20	0.04	0.0%	0.0%	0.0%
MODOS DE VIBRACIÓN	21	0.04	0.1%	0.4%	0.0%
MODOS DE VIBRACIÓN	22	0.04	0.0%	0.0%	0.1%
MODOS DE VIBRACIÓN	23	0.04	0.0%	0.0%	0.0%
MODOS DE VIBRACIÓN	24	0.039	0.0%	0.0%	0.0%

Cuadro N° 19: Modos de vibración de la edificación estudiada
Fuente: Elaboración propia Etabs

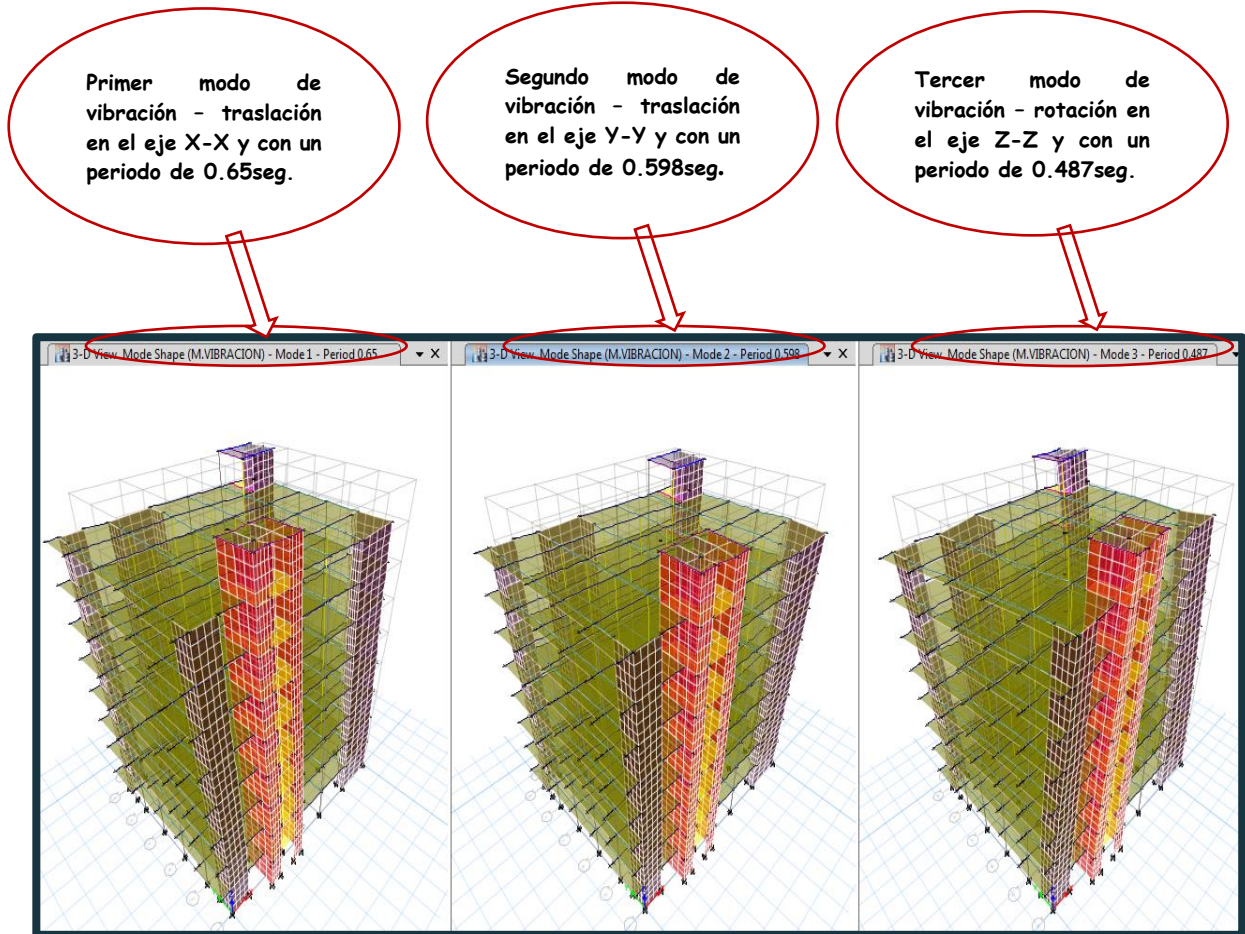


Gráfico N° 24: Resultados modos de vibración
Fuente: Elaboración propia Etabs

B.- 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.



FACTOR DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

De acuerdo a la ubicación del proyecto, éste pertenece a una determinada zona según el mapa de zonificaciones, el cual para asignar un valor se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con respecto a su epicentro, así como en información geotectónica.

De acuerdo con esto para nuestra edificación que se ubica en la ciudad de Huancayo, en el distrito de El Tambo, tenemos:

$$Z=0.35$$

C.- CONDICIONES GEOTÉCNICAS.

Esto tiene que ver con el tipo de suelo sobre el cual está ubicado nuestra edificación. La clasificación de los suelos se hace en base a sus propiedades mecánicas, espesor del estrato, su período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de ondas de corte. Los suelos se han clasificado en 5 tipos de los cuales nuestro edificio está ubicado.

Perfil tipo S_0 = Roca dura.

Perfil tipo S_1 = Roca o suelos muy duros.

Perfil tipo S_2 = Suelos intermedios

Perfil tipo S_3 = Suelos blandos .

Perfil tipo S_4 = Condiciones excepcionales.

Según el estudio de mecánica de suelos el perfil del suelo clasifica como un S2-SUELOS INTERMEDIOS

D.- PARÁMETRO DE SITIO (S, TP, TL)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL.

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0.8	1.00	1.05	1.10
Z3	0.8	1.00	1.15	1.20
Z2	0.8	1.00	1.20	1.40
Z1	0.8	1.00	1.60	2.00

Cuadro N° 20: Parámetro de sitio

Fuente: Norma técnica E.030 – diseño sismorresistente

PERFIL DE SUELO				
	Perfil del suelo.			
	S0	S1	S2	S4
Tp(S)	0.3	0.4	0.6	1.0
Tl(S)	3.0	2.5	2.0	1.6

Cuadro N° 21: Parámetros de sitio S, TP, TL

Fuente: Norma técnica E.030 – diseño sismorresistente

E.- FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

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

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

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

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

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

F.- CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE USO.

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE USO(U)		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A EDIFIC. ESENCIALES	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. ➤ Puertos, aeropuertos, 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. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificio que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1.5
B EDIFIC. IMPORTANTES.	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.</p> <p>También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1.3
C EDIFIC. 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 EDIFIC. TEMPORALES.	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Tabla N° 05: Categoría de la edificación y factor uso
Fuente: Norma técnica E.030 - diseño sismorresistente

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 BÁSICO DE REDUCCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA (R₀).

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R₀ que corresponda.

SISTEMA ESTRUCTURAL	
Sistema estructural	R ₀
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzo admisible).	7

Tabla N° 06: Coeficiente básico de reducción de la fuerza
Fuente: Norma técnica E.030 - diseño sismorresistente

Dual. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza

cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

	CORTANTE TOTAL EN LA BASE	CORTANTE QUE ABSORBE LOS MUROS ESTRUCTURALES	CORTANTES QUE ABSORBE LOS PÓRTICOS
eje XX	1019.10 tn	688.23 tn	330.87 tn
	100%	68.53%	32.47%
Eje yy	1081.12 tn	720.45 tn	360.67 tn
	100%	66.64%	33.36%

$$R = I_a * I_p * R$$

$$R = 1 * 1 * 7$$

$$R = 7$$

G.- 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 sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Cargas vivas mínimas repartidas (Según E.020).

HOSPITALES	kg/m ²
Sala de operación, laboratorio y zonas de servicio.	300 kg/m ²
Cuartos	200 kg/m ²
Corredores y escaleras	400 kg/m ²

Tabla N° 07: Cargas Vivas
Fuente: Norma técnica E.020 - cargas

Metrados de cargas en losa aligerada E=0.20m para el modelamiento en ETABS.

PISO TÍPICO		
WD	500	kg/m²
Peso propio	300	kg/m ²
Piso Terminado	100	kg/m ²
Tabiquería	100	kg/m ²
WL	300	kg/m²
S/C en salas	300	kg/m ²
S/C corredor y escalera	400	kg/m ²

AZOTEA		
WD	400	kg/m²
Peso propio	300	kg/m ²
Piso Terminado	100	kg/m ²
Tabiquería	0	kg/m ²
WL	100	kg/m²
Sobrecarga	100	kg/m ²

Cuadro N° 22: Metrados de cargas
Fuente: Elaboración propia

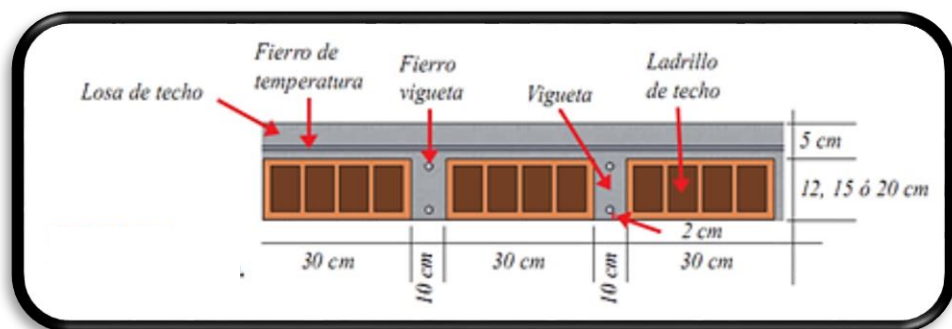
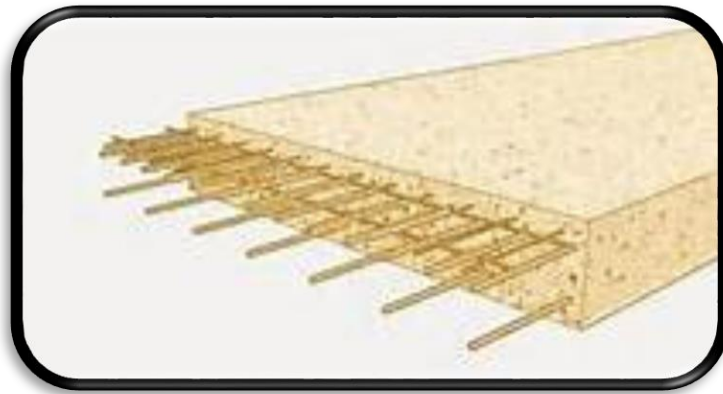


Gráfico N° 25: Detalles techo aligerado
Fuente: Manual aceros Arequipa

Metrados de cargas en losa maciza E=0.15m para el modelamiento en ETABS.

CUARTO DE MAQUINA		
WD	580	kg/m²
peso propio	480	kg/m ²
Piso Terminado	100	kg/m ²
WL	500	kg/m²
Sobrecarga	500	kg/m ²

AZOTEA		
WD	460	kg/m²
peso propio	360	kg/m ²
Piso Terminado	100	kg/m ²
WL	100	kg/m²
Sobrecarga	100	kg/m ²



Peso sismico = 100%CM + 50%CV

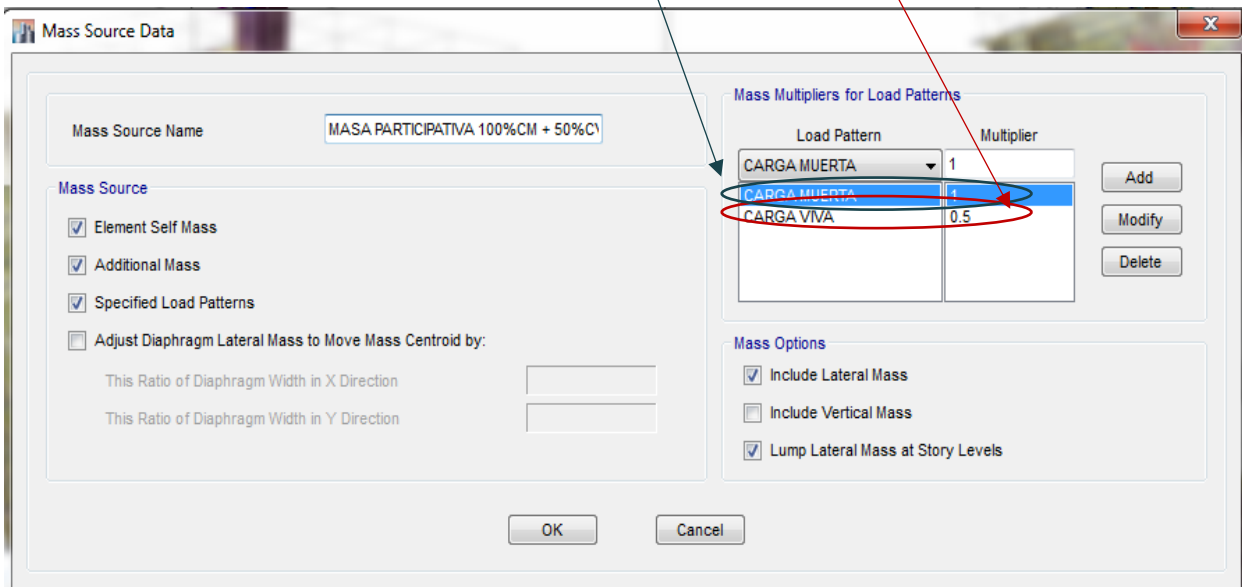


Gráfico N° 26: Masa Participativa ingresados el programa
Fuente: Elaboración propia Etabs

✓ **ANÁLISIS ESTÁTICO O DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES.**

Por medio de este método de análisis se representan las sollicitaciones sísmicas que actúan sobre cada nivel de la edificación, estas fuerzas las hallamos por medio de la siguiente relación basada en los datos obtenidos anteriormente:

$$V_{est.} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

TP	=	0.6	TL	=	2
$T < T_p \quad C = 2,5$ $T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$ $T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$					

El valor de C/R no debe de considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Cx/R=	0.330	OK
Cy/R=	0.357	OK

Cuadro de resumen de parámetros para análisis sísmico.

TX	=	0.650 seg
TY	=	0.598 seg
Z	=	0.350
U	=	1.500
S	=	1.150
RX	=	7.000
RY	=	7.000
PT	=	5512.74 tn
CX	=	2.308
CY	=	2.500

$$V_{est. x-x} = \frac{Z*U*C*S}{R} * P$$

$$V_{est. x-x} = \frac{0.35*1.50*2.308*1.15}{7} * 5512.745 \text{ tn}$$

$$V_{est. x-x} = 1097.25 \text{ tn}$$

$$V_{est. y-y} = \frac{Z*U*C*S}{R} * P$$

$$V_{est. y-y} = \frac{0.35*1.50*2.5*1.15}{7} * 5512.745 \text{ tn}$$

$$V_{est. y-y} = 1188.69 \text{ tn}$$

A.- DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA.

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

$$F_i = \alpha_i * V$$

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

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

Eje	T (periodo fund.)	K
X-X	0.65	1.075
Y-Y	0.598	1.049

Nivel.	h_i	P_i	$P_i * (h_i)^k$	α_i	F_{ixx}
	m	ton	tn - m	-	ton
Story9	32.15	26.03	1085.69	0.01	10.78
Story8	28.80	616.35	22838.87	0.21	226.74
Story7	25.20	695.77	22334.12	0.20	221.73
Story6	21.60	695.77	18923.48	0.17	187.87
Story5	18.00	695.77	15555.40	0.14	154.43
Story4	14.40	695.77	12237.79	0.11	121.49
Story3	10.80	695.77	8982.43	0.08	89.17
Story2	7.20	695.77	5808.92	0.05	57.67
Story1	3.60	695.77	2757.33	0.02	27.37
Base	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sum_{j=1}^n P_j * (h_j)^k$			110524.05		1097.25

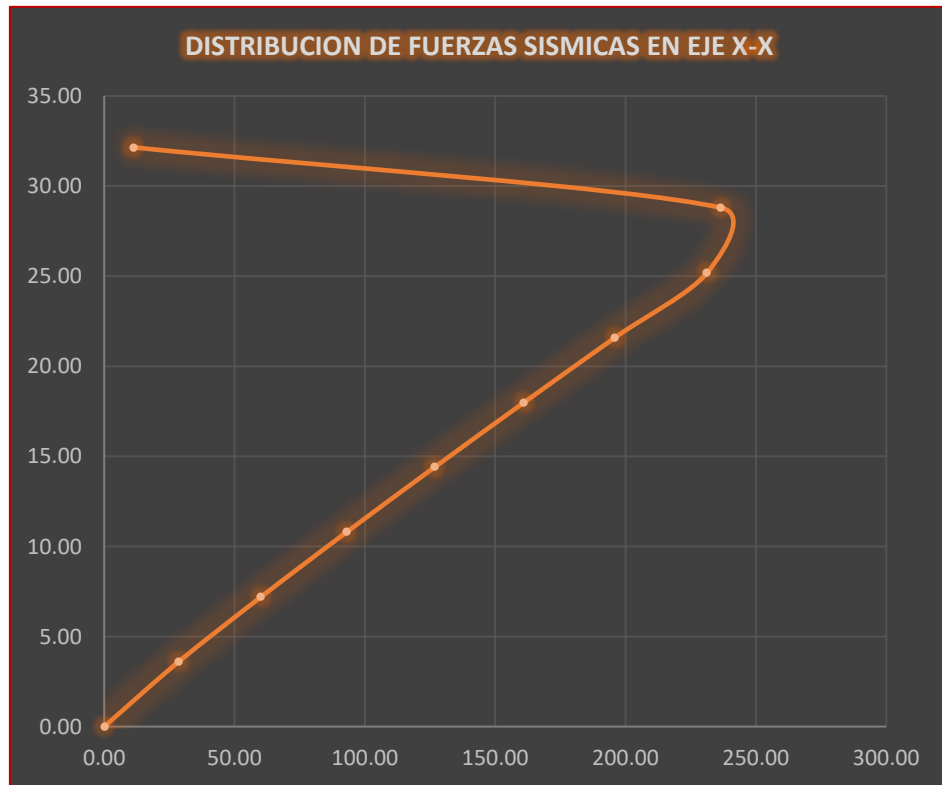


Gráfico N° 27: Distribución de fuerzas sísmicas eje X-X
Fuente: Elaboración propia

Nivel.	h_i	P_i	$P_i * (h_i)^k$	α_i	$F_{i,yy}$
	m	ton	tn - m	-	ton
Story9	32.15	26.03	992.02	0.01	11.52
Story8	28.80	616.35	20928.13	0.20	242.93
Story7	25.20	695.77	20536.79	0.20	238.39
Story6	21.60	695.77	17470.50	0.17	202.80
Story5	18.00	695.77	14429.26	0.14	167.49
Story4	14.40	695.77	11417.88	0.11	132.54
Story3	10.80	695.77	8443.55	0.08	98.01
Story2	7.20	695.77	5518.30	0.05	64.06
Story1	3.60	695.77	2667.01	0.03	30.96
Base	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sum_{j=1}^n P_j * (h_j)^k$			102403.44		1188.69

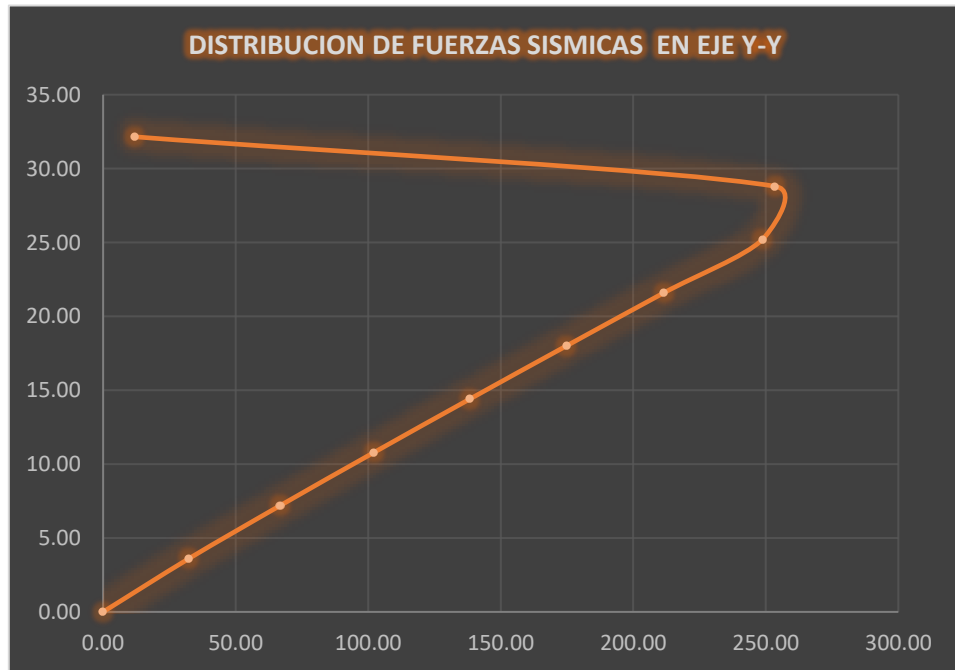


Gráfico N° 28: Distribución de fuerzas sísmicas eje Y-Y
Fuente: Elaboración propia

B.- COEFICIENTES SÍSMICOS PARA INSERTAR EN EL PROGRAMA ETABS.

KX=	1.075000
CX=ZUCS/R	0.199038
KY=	1.049000
CY=ZUCS/R	0.215625

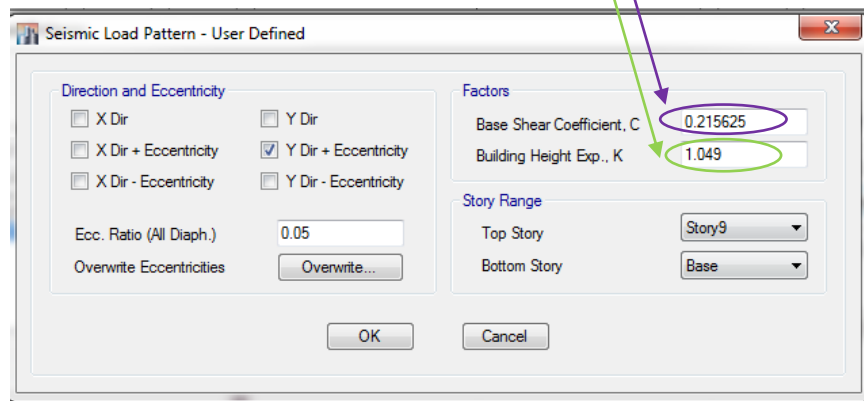
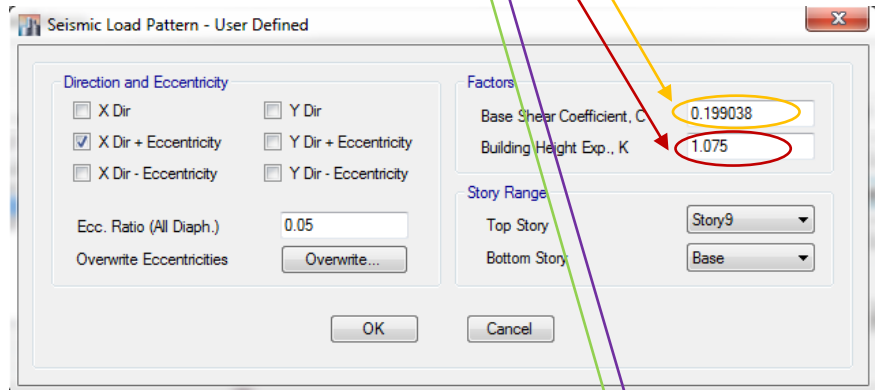


Gráfico N° 29: Ingreso de coeficiente sísmico al programa
Fuente: Elaboración propia Etabs

✓ **ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.**

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

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

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.

Cuadro de resumen de parámetros para análisis sísmico.

TX =	0.650 seg
TY =	0.598 seg
Z =	0.350
U =	1.500
S =	1.150
RX =	7.000
RY =	7.000
PT =	5512.74 tn
CX =	2.308
CY =	2.500

TP =	0.6	TL =	2
-------------	-----	-------------	---

T (s)	C	Sa
0	2.500	2.11528
0.1	2.500	2.11528
0.2	2.500	2.11528
0.3	2.500	2.11528
0.4	2.500	2.11528
0.5	2.500	2.11528
0.6	2.500	2.11528
0.7	2.143	1.81310
0.8	1.875	1.58646
0.9	1.667	1.41019
1	1.500	1.26917
1.1	1.364	1.15379
1.2	1.250	1.05764

$$\begin{aligned}
 T < T_P & \quad C = 2,5 \\
 T_P < T < T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\
 T > T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

1.3	1.154	0.97628
1.4	1.071	0.90655
1.5	1.000	0.84611
1.6	0.938	0.79323
1.7	0.882	0.74657
1.8	0.833	0.70509
1.9	0.789	0.66798
2	0.750	0.63458
2.1	0.680	0.57559
2.2	0.620	0.52445
2.3	0.567	0.47984
2.4	0.521	0.44068
2.5	0.480	0.40613
2.6	0.444	0.37549
2.7	0.412	0.34819
2.8	0.383	0.32377
2.9	0.357	0.30182
3	0.333	0.28204
3.1	0.312	0.26414
3.2	0.293	0.24788
3.3	0.275	0.23309
3.4	0.260	0.21958
3.5	0.245	0.20721
3.6	0.231	0.19586
3.7	0.219	0.18542
3.8	0.208	0.17579
3.9	0.197	0.16689
4	0.188	0.15865
4.1	0.178	0.15100
4.2	0.170	0.14390
4.3	0.162	0.13728
4.4	0.155	0.13111
4.5	0.148	0.12535
4.6	0.142	0.11996
4.7	0.136	0.11491
4.8	0.130	0.11017
4.9	0.125	0.10572
5	0.120	0.10153
5.1	0.115	0.09759

$$\begin{aligned}
 T < T_P & \quad C = 2,5 \\
 T_P < T < T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\
 T > T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

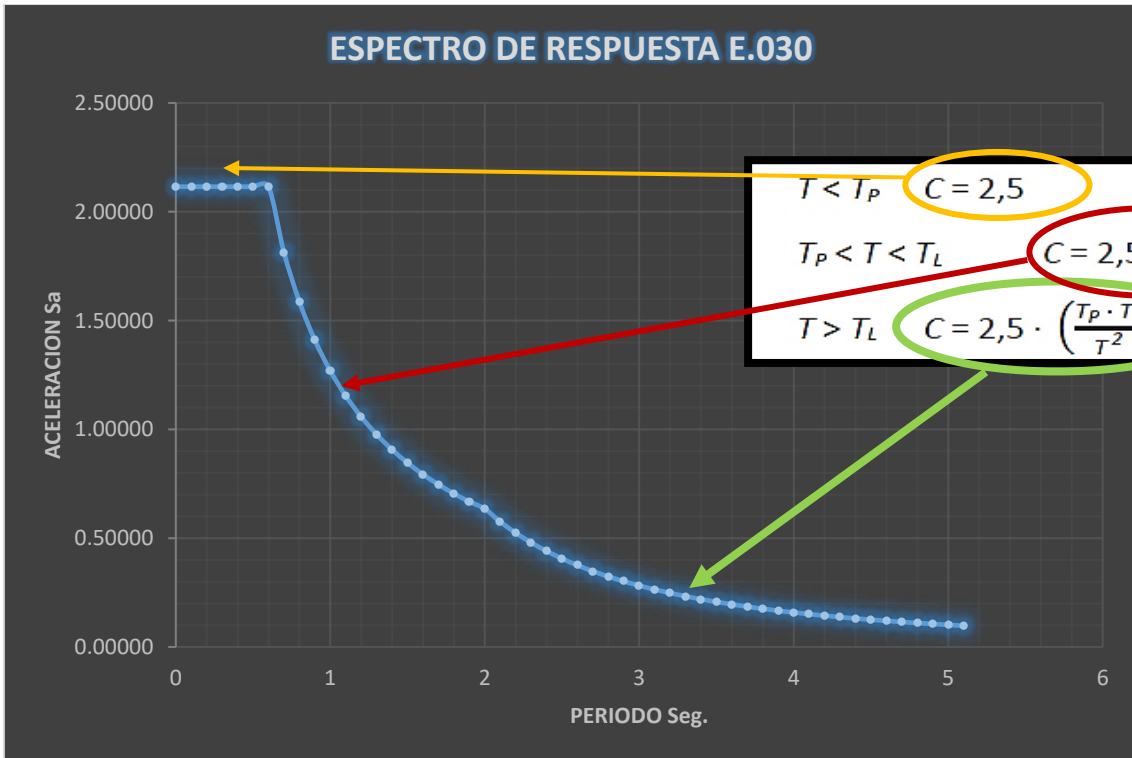


Gráfico N° 30: Espectro de respuesta de la edificación
Fuente: Elaboración propia Etabs

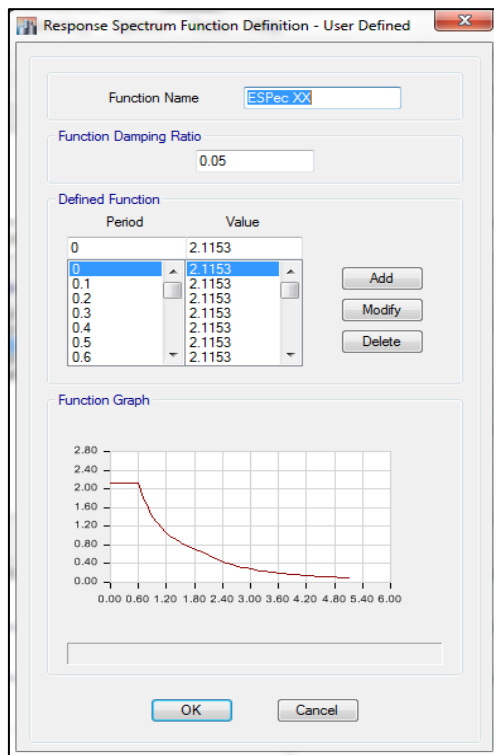


Gráfico N° 31: Ingreso de espectro de respuesta al programa
Fuente: Elaboración propia Etabs

A.- FUERZA CORTANTE DINÁMICA.

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY
			tonf	tonf	tonf
Story1	SIS. DIN. XX. Max	Bottom	0.00	1019.10	526.417
Story1	SIS. DIN. YY Max	Bottom	0.00	526.4168	1081.12

Cuadro N° 23: Fuerza cortante dinámica

Fuente: Elaboración propia Etabs

✓ FUERZA CORTANTE MÍNIMA.

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.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

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 (f_e).

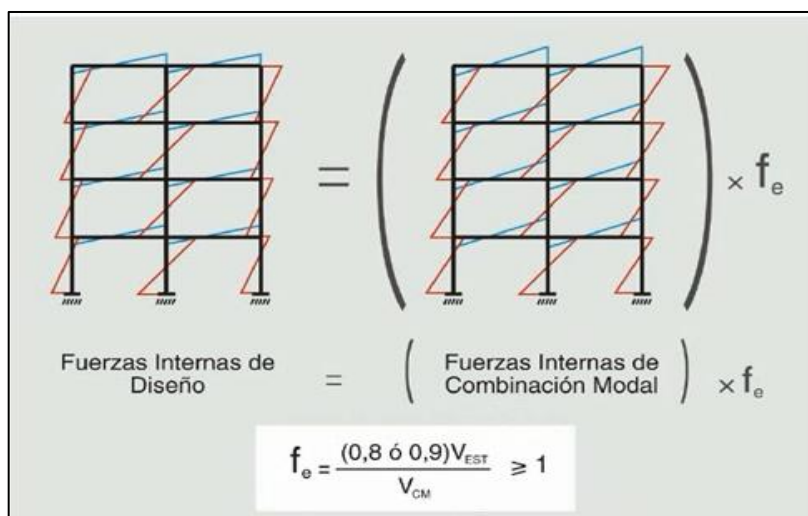


Gráfico N° 32: Diagrama fuerza cortante
Fuente: Concreto armado - Gianfranco Ottazzi.

A.- DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X-X.

$$V_{est. x-x} = \frac{Z*U*C*S}{R} * P$$

$$V_{est. x-x} = \frac{0.35*1.50*2.308*1.15}{7} * 5512.745 \text{ tn}$$

$$V_{est. x-x} = 1097.25 \text{ tn}$$

CORTANTE ESTÁTICA	CORTANTE DINÁMICA	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA X-X
1097.25 tn	1019.10 tn	0.861

No será necesario escalar al sismo dinámico porque es mayor que el 80% del sismo estático

B.- DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y-Y.

$$V_{est. y-y} = \frac{Z*U*C*S}{R} * P$$

$$V_{est. y-y} = \frac{0.35*1.50*2.5*1.15}{7} * 5512.745 \text{ tn}$$

$$V_{est. y-y} = 1188.69 \text{ tn}$$

CORTANTE ESTÁTICA	CORTANTE DINÁMICA	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA Y-Y
1188.69 tn	1081.12	0.880

No será necesario escalar al sismo dinámico porque es mayor que el 80% del sismo estático

✓ 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 sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material predominante	$\Delta i/h_e$
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.01
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Tabla N° 08: Límites de distorsión de entrepiso
Fuente: Norma técnica E.030 - diseño sismorresistente

A.- DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X-X.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Lim. De distorsion	
Story9	DRIF XX Max	X	0.0058	0.0070	OK
Story8	DRIF XX Max	X	0.0058	0.0070	OK
Story7	DRIF XX Max	X	0.0064	0.0070	OK
Story6	DRIF XX Max	X	0.0067	0.0070	OK
Story5	DRIF XX Max	X	0.0068	0.0070	OK
Story4	DRIF XX Max	X	0.0066	0.0070	OK
Story3	DRIF XX Max	X	0.0058	0.0070	OK
Story2	DRIF XX Max	X	0.0046	0.0070	OK
Story1	DRIF XX Max	X	0.0023	0.0070	OK

Cuadro N° 24: Control de derivas eje X-X
Fuente: Elaboración propia Etabs

B.- DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y-Y.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Lim. De distorsion	
Story9	DRIF YY Max	Y	0.0052	0.0070	OK
Story8	DRIF YY Max	Y	0.0051	0.0070	OK
Story7	DRIF YY Max	Y	0.0055	0.0070	OK
Story6	DRIF YY Max	Y	0.0059	0.0070	OK
Story5	DRIF YY Max	Y	0.0063	0.0070	OK
Story4	DRIF YY Max	Y	0.0064	0.0070	OK
Story3	DRIF YY Max	Y	0.0059	0.0070	OK
Story2	DRIF YY Max	Y	0.0047	0.0070	OK
Story1	DRIF YY Max	Y	0.0024	0.0070	OK

Cuadro N° 25: Control de derivas eje Y-Y
Fuente: Elaboración propia Etabs

La norma peruana establece un límite en la deriva de 7‰. En el caso de nuestro edificio las máximas derivas fueron de 6.8‰ y 6.4‰ en la dirección XX e YY respectivamente, por lo tanto, se cumple con la exigencia de las distorsiones de entrepiso permisibles.

4.4.4. DISEÑO DE LOSA ALIGERADO.

El diseño de losas aligeradas se entiende como el diseño de las viguetas que la conforman, éstas tienen forma semejante a una viga de sección T y pueden ser tratadas en su diseño como vigas T o como vigas de sección rectangular, ya que la variación de resistencia entre una y otra es muy pequeña, debido a que la zona de las alas de la viga T sólo tiene 5 cm de peralte.

Para nuestro caso sólo se considerarán únicamente cargas de gravedad, por lo tanto, solamente se usará la combinación de carga que corresponde para cargas muertas y vivas.

$$C_d = 1.4C_M + 1.7C_V$$

✓ DISEÑO POR FLEXIÓN.

Para esto procedemos a hallar el valor de **Ku** mediante la siguiente relación.

$$K_u = \frac{M_u}{b_w * d^2}$$

Con éste valor hallamos la cuantía (**ρ**) relacionada en la tabla de **Ku** en función a la resistencia del concreto y acero utilizados. Luego la cantidad de acero necesaria será:

$$A_s = \rho * b * d$$

Para el diseño de la vigueta tendremos los siguientes parámetros.

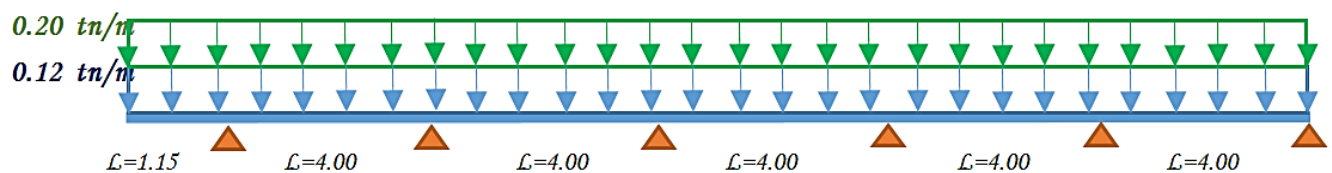
Parámetros de diseño:		
Altura de losa aligerada:	0.20	m
Sobre carga	0.30	tn/m ²
Ancho tributaria	0.40	m
Peso de tabiquería	0.10	tn/m ²
Peso de piso terminada	0.10	tn/m ²
Peso de losa aligerada	0.30	tn/m ²

Para dicha vigueta, se realiza el metrado de carga por los casos de carga muerta y viva por metro lineal:

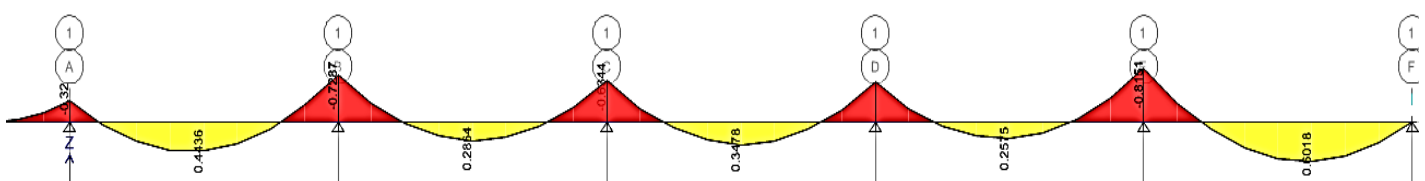
Metrado de carga muerta		
Peso de la losa =	0.12	tn/m
Peso de tabiquería =	0.04	tn/m
Peso de piso terminado =	0.04	tn/m
Carga muerta total =	0.20	tn/m

Metrado de carga viva		
Sobre carga =	0.12	tn/m
Carga viva total =	0.12	tn/m

Gráficamente tendremos.



Luego, al analizar la vigueta de acuerdo al diagrama arriba mostrado mediante el software ETABS 2015 nos da como resultado el siguiente diagrama de momentos flectores.

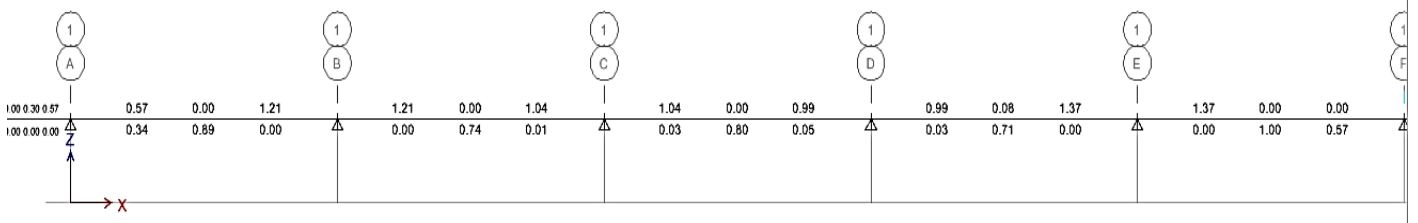


Para el cual tenemos los principales momentos para diseño.

$$\mu_{\text{max positivo}} = 0.6081 \text{ tn-m}$$

$$\mu_{\text{max negativo}} = -0.8151 \text{ tn-m}$$

Determinamos el acero requerido para los momentos de diseño.



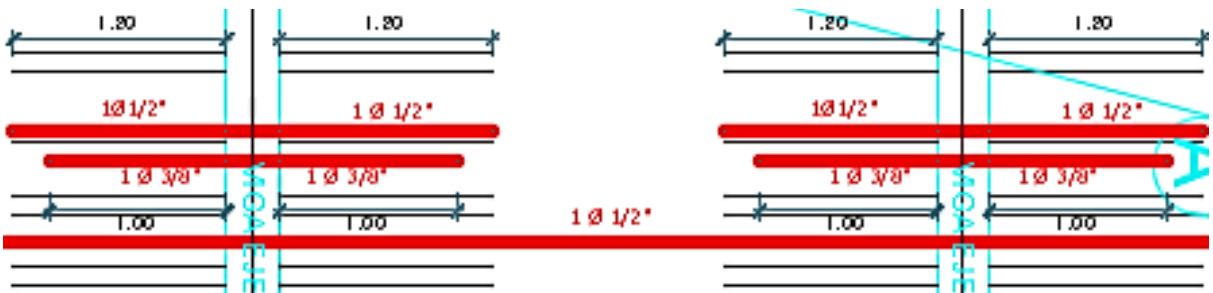
Cuantía mínima.

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f'y} * b * d = \frac{0.7 * \sqrt{280}}{4200} * 10 * 18 = 0.50 \text{ cm}^2$$

Cuantía instalada.

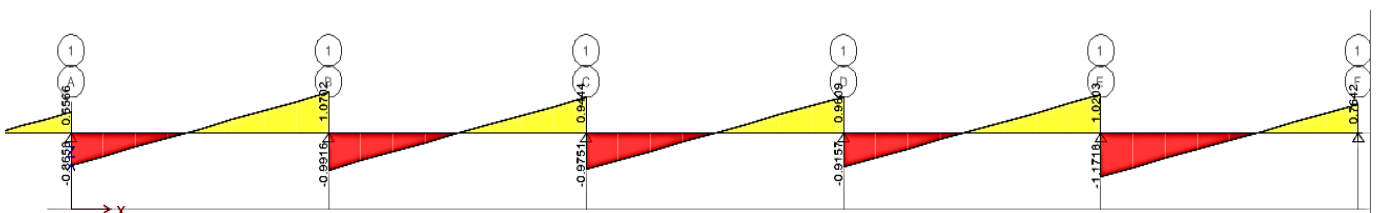
$$A_s^- = 1\emptyset 1/2 + 1\emptyset 3/8 = 1.98 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$A_s^+ = 1\emptyset 1/2'' = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$



✓ **DISEÑO POR CORTE.**

De acuerdo al análisis, tenemos el siguiente gráfico de fuerzas cortantes actuantes sobre la viga:



Las fuerzas cortantes máximas a “d” de la cara del tramo de la vigueta son:

$$V_u = 1.02 \text{ ton (positivo)}$$

$$V_u = -1.15 \text{ ton (negativo)}$$

La resistencia del concreto por corte de la vigueta es:

$$V_c = \phi * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{280} * 10 * 18$$

$$V_c = 2816.20 \text{ kg} = 2.82 \text{ tn}$$

Por lo tanto, no requiere ensanche por corte.

✓ REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA.

Para la losa de 5 cm., tenemos:

$$A_s = 0.0020 * 100 * 5$$

$$A_s = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{por metro de ancho} = \phi 1/4" @ 0.25\text{m}$$

4.4.5. DISEÑO DE VIGAS.

Para el diseño de las vigas se debe hacer un diseño por flexión y por corte, pero adicionalmente éstas se deberán diseñar teniendo en cuenta las fuerzas de sismo que actúan sobre la estructura, razón por la cual se consideran las cinco combinaciones de carga para determinar los esfuerzos de diseño.

$$COM 01 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$COM 02 = 1.25(CM + CV) \pm SIS XX$$

$$COM 03 = 1.25(CM + CV) \pm SIS YY$$

$$COM 04 = 0.9CM \pm SIS XX$$

COM 05= 0.9CM +- SIS YY

ENVOL.= COM 01 + COM 02 + COM 03 + COM 04 + COM 05

Una vez aplicadas las cinco combinaciones de diseño se procede a generar la curva que represente a todas éstas combinaciones, llamada también envolvente, con la cual se procederá al diseño tanto por flexión como por corte.

✓ DISEÑO POR FLEXIÓN.

A continuación, se presenta los diagramas de momento flector en pórticos por caso de carga de ENVOL.

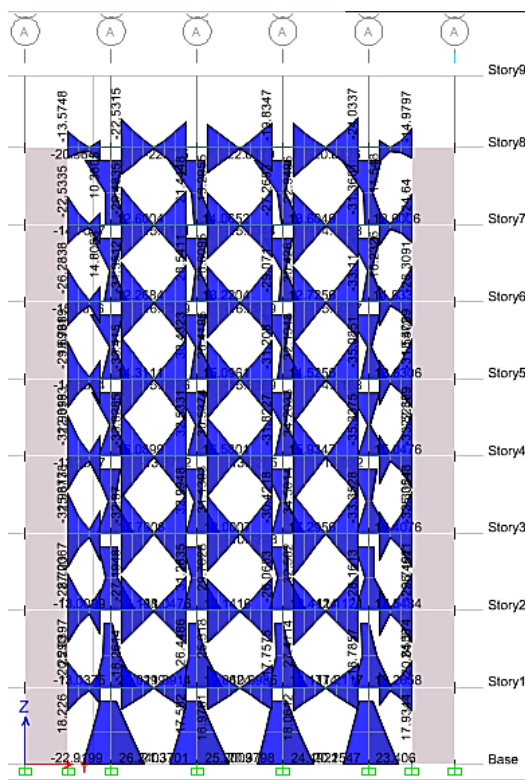


Diagrama de momento flector eje A-A

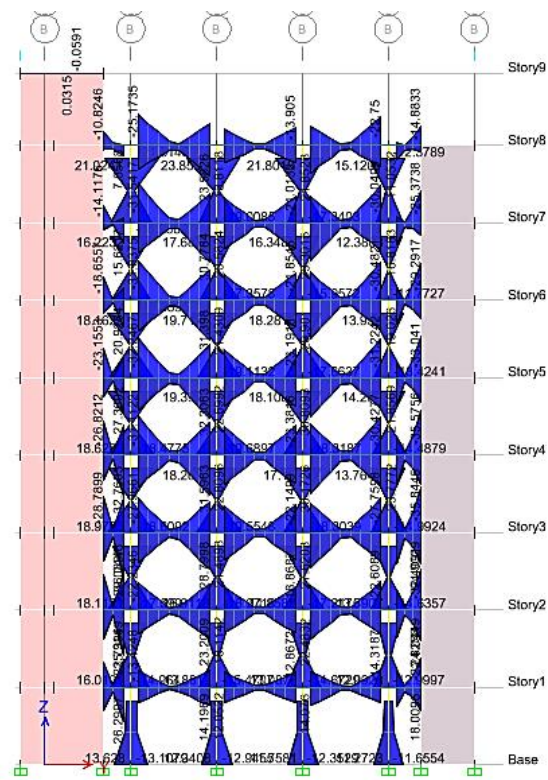


Diagrama de momento flector eje B-B

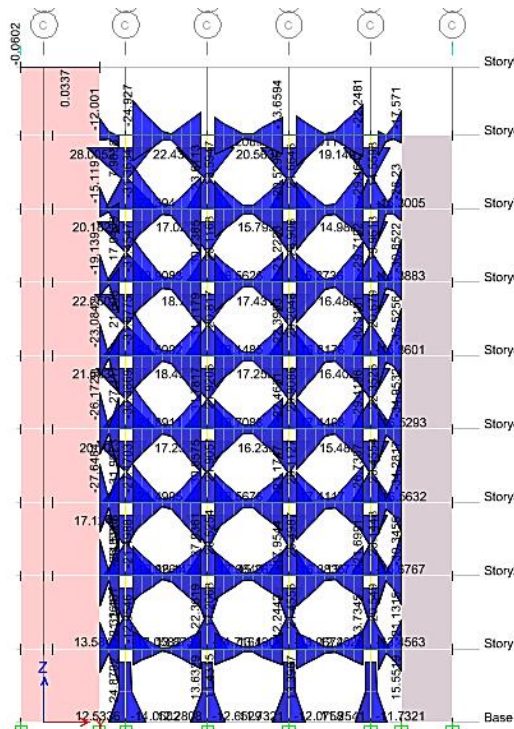


Diagrama de momento flector eje C-C

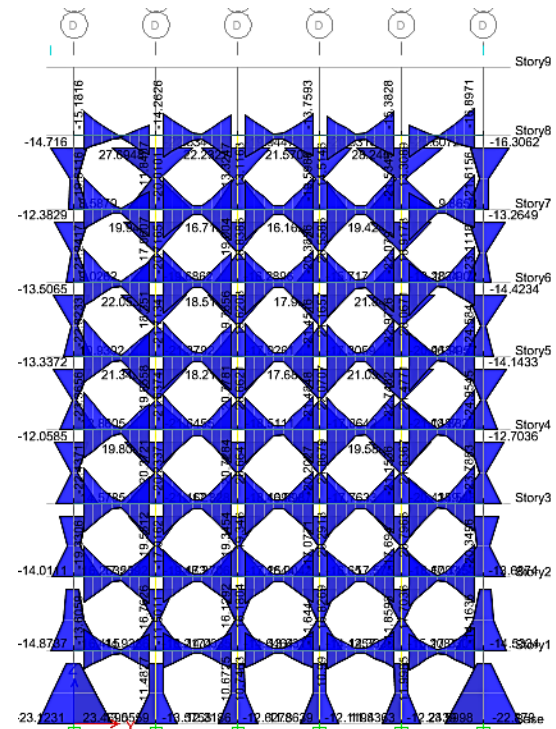


Diagrama de momento flector eje D-D

Gráfico N° 33: Diagrama momento flector eje A, B, C y D
Fuente: Elaboración propia Etabs

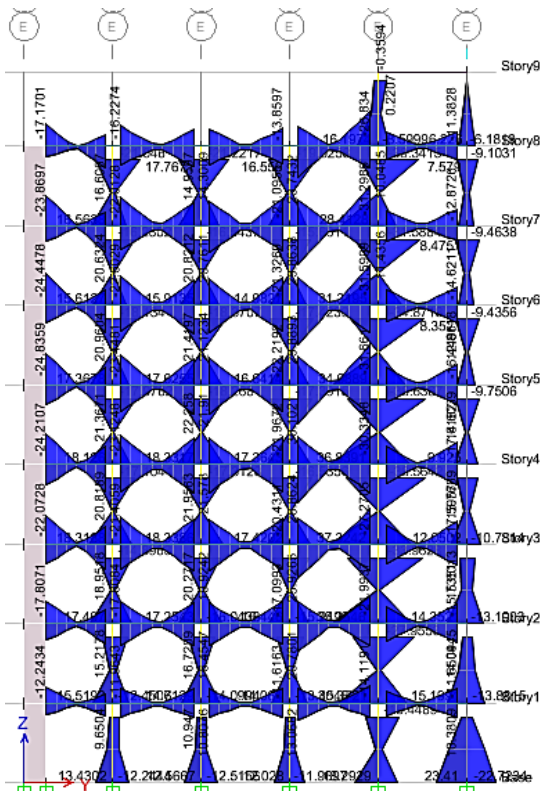


Diagrama de momento flector eje E-E

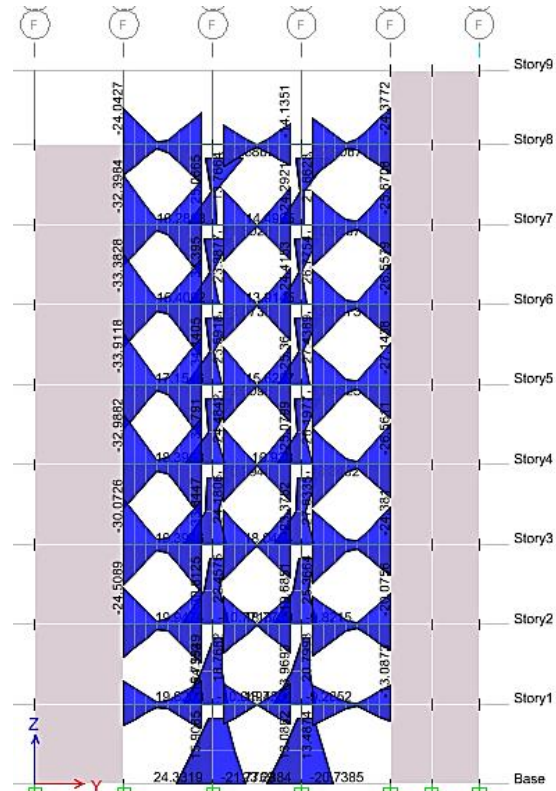


Diagrama de momento flector eje F-F

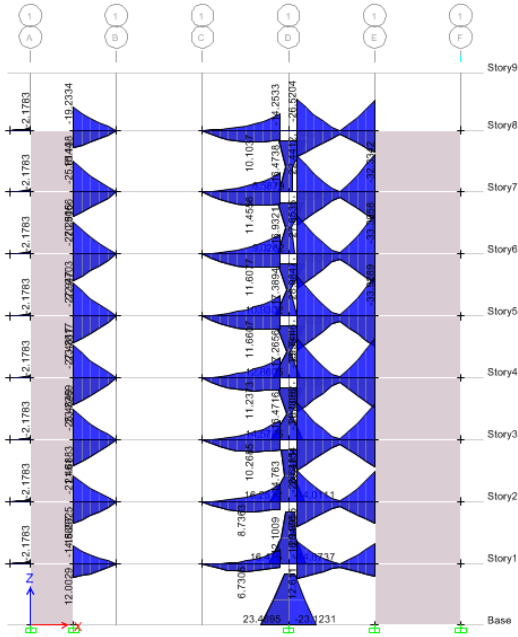


Diagrama de momento flector eje 1-1.

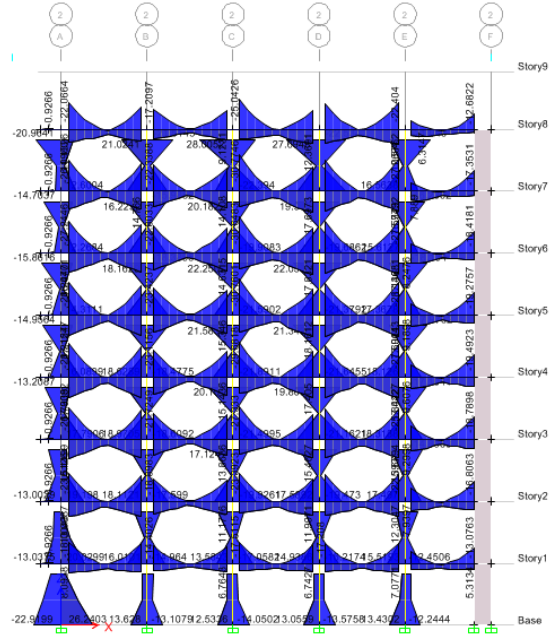


Diagrama de momento flector eje 2-2.

Gráfico N° 34: Diagrama momento flector eje E, F, 1 y 2
Fuente: Elaboración propia Etabs

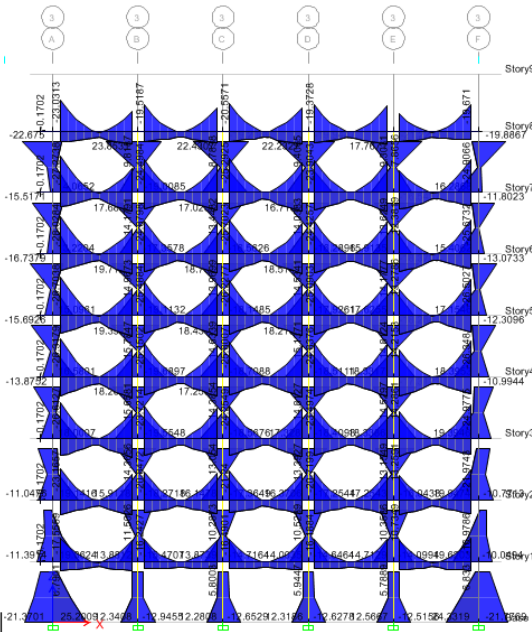


Diagrama de momento flector eje 3-3.

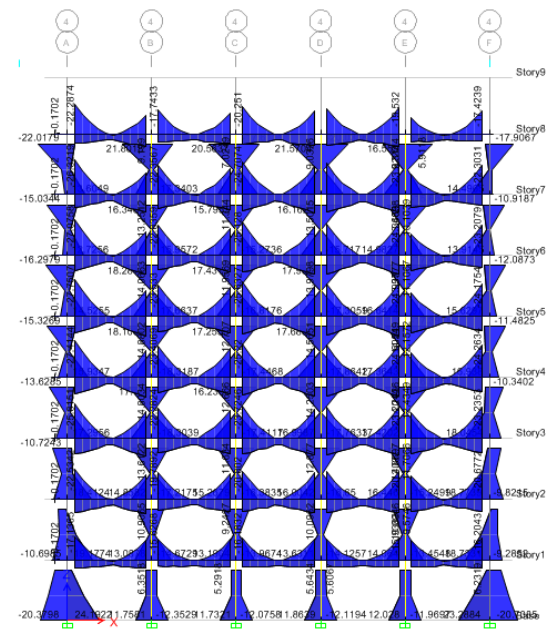


Diagrama de momento flector eje 4-4.

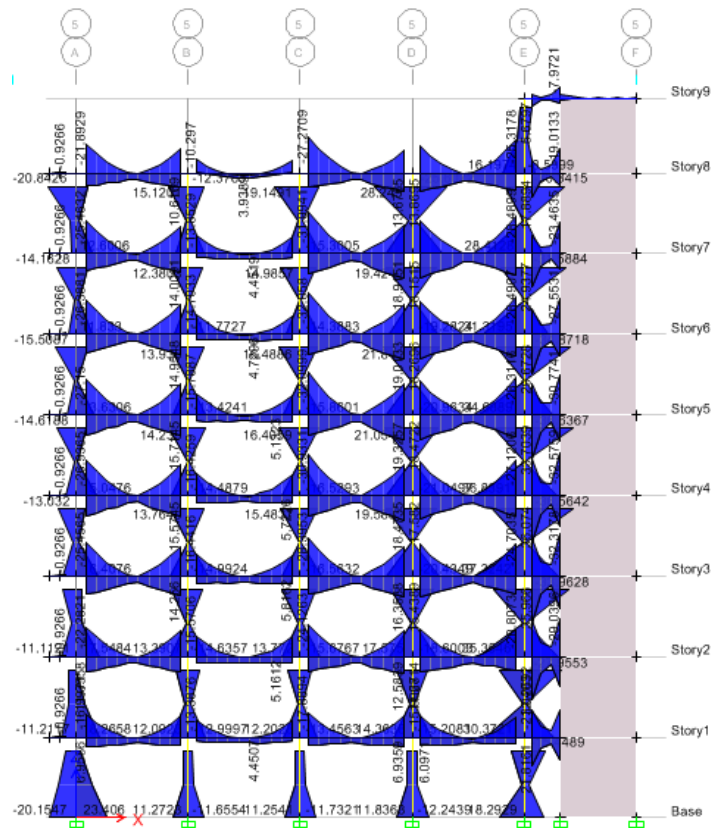


Diagrama de momento flector eje 5-5

Gráfico N° 35: Diagrama momento flector eje 3, 4 y 5
Fuente: Elaboración propia Etabs

A continuación, se muestra los parámetros a tener en consideración para el diseño por flexión de las vigas (VIGA EJE 1-1).

- Las vigas tendrán un refuerzo continuo constituido, como mínimo, por dos barras en la cara superior y dos en la cara inferior.
- La relación ancho peralte de las vigas no deberá ser menor que 0.3.
- No deberán hacerse empalmes a una distancia “d” o menor de la cara de los nudos.
- Se limita la cantidad de bastones de manera que la tercera parte del acero total colocado en una determinada sección, sea menor o igual que el acero corrido, tanto para la zona positiva como para la negativa.

- El corte de los bastones se realiza en función al corte teórico; es decir, se calcula la resistencia suministrada por el acero corrido, se ubica este valor en las envolventes de momento flector y se da lectura a su respectiva posición.
- La longitud de anclaje se determina del mayor de los valores entre:
 - ✓ Peralte efectivo (d).
 - ✓ 12 veces \emptyset mayor entre las varillas longitudinales.
 - ✓ Longitud ld.

Parámetros de diseño:		
Altura de viga	0.60	m
Peralte efectivo	0.54	m
Ancho de Viga	0.30	m
Luz	4.6	m
Tramos	2.00	
F' c	280	Kg/cm ²
F' y	4200	Kg/cm ²

Para esto procedemos a hallar el valor de K_u mediante la siguiente relación.

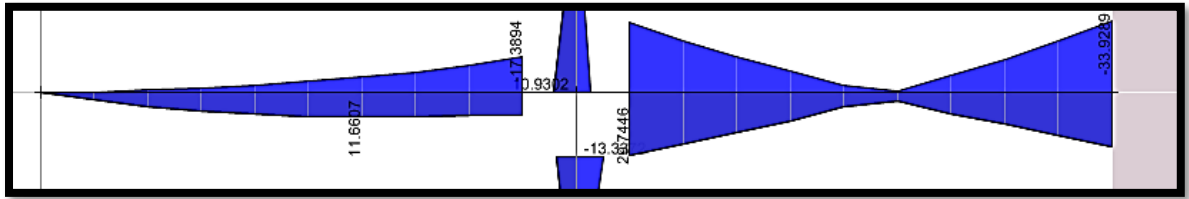
$$K_u = \frac{M_u}{b_w * d^2}$$

Con éste valor hallamos la cuantía (ρ) relacionada en la tabla de K_u en función a la resistencia del concreto y acero utilizados. Luego la cantidad de acero necesaria será:

$$A_s = \rho * b * d$$

Una vez aplicadas las cinco combinaciones de diseño se procede a generar la curva que represente a todas éstas

combinaciones, llamada también envolvente, con la cual se procederá al diseño por flexión.



Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de cantidad de acero a usar para la viga a diseñar por flexión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f'y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{280}}{4200} * 30 * 54 = 4.51 \text{ cm}^2$$

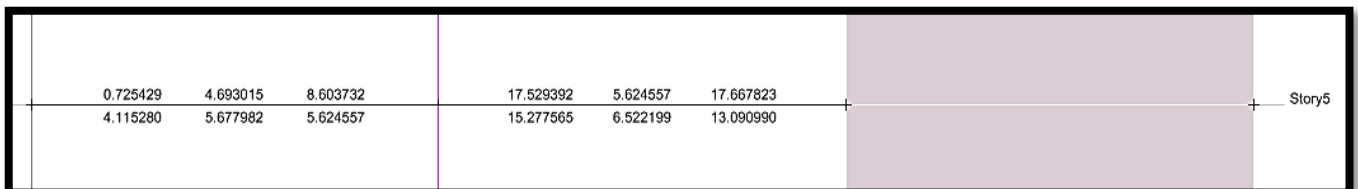
$$A_{s_{max}} = 0.75 * \rho_{balanceado} * b * d$$

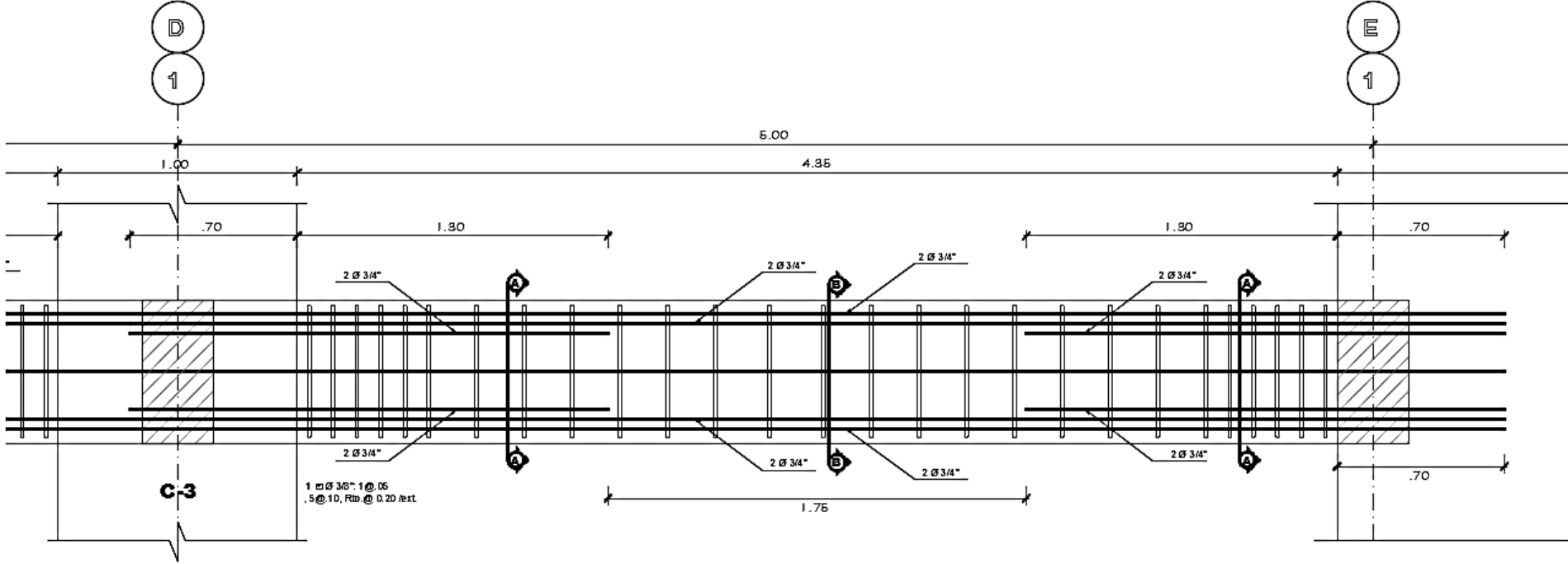
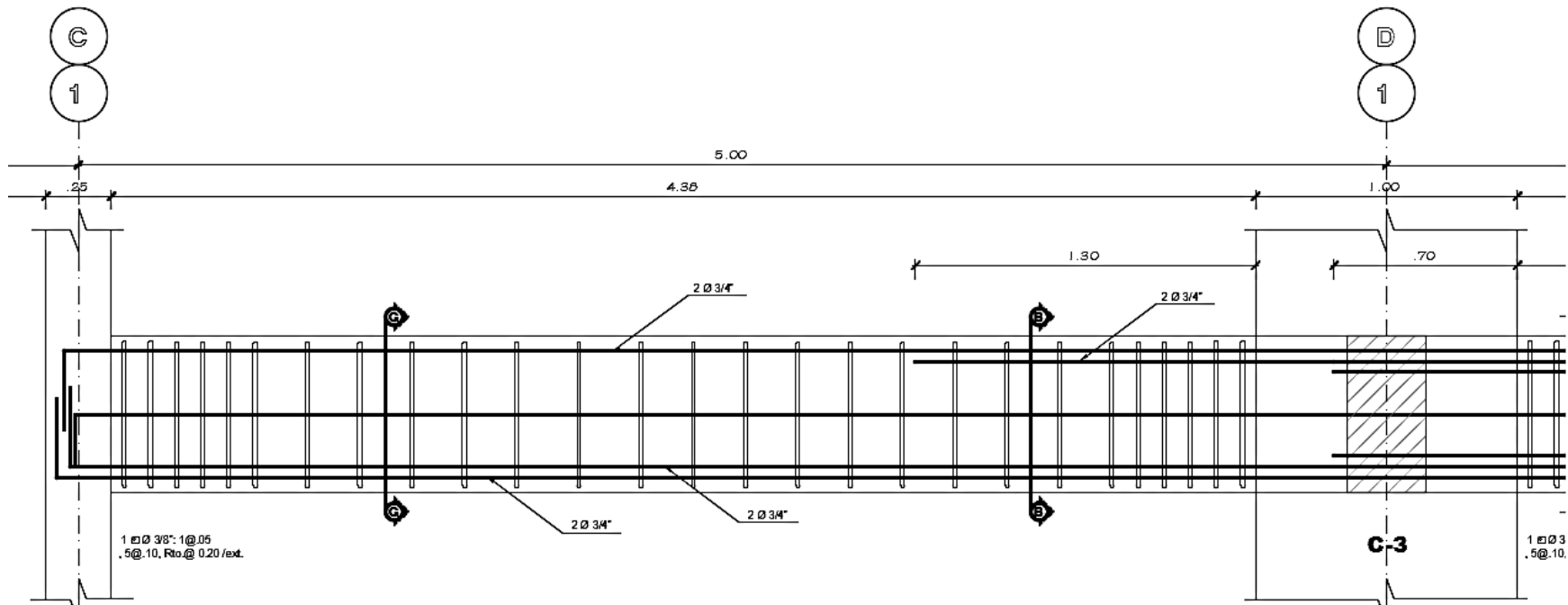
$$A_{s_{max}} = 0.75 * \left[\frac{0.85 * B_1 * f'c}{f'y} * \left(\frac{6000}{f'y + 6000} \right) \right] * 30 * 54$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 * \left[\frac{0.85 * 0.85 * 280}{4200} * \left(\frac{6000}{4200 + 6000} \right) \right] * 30 * 54$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 * 0.02833 * 30 * 54 = 34.43 \text{ cm}^2$$

Determinamos el acero requerido para los momentos de diseño.





DETALLE DE ACERO EN VIGA EJE 1-1
ESCALA 1/20

✓ **DISEÑO POR CORTE.**

De acuerdo al análisis, tenemos el siguiente diagrama de fuerza cortante actuantes sobre la estructura:

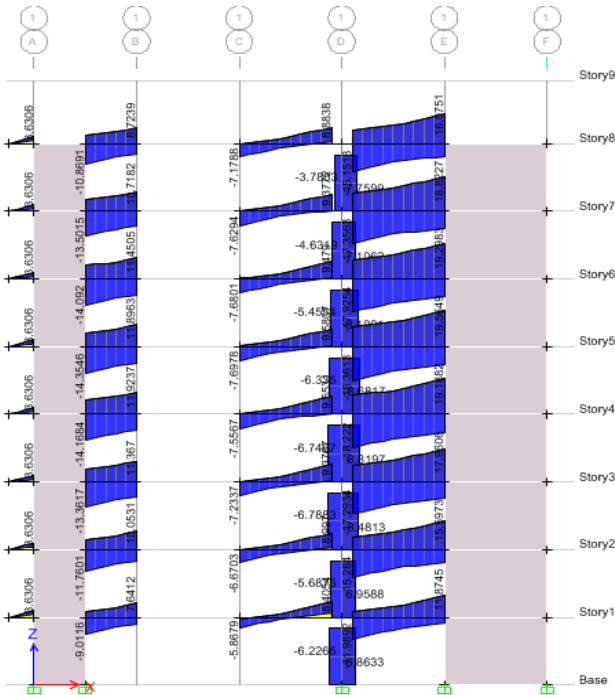


Diagrama de fuerza cortante eje 1-1

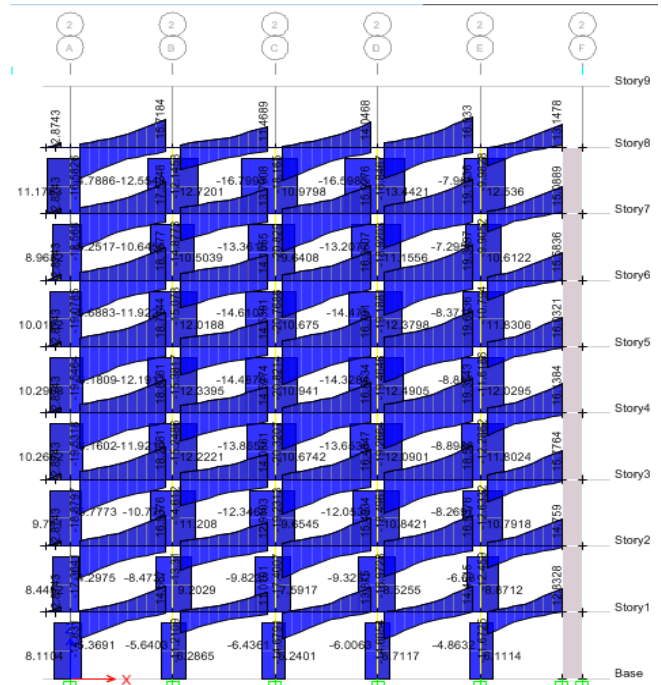


Diagrama de fuerza cortante eje 2-2

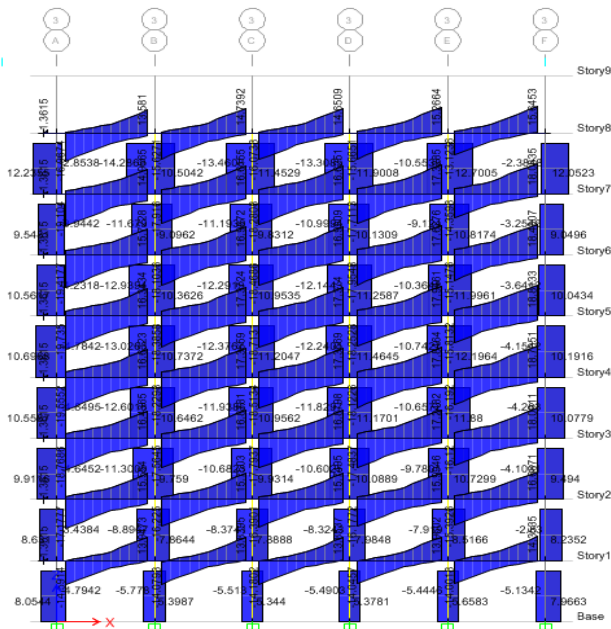


Diagrama de fuerza cortante eje 3-3

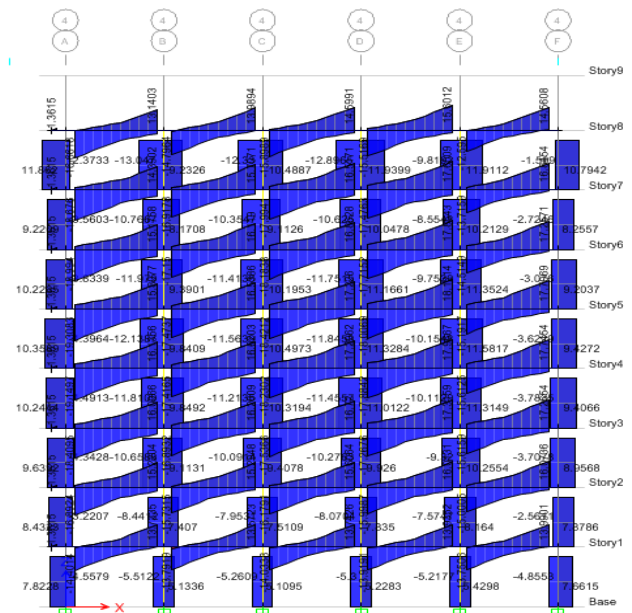


Diagrama de fuerza cortante eje 4-4

Gráfico N° 36: Diagrama fuerza cortante eje 1, 2, 3 y 4

Fuente: Elaboración propia Etabs



Diagrama de fuerza cortante eje 5-5

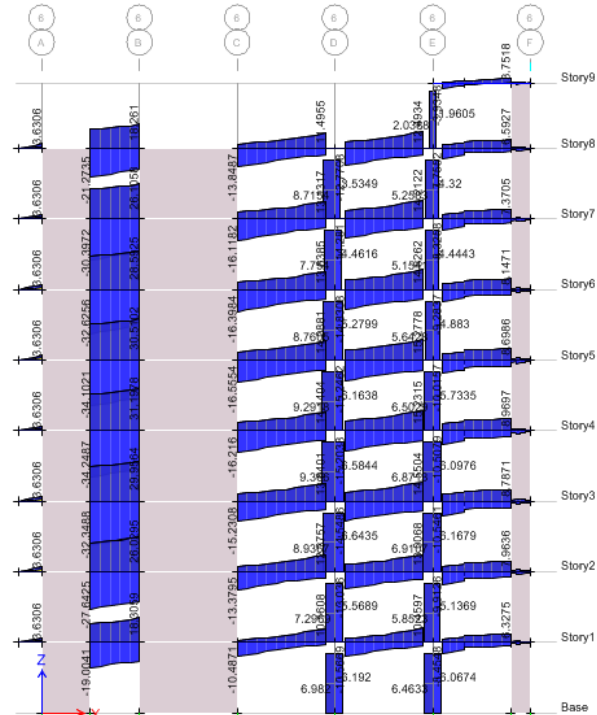


Diagrama de fuerza cortante eje 6-6

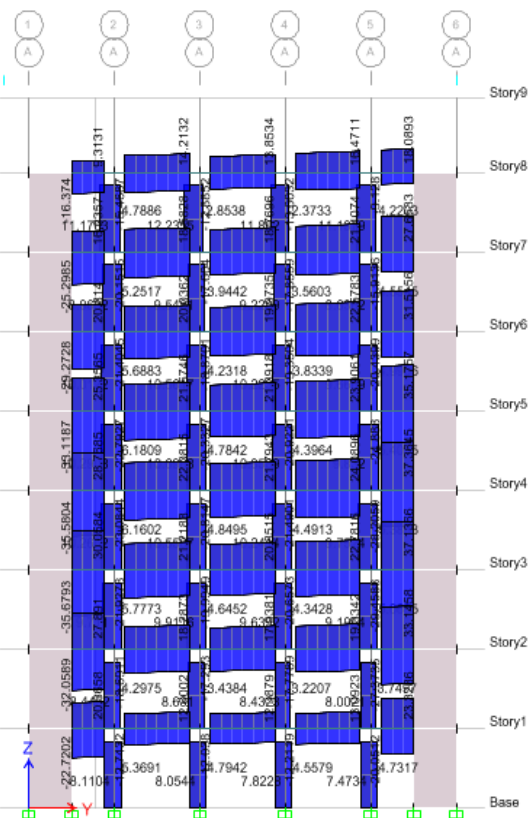


Diagrama de fuerza cortante eje A-A

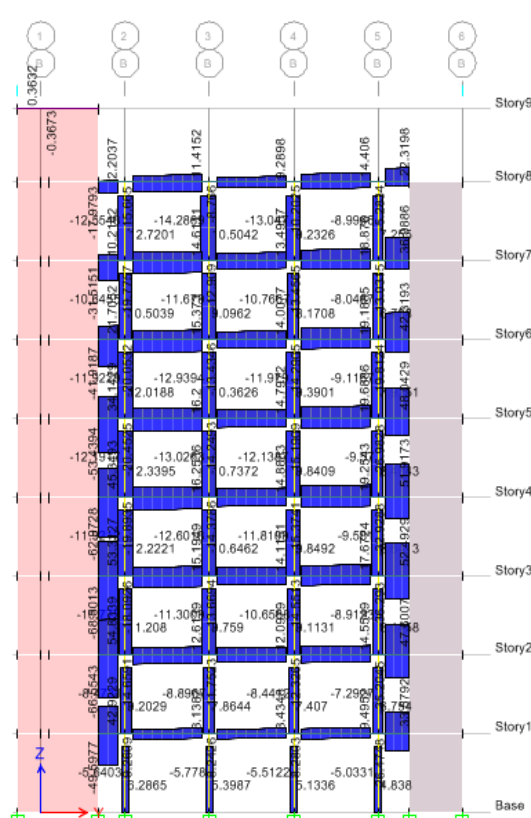


Diagrama de fuerza cortante eje B-B

Gráfico N° 37: Diagrama fuerza cortante eje 5, 6, A y B
Fuente: Elaboración propia Etabs

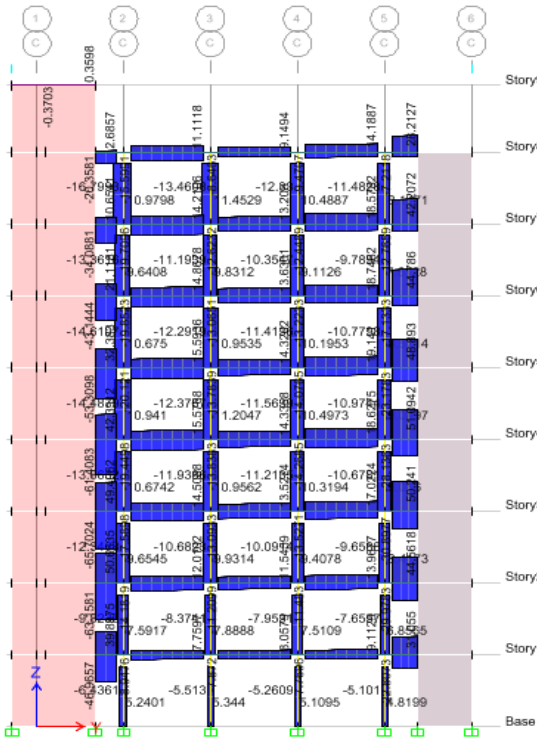


Diagrama de momento flector eje C-C

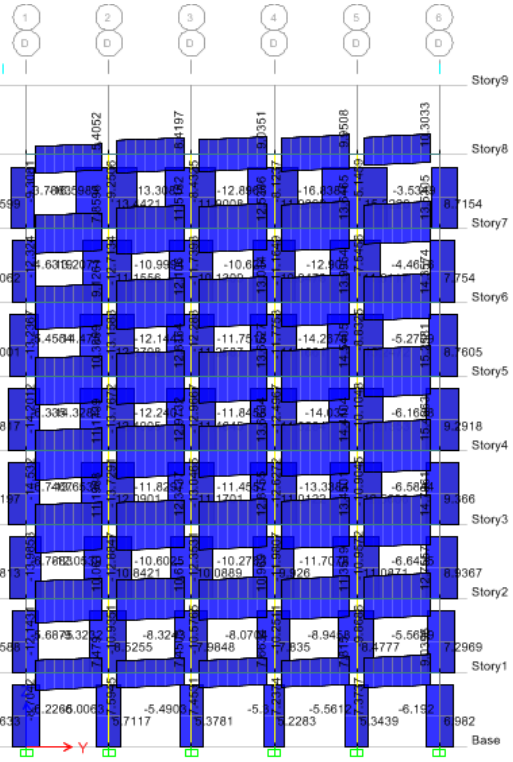


Diagrama de momento flector eje D-D

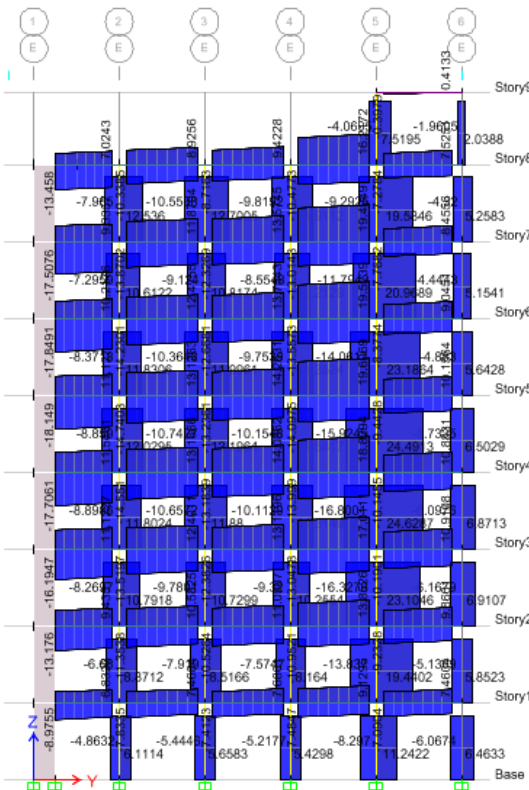


Diagrama de fuerza cortante eje E-E

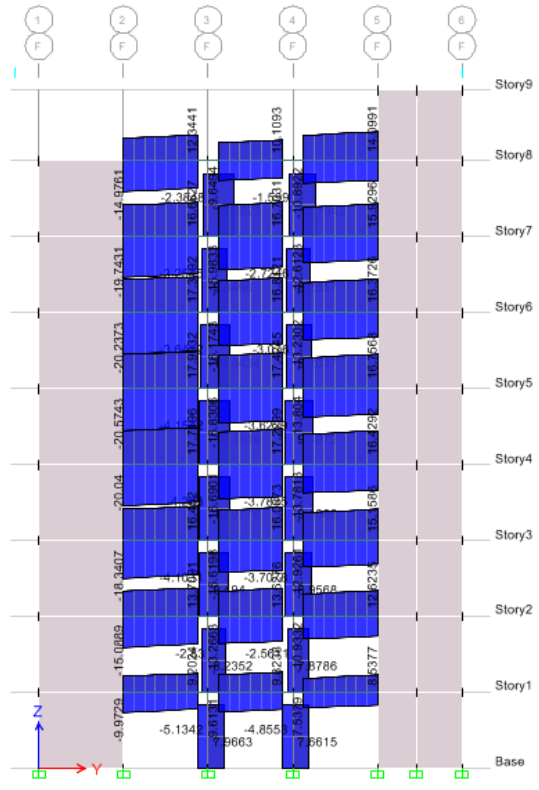


Diagrama de fuerza cortante eje F-F

Gráfico N° 38: Diagrama fuerza cortante eje C, D, E y F
Fuente: Elaboración propia Etabs

De igual manera al diseño por flexión, para el diseño por corte se empieza por obtener los resultados del análisis estructural de las fuerzas cortantes últimas obtenidas de la envolvente de cortantes a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara de la viga o placa adyacente.

A continuación, se diseñará a modo de ejemplo la viga con mayor esfuerzo por cortante en el sistema estructural.

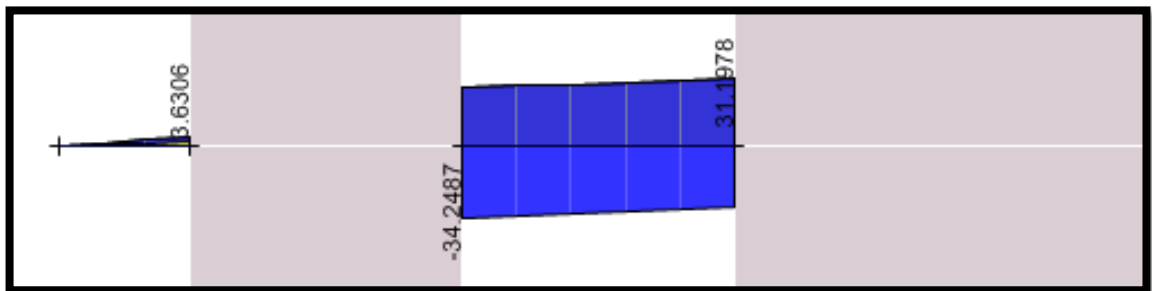
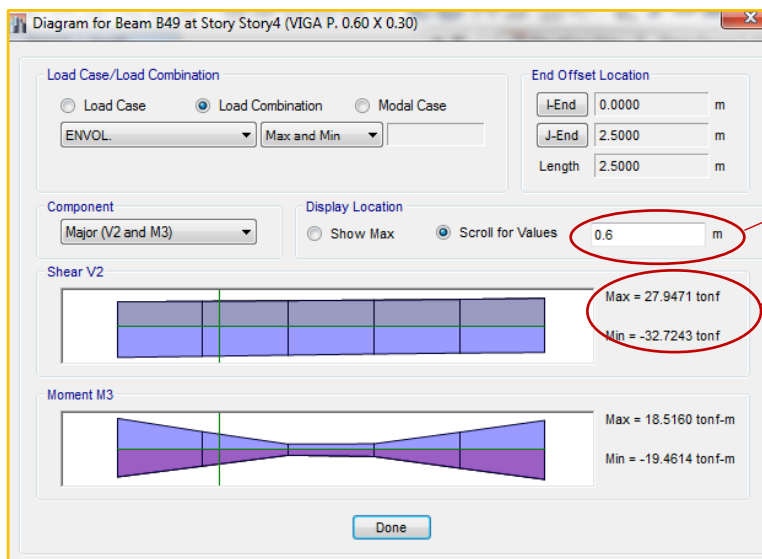


Gráfico N° 39: Diagrama fuerza cortante eje 6-6
Fuente: Elaboración propia Etabs



Fuerza cortante de diseño a “d” distancia de la cara de la placa.

Cortante ultimo de diseño:

$$V_u = 32.72 \text{ tn}$$

Calculo de la resistencia del concreto al corte:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 30 * 54 = 14,367.13kg = 14.38 tn$$

Calculo de la resistencia del acero al corte:

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{32.72 tn}{0.85} - 14.38 tn = 24.11 tn$$

Limitación de la contribución máxima de los estribos a la resistencia en cortante de sección.

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{280} * 30 * 54 = 56,926.35kg = 56.93tn$$

$$24.11 tn \leq 56.93 tn \dots\dots\dots ok$$

Para el diseño, el espaciamiento entre estribos lo calcularemos en función a la siguiente ecuación.

$$S = \frac{A_v * f'y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{24.11 * 1000} = 13.35 cm$$

Separación de estribo en zona de confinamiento.

Longitud de zona de confinamiento = 2d = 2*0.54=1,08 m

Separación en zona de confinamiento = 0.25*d=0.25*54=0.135m

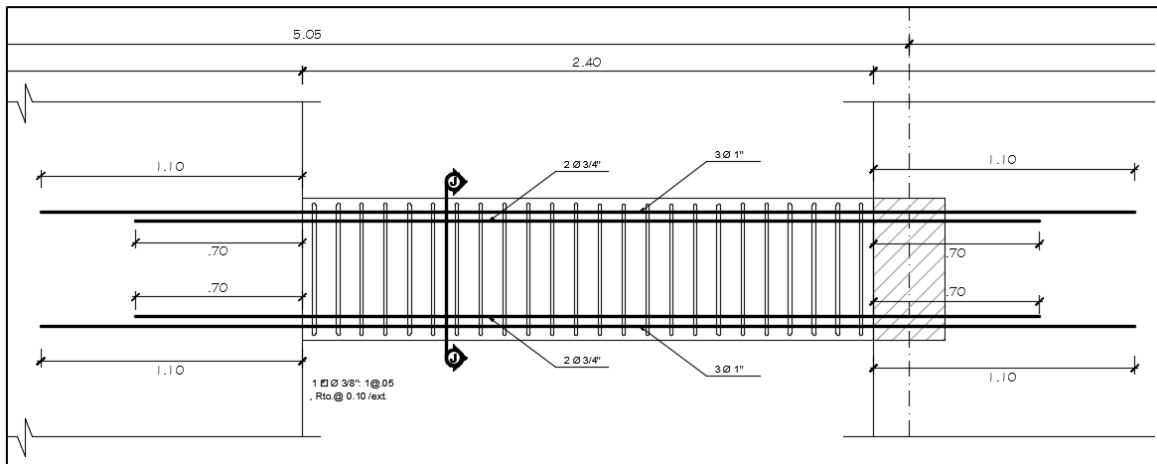


Gráfico N° 40: Diseño de viga por cortante
Fuente: Elaboración propia

✓ **CONDICIONES DE SERVICIO PARA ELEMENTOS EN FLEXIÓN.**

Lo indicado hasta aquí para elementos en flexión cubre todo lo relativo a los requerimientos por resistencia y ha sido desarrollado trabajando con cargas y momentos amplificados. Comúnmente denominados últimos, ya que basan en estudios del elemento en su máxima capacidad resistente (resistencia ultima).

Sin embargo, el diseño debe además satisfacer condiciones de servicio como son el de **control de deflexión** y el **control de fisuración**.

Pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de la viga. Si el momento actuante en servicio es menor que el momento asociado con el agrietamiento por flexión de la sección, se considerara la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero de refuerzo. Si el momento actuante es mayor que el momento de agrietamiento se utiliza las propiedades de la sección agrietada transformada, despreciando el aporte del concreto en la zona de tracción.

➤ CONTROL DE DEFLEXIONES.

Las deflexiones se pueden dividir en dos tipos: Deflexión instantánea (se presenta al desencofrar el elemento sometido a flexión) Deflexión diferida (incremento de la primera conforme pase el tiempo, aproximadamente 5 años).

La nueva Norma Peruana de Concreto, reconociendo que la evaluación de las deflexiones es solamente una aproximación, simplifica este proceso, trabajando con la inercia de la sección fisurada, lo cual evidentemente proporciona deflexiones ligeramente mayores a las obtenidas con el Código Americano.

A la inercia fisurada se le denomina inercia efectiva y se calcula en las secciones extremas y centrales, haciéndose el cálculo de una inercia representativa del tramo.

Para el cálculo de la deflexión instantánea seleccionaremos el tramo a verificar bajo cargas de servicio mayor.

Crearemos una combinación de carga la cual nombraremos **SERVICIO = 100%CM+100%CV**

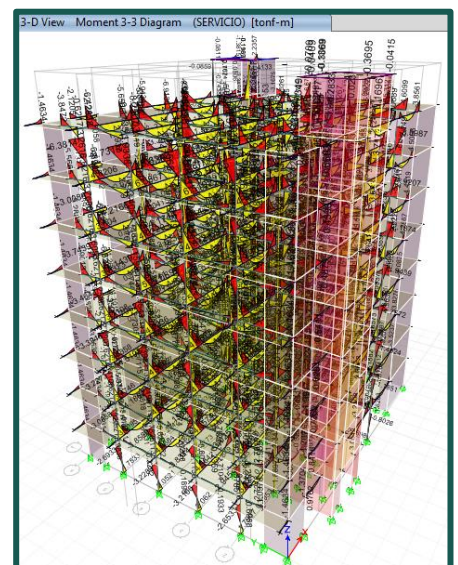
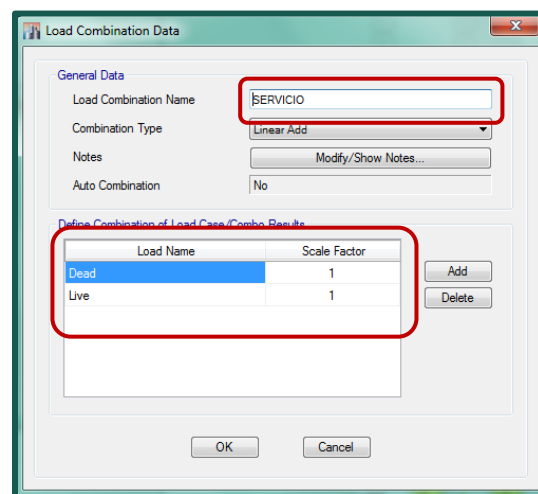


Gráfico N° 41: Combinación por carga de servicio 100%CM+100%CV.
Fuente: Elaboración propia.

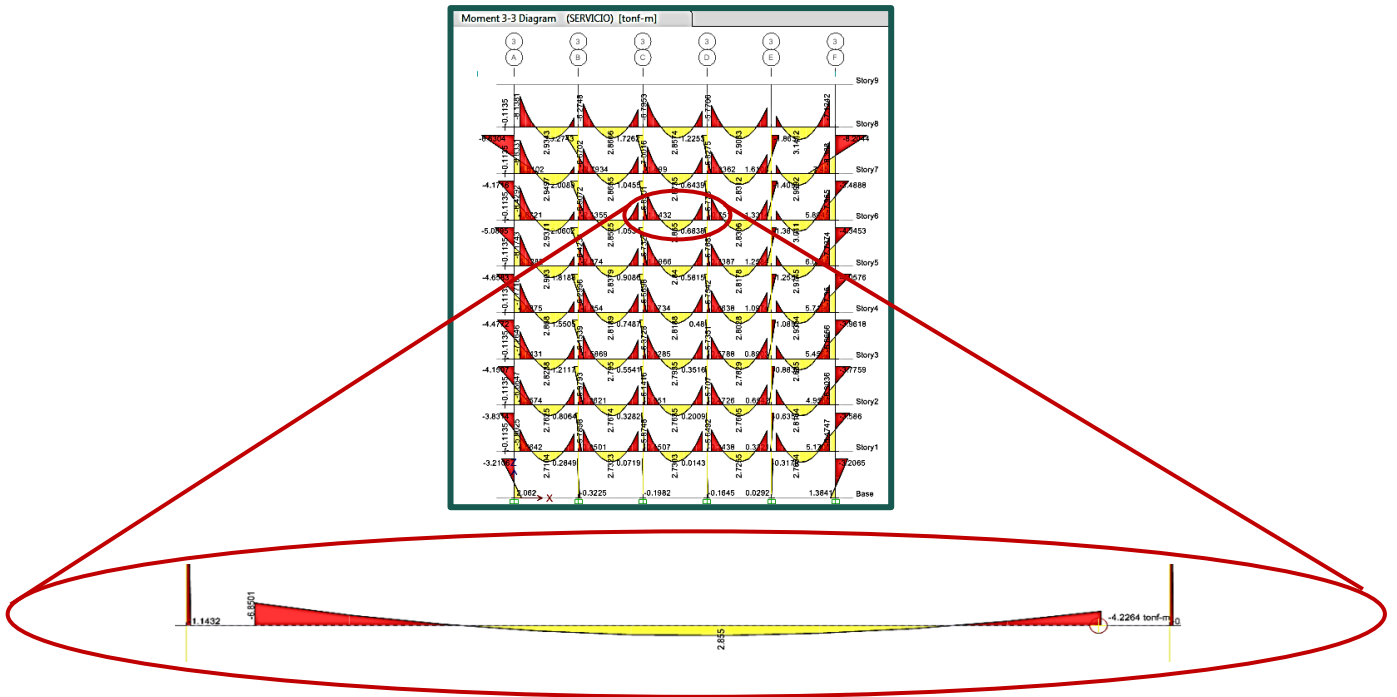


Gráfico N° 42: Diagrama de momento flector por carga de servicio.

Fuente: Elaboración propia.

Podemos obtener del diagrama de momento flector el momento actuante por carga de servicio máximo positivo y negativo.

$$M_{CL} = 2.855 \text{ tn-m.}$$

$$M_1 = 6.850 \text{ tn-m. (sin signo)}$$

$$M_2 = 4.226 \text{ tn-m. (sin signo)}$$

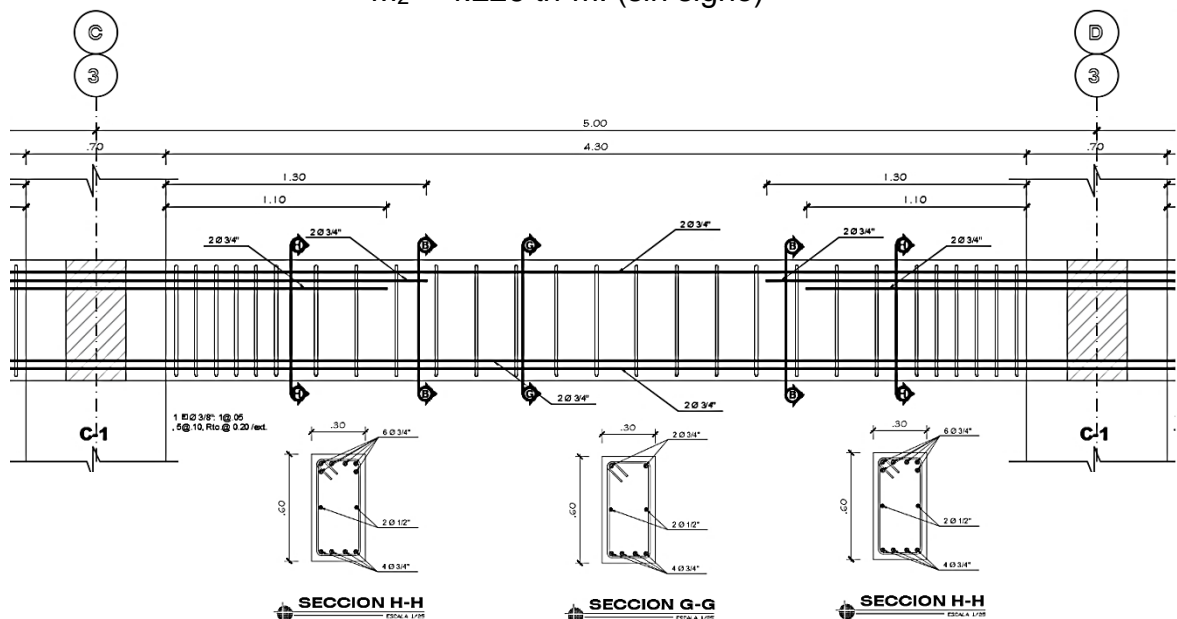


Gráfico N° 43: Diagrama de momento flector por carga de servicio.

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo las secciones del tramo de la viga procederemos a calcular la inercia de cada sección.

Para el cálculo de la inercia de la sección fisurada (I_{cr}) de un elemento rectangular doblemente reforzado, se debe primero considerar que el centro de gravedad de la sección transformada coincide con el eje neutro, y por tanto si tomamos momento respecto al eje neutro la suma de estos debe ser cero.

ECUACIÓN DE EQUILIBRIO

$$\left[b * c * \left(\frac{c}{2} \right) \right] + [(n - 1) * A's * (c - d')] = n * As(d - c)$$

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + [n * As * (d - c)^2] + [(n - 1) * A's * (c - d')^2]$$

Donde "n" es la relación modular.

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2 * 10^6 \text{ kg/cm}^2}{15000 * \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2} = 8$$

Para la sección H-H.

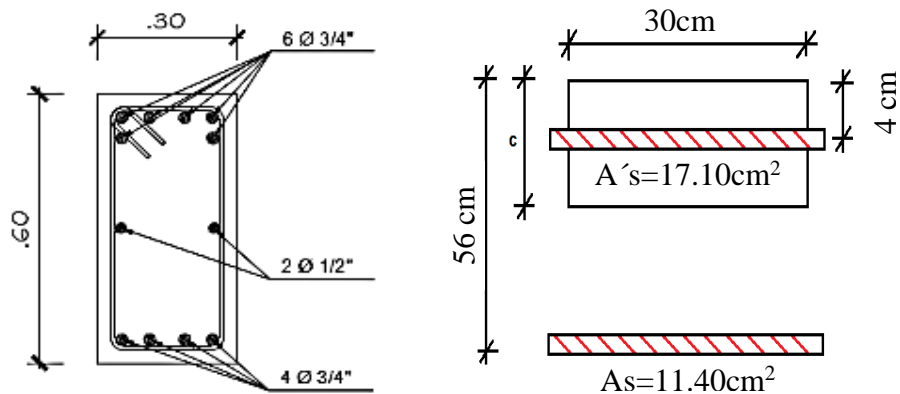


Gráfico N° 44: Sección fisurada de la viga estudiada.

Fuente: Elaboración propia.

ECUACIÓN DE EQUILIBRIO

$$\left[b * c * \left(\frac{c}{2} \right) \right] + [(n - 1) * A's * (c - d')] = n * As(d - c)$$

$$\left[30 * c * \left(\frac{c}{2} \right) \right] + [(8 - 1) * 17.10 * (c - 4)] = 8 * 11.40(56 - c)$$

$$c = 27.53 \text{ cm}$$

Donde "n" es la relación modular.

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad n = \frac{2 * 10^6 \text{ kg/cm}^2}{15000 * \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + [n * A_s * (d - c)^2] + [(n - 1) * A's * (c - d')^2]$$

$$I_{cr} = \frac{30 * 27.53^3}{3} + [8 * 11.40 * (56 - 27.53)^2] + [(8 - 1) * 17.10 * (27.53 - 4)^2]$$

$$I_{cr} = 348,844.66 \text{ cm}^4$$

Para la sección G-G.

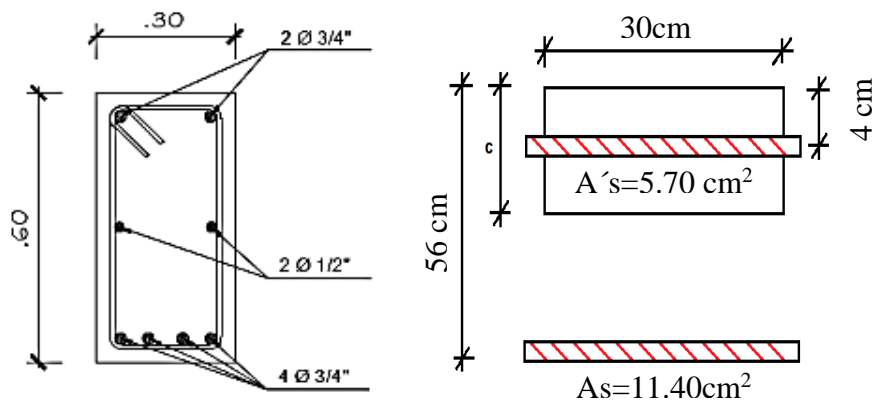


Gráfico N° 45: Sección fisurada de la viga estudiada.
Fuente: Elaboración propia.

ECUACIÓN DE EQUILIBRIO

$$\left[b * c * \left(\frac{c}{2} \right) \right] + [(n - 1) * A's * (c - d')] = n * A_s(d - c)$$

$$\left[30 * c * \left(\frac{c}{2} \right) \right] + [(8 - 1) * 5.70 * (c - 4)] = 8 * 11.40(56 - c)$$

$$c = 23.54 \text{ cm}$$

Donde "n" es la relación modular.

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad n = \frac{2 * 10^6 \text{ kg/cm}^2}{15000 * \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + [n * A_s * (d - c)^2] + [(n - 1) * A's * (c - d')^2]$$

$$I_{cr} = \frac{30 * 23.54^3}{3} + [8 * 11.40 * (56 - 23.54)^2] + [(8 - 1) * 5.70 * (23.54 - 4)^2]$$

$$I_{cr} = 241,769.89 \text{ cm}^4$$

Icr promedio para el tramo estudiado.

$$I_{cr} = \frac{I_{cr1} + I_{cr2} + 2 * I_{cr3}}{4}$$

$$I_{cr} = \frac{348,844.66 + 348,844.66 + 2 * 241,769.89}{4}$$

$$I_{cr} = 295,307.28 \text{ cm}^4$$

Deflexión inmediata total.

$$y = \frac{5 * L^2}{48 * E * I} * [M_{CL} - 0.1(M_1 + M_2)]$$

$$y = \frac{5 * (460)^2}{48 * 15000 * \sqrt{280} * 295370.28} * [285500 - 0.1(685000 + 422600)]$$

$$y = 0.51 \text{ cm}$$

Para el cálculo de la deflexión diferida se supone considerar que la carga sostenida corresponde a un 100% de la carga muerta y aun determinado porcentaje de la carga viva. La determinación del porcentaje de carga viva dependerá del uso del techo donde se está calculando la deflexión.

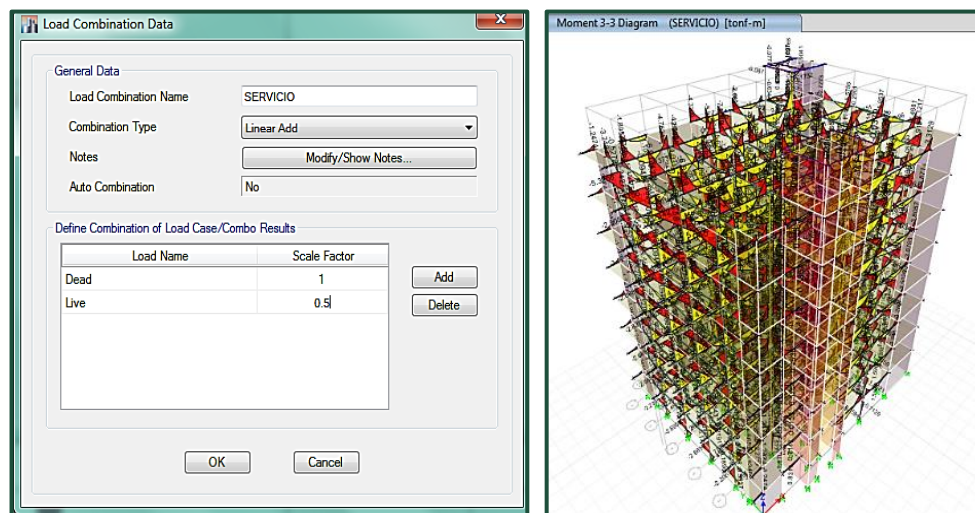


Gráfico N° 46: Asignación de carga por servicio
100%CM+50%CV.

Fuente: Elaboración propia.

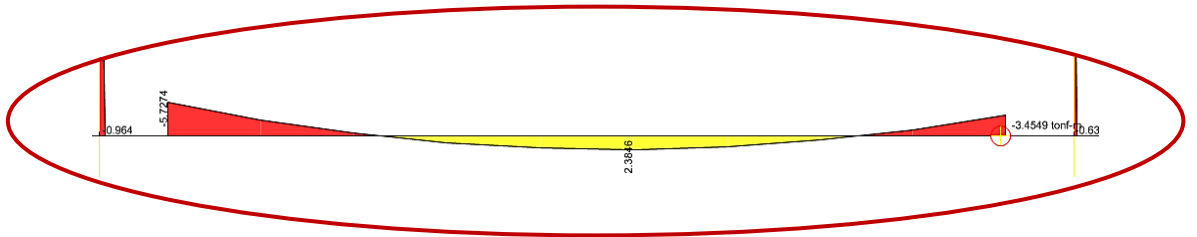
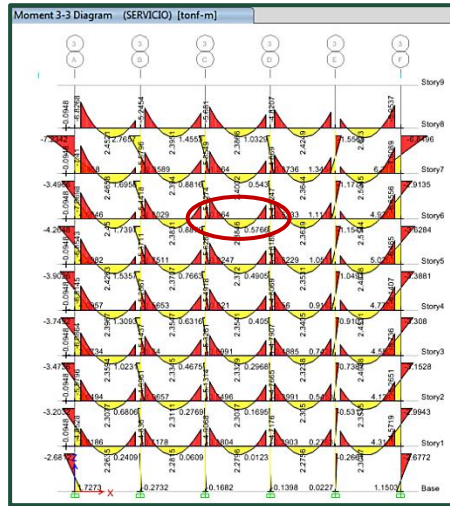


Gráfico N° 47: Diagrama de momento flector por carga de servicio 100%CM+50%CV en la viga estudiada.

Fuente: Elaboración propia.

$$M_{CL} = 2.3846 \text{ tn-m.}$$

$$M_1 = 5.7274 \text{ tn-m. (sin signo).}$$

$$M_2 = 3.4549 \text{ tn-m. (sin signo).}$$

Inercia del tramo estudiado.

$$I_{cr} = 295,307.28 \text{ cm}^4 \quad \dots \text{ del calculo anterior}$$

Flecha diferida para 5 años.

$$Y_{(DIFERIDA)} = Y_{(INSTANTANEA)} * \tau$$

$$\rho' = \frac{A's}{b * d} = \frac{5.70}{30 * 56} = 0.00339$$

$$\tau = \frac{\epsilon}{1 + 50 * \rho'} = \frac{2}{1 + 50 * 0.00339} = 1.71$$

$Y_{(INSTANTANEA)}$ para 100%CM+50%CV

$$Y_{(INSTANTANEA)} = \frac{5 * L^2}{48 * E * I} * [M_{CL} - 0.1(M_1 + M_2)]$$

$$y = \frac{5 * (460)^2}{48 * 15000 * \sqrt{280} * 295370.28} * [238460 - 0.1(572740 + 345490)]$$

$$Y_{(INSTANTANEA)} = 0.04 \text{ cm}$$

Finalmente.

$$y_{(DIFERIDA)} = y_{(INSTANTANEA)} * \tau$$

$$y_{(DIFERIDA)} = 0.04 \text{ cm} * 1.71$$

$$y_{(DIFERIDA)} = 0.068 \text{ cm}$$

Calculo de la fleca total.

$$y_{(TOTAL)} = y_{(INSTANTANEA)} + y_{(DIFERIDA)}$$

$$y_{(TOTAL)} = 0.51 \text{ cm} + 0.068 \text{ cm}$$

$$y_{(TOTAL)} = 0.578 \text{ cm}$$

La deflexión calculada no debe exceder los límites establecidos en la siguiente tabla N° 09.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480 \ddagger$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240 \S$

Tabla N° 09: Deflexiones máximas admisibles.

Fuente: Norma E.060 – Concreto armado

$$y_{total} = y_{limite}$$

$$0.578cm = 460/480cm$$

$$0.578cm = 0.953cm \dots ok$$

Con lo cual se concluye que se espera una fecha total de 0.578cm siendo esto inferior a lo establecido en la norma E.060

4.4.6. DISEÑO DE COLUMNAS.

Los diseños de columnas se realizarán por flexocompresión y cortante.

Consideraciones particulares de diseño.

- La resistencia a compresión mínima del concreto será 210 kg/cm².
- El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será 4200 kg/cm².
- El ancho mínimo de la columna será 25cm.
- 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: ρ 48 mi $\geq 1\%$. $P \text{ max} \leq 6\%$.
- En los nudos, la resistencia a flexión de las columnas deberán cumplir con la siguiente ecuación: $\Sigma M_{nc} > 1.4 \Sigma M_{nv}$ (M_{nc}: Momentos nominales de las columnas que llegan al nudo, M_{nv}: momentos nominales de las vigas que llegan al nudo).

✓ DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

Diseño de columna tipo C-1.

Parámetros de diseño:		
Tipo de columna	Circular	
Diámetro ϕ	0.70	m
Número de columnas	11.00	und
Recubrimiento	0.04	m
F'c	280	Kg/cm ²
F'y	4200	Kg/cm ²

De acuerdo al análisis, tenemos los siguientes resultados por los casos de carga muerta, viva, sismo x-x y sismo y-y:

Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	C1	Dead	0	-117.08	-0.14	-0.09	-0.00	-0.05	-0.21
Story1	C1	Live	0	-40.57	-0.06	-0.05	-0.00	-0.03	-0.09
Story1	C1	SIS. XX.	0	10.23	5.79	4.06	0.16	8.42	13.11
Story1	C1	SIS. YY	0	19.68	2.98	7.60	0.13	15.73	6.74

Cuadro N° 26: Resultados por casos de cargas diseño por flexocompresión

Fuente: Elaboración propia Etabs

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

SISMO X-X				
COMBOS		P	M22	M33
		ton	ton*m	ton*m
C.GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	232.88	-0.13	-0.46
SISMO XX POSITIVO	1.25*(CM+CV)+SISXX	207.29	8.31	12.73
	1.25*(CM+CV)-SISXX	186.83	-8.52	-13.49
	0.9CM+SISXX	115.60	8.37	12.92
	0.9CM-SISXX	95.14	-8.47	-13.30
SISMO XX NEGATIVO	1.25*(CM+CV)+SISXX	207.29	-8.31	-12.73
	1.25*(CM+CV)-SISXX	186.83	8.52	13.49
	0.9CM+SISXX	115.60	-8.37	-12.92
	0.9CM-SISXX	95.14	8.47	13.30

Cuadro N° 27: Combinaciones de carga para diseño eje X-X

Fuente: Elaboración propia

SISMO Y-Y				
COMBOS		P	M22	M33
		ton	ton*m	ton*m
C.GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	232.88	-0.13	-0.46
SISMO XX POSITIVO	1.25*(CM+CV)+SISYY	216.73	15.62	6.36
	1.25*(CM+CV)-SISYY	177.38	-15.83	-7.12
	0.9CM+SISYY	125.05	15.68	6.55
	0.9CM-SISYY	85.69	-15.78	-6.93
SISMO XX NEGATIVO	1.25*(CM+CV)+SISYY	216.74	-15.62	-6.36
	1.25*(CM+CV)-SISYY	177.38	15.83	7.12
	0.9CM+SISYY	125.05	-15.68	-6.55
	0.9CM-SISYY	85.69	15.78	6.93

Cuadro N° 28: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y
Fuente: Elaboración propia

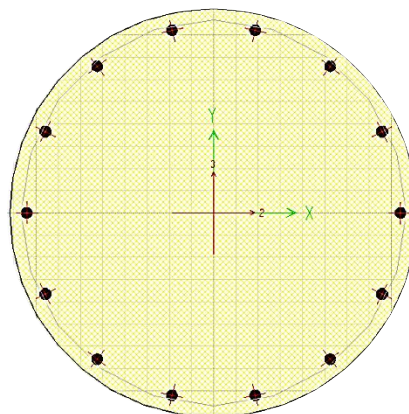
Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de cantidad de acero a usar para la columna C-1:

$$A_{s_{min}} = 1\% * (\pi * 35^2) = 38.48\text{cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 6\% * (\pi * 35^2) = 230.90\text{cm}^2$$

$$A_{s_{optimo}} = 4\% * (\pi * 35^2) = 153.94\text{cm}^2$$

Detalle de acero propuesto para diseño por flexocompresión
 C-1: 14Ø3/4"



$$A_s = 14 * 3/4''$$

$$A_s = 14 * 2.85$$

$$A_s = 39.90\text{cm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}}$$

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

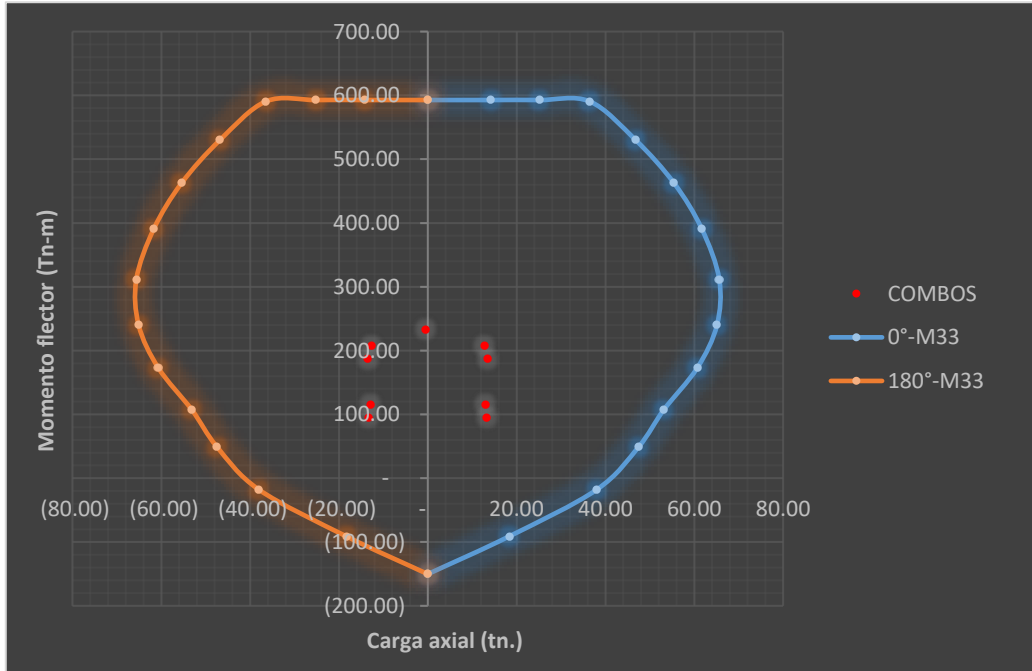


Gráfico N° 48: Sismo M33 eje X-X C1
Fuente: Elaboración propia

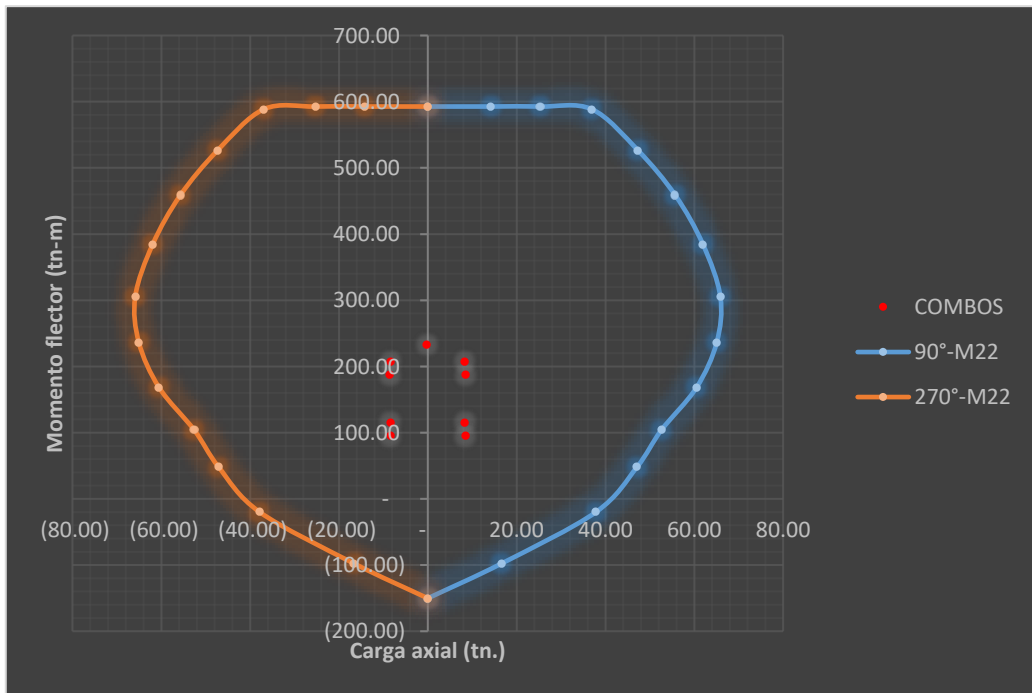


Gráfico N° 49: Sismo M22 eje X-X C1
Fuente: Elaboración propia

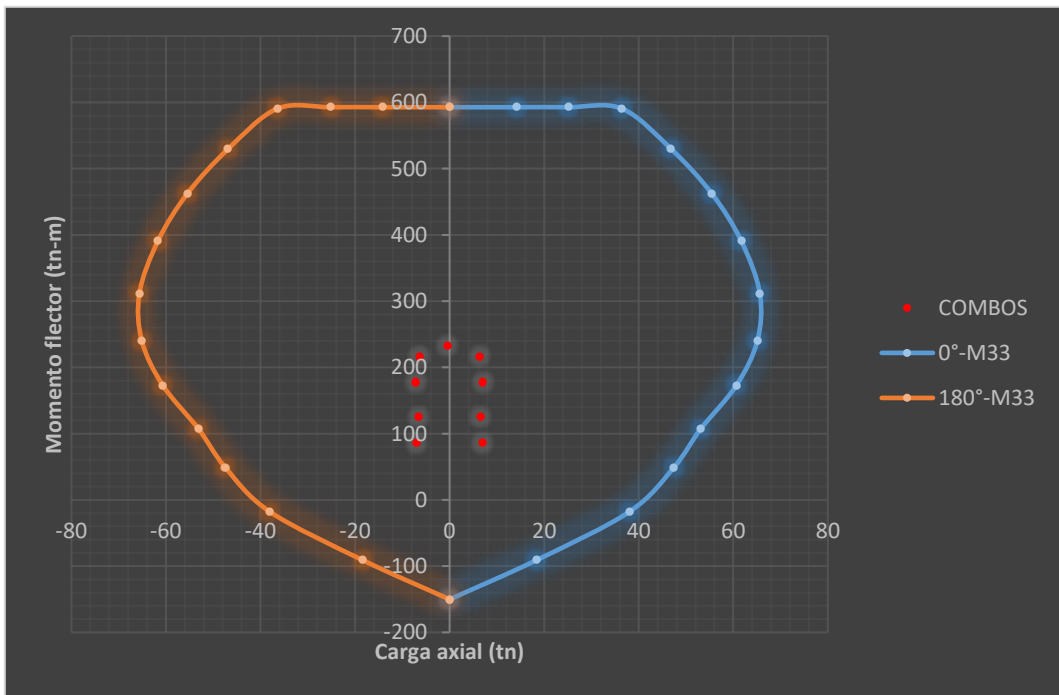


Gráfico N° 50: Sismo M33 eje Y-Y C1
Fuente: Elaboración propia

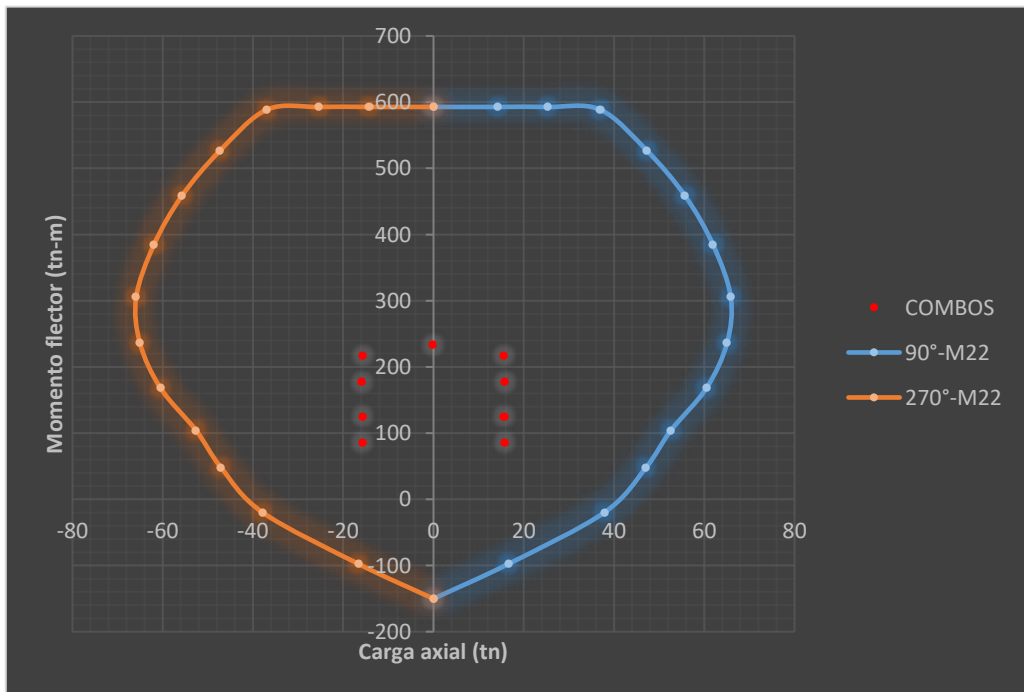


Gráfico N° 51: Sismo M22 eje Y-Y C2
Fuente: Elaboración propia

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 C-1.

Diseño de columna tipo C-2.

Parámetros de diseño:		
Tipo de columna	Circular	
Diámetro ϕ	0.70	m
Número de columnas	05.00	und
Recubrimiento	0.04	m
F'c	280	Kg/cm ²
F'y	4200	Kg/cm ²

De acuerdo al análisis, tenemos los siguientes resultados por los casos de carga muerta, viva, sismo x-x y sismo y-y:

Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	C2	Dead	0	-76.90	0.22	-0.57	-0.00	-0.58	0.18
Story1	C2	Live	0	-21.77	0.15	-0.23	-0.00	-0.23	0.13
Story1	C2	SIS. XX.	0	94.76	6.05	6.66	0.16	11.30	13.73
Story1	C2	SIS. YY	0	177.12	3.214	12.37	0.13	21.00	7.26

Cuadro N° 29: Resultados por casos de carga diseño flexocompresión C2

Fuente: Elaboración propia

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

SISMO X-X				
COMBOS		P	M22	M33
		ton	ton*m	ton*m
C.GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	144.67	-1.20	0.48
SISMO XX POSITIVO	1.25*(CM+CV)+SISXX	218.10	10.29	14.12
	1.25*(CM+CV)-SISXX	28.57	-12.31	-13.34
	0.9CM+SISXX	163.97	10.78	13.89
	0.9CM-SISXX	-25.56	-11.82	-13.57
SISMO XX NEGATIVO	1.25*(CM+CV)+SISXX	218.10	-10.29	-14.12
	1.25*(CM+CV)-SISXX	28.57	12.31	13.34
	0.9CM+SISXX	163.97	-10.78	-13.89
	0.9CM-SISXX	-25.56	11.82	13.57

Cuadro N° 30: Combinaciones de carga para el diseño eje X-X
Fuente: Elaboración propia

SISMO Y-Y				
COMBOS		P	M22	M33
		ton	ton*m	ton*m
C.GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	144.67	-1.20	0.48
SISMO XX POSITIVO	1.25*(CM+CV)+SISYY	300.46	19.99	7.65
	1.25*(CM+CV)-SISYY	-53.78	-22.01	-6.87
	0.9CM+SISYY	246.33	20.48	7.42
	0.9CM-SISYY	-107.91	-21.52	-7.10
SISMO XX NEGATIVO	1.25*(CM+CV)+SISYY	300.46	-19.99	-7.65
	1.25*(CM+CV)-SISYY	-53.78	22.01	6.87
	0.9CM+SISYY	246.33	-20.48	-7.42
	0.9CM-SISYY	-107.91	21.52	7.10

Cuadro N° 31: Combinaciones de carga para el diseño eje Y-Y
Fuente: Elaboración propia

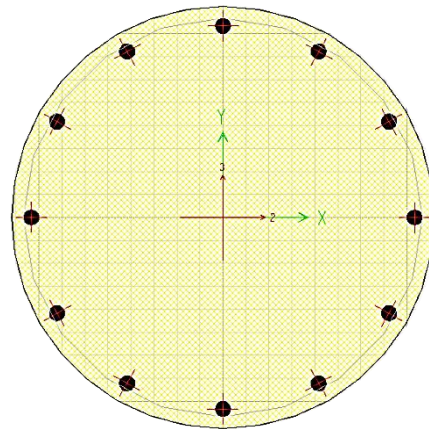
Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de cantidad de acero a usar para la columna C-2:

$$A_{s_{min}} = 1\% * (\pi * 35^2) = 38.48\text{cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 6\% * (\pi * 35^2) = 230.90\text{cm}^2$$

$$A_{s_{optimo}} = 4\% * (\pi * 35^2) = 153.94\text{cm}^2$$

Detalle de acero propuesto para diseño por flexocompresión
C-2: 12 ϕ 1".



$A_s = 12 \cdot 1"$
 $A_s = 12 \cdot 5.07$
 $A_s = 60.84 \text{ cm}^2$
 $A_s > A_{s \text{ min}}$

Con el acero propuesta en la sección de columna C-2
obtenemos los diagramas de interacción.

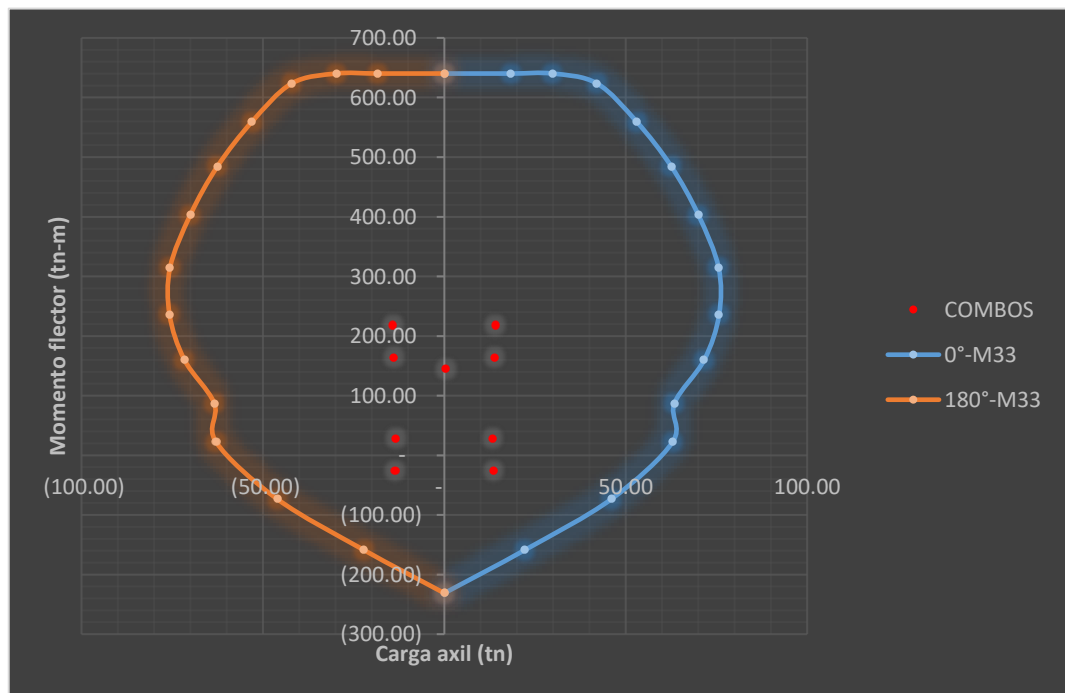


Gráfico N° 52: Sismo M33 eje X-X C2
Fuente: Elaboración propia

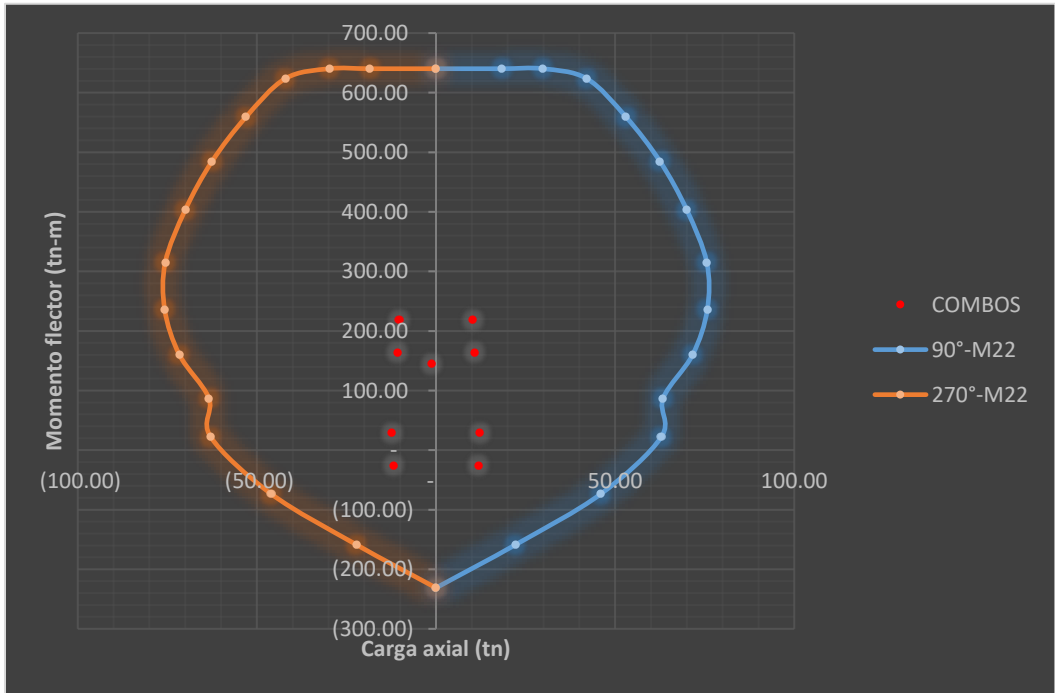


Gráfico N° 53: Sismo M22 eje X-X C2
Fuente: Elaboración propia

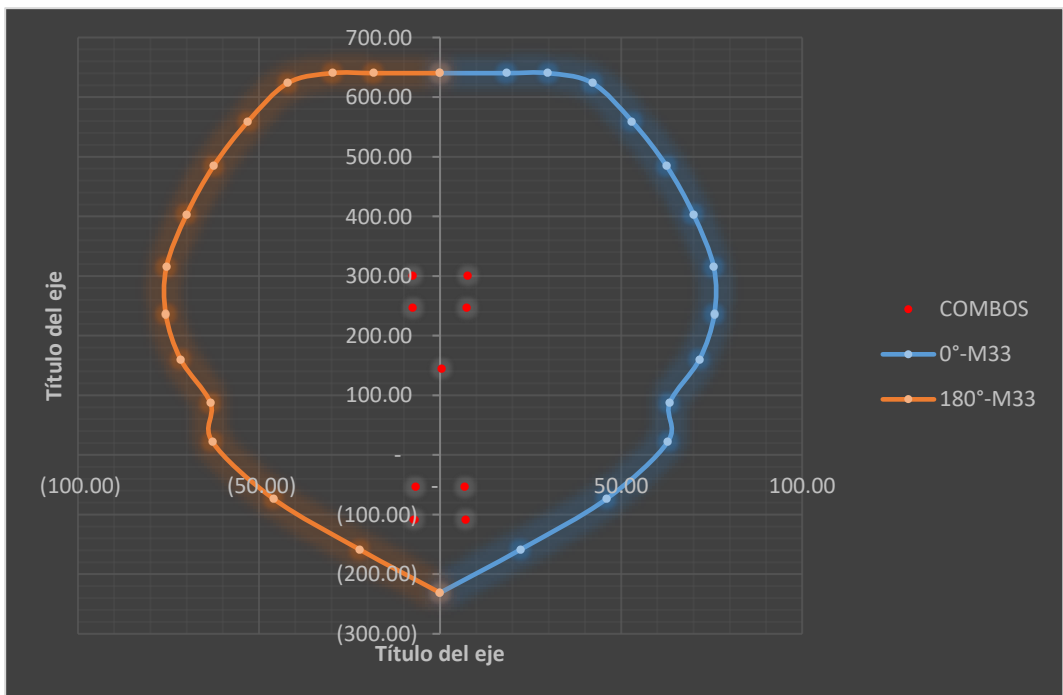


Gráfico N° 54: Sismo M33 eje Y-Y C2
Fuente: Elaboración propia

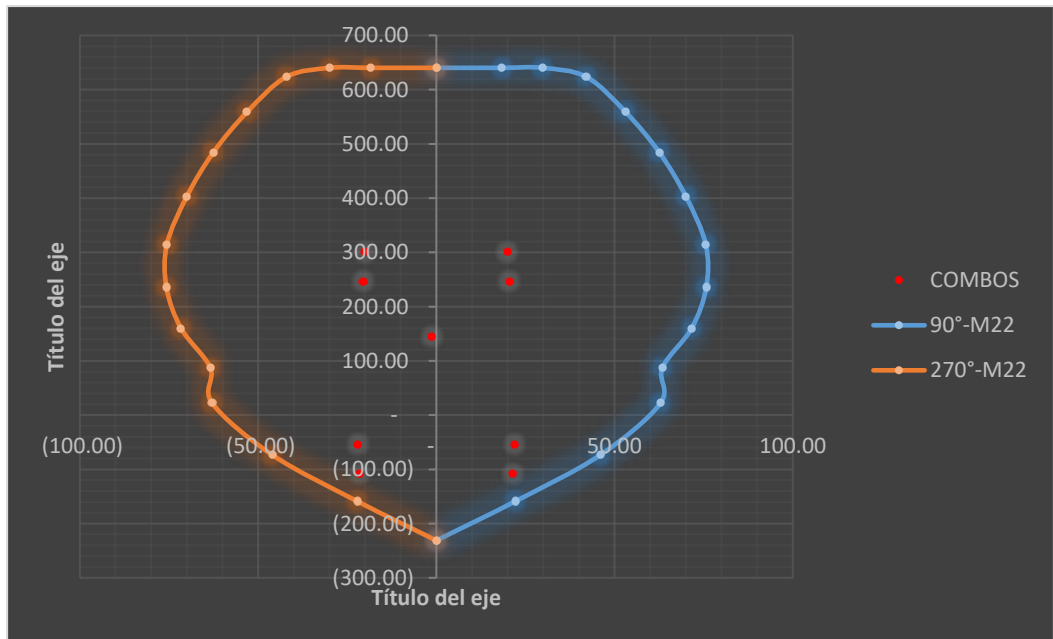


Gráfico N° 55: Sismo M22 eje Y-Y C2
Fuente: Elaboración propia

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 C-2.

Diseño de columna tipo C-3.

Parámetros de diseño:		
Tipo de columna	T	
Espesor de alma	0.3	m
Espesor de ala	0.3	m
Numero de columnas	09	und
Recubrimiento	0.04	m
F'c	280	Kg/cm2
F'y	4200	Kg/cm2

De acuerdo al análisis, tenemos los siguientes resultados por los casos de carga muerta, viva, sismo x-x y sismo y-y:

Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	C3	Dead	0	-92.04	0.99	0.26	-0.00	0.16	1.18
Story1	C3	Live	0	-26.71	0.49	0.08	-0.00	0.03	0.58
Story1	C3	SIS. XX.	0	102.38	6.50	7.31	0.09	17.46	24.84
Story1	C3	SIS. YY	0	81.20	3.45	12.79	0.07	30.91	13.13

Cuadro N° 32: Resultados por casos de carga diseño por flexocompresión C3
Fuente: Elaboración propia

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

SISMO X-X				
COMBOS		P	M22	M33
		ton	ton*m	ton*m
C.GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	174.27	0.28	2.63
SISMO XX POSITIVO	1.25*(CM+CV)+SISXX	250.82	17.70	27.03
	1.25*(CM+CV)-SISXX	46.06	-17.22	-22.65
	0.9CM+SISXX	185.22	17.60	25.89
	0.9CM-SISXX	-19.54	-17.31	-23.78
SISMO XX NEGATIVO	1.25*(CM+CV)+SISXX	250.82	-17.70	-27.03
	1.25*(CM+CV)-SISXX	46.06	17.22	22.65
	0.9CM+SISXX	185.22	-17.60	-25.89
	0.9CM-SISXX	-19.54	17.31	23.78

Cuadro N° 33: Combinaciones de carga para el diseño eje X-X
Fuente: Elaboración propia

SISMO Y-Y				
COMBOS		P	M22	M33
		ton	ton*m	ton*m
C.GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	174.27	0.28	2.63
SISMO XX POSITIVO	1.25*(CM+CV)+SISYY	229.64	31.15	15.32
	1.25*(CM+CV)-SISYY	67.24	-30.67	-10.93
	0.9CM+SISYY	164.03	31.06	14.18
	0.9CM-SISYY	1.64	-30.76	-12.07
SISMO XX NEGATIVO	1.25*(CM+CV)+SISYY	229.64	-31.15	-15.32
	1.25*(CM+CV)-SISYY	67.24	30.67	10.93
	0.9CM+SISYY	164.03	-31.06	-14.18
	0.9CM-SISYY	1.64	30.76	12.07

Cuadro N° 34: Combinaciones de carga para diseño eje Y-Y
Fuente: Elaboración propia

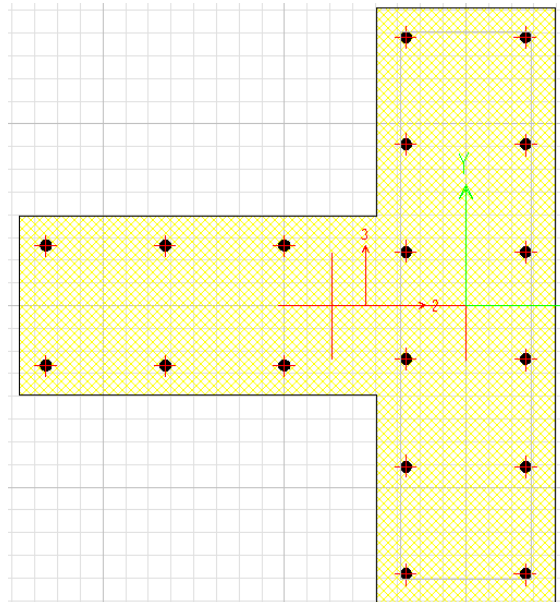
Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de cantidad de acero a usar para la columna C-3.

$$A_{S_{min}} = 1\% * (4800) = 48.00\text{cm}^2$$

$$A_{S_{max}} = 6\% * (4800) = 288.00\text{cm}^2$$

$$A_{S_{optimo}} = 4\% * (4800) = 192.00\text{cm}^2$$

Detalle de acero propuesto para diseño por flexocompresión
C-3: 18 ϕ 3/4"



$$\begin{aligned} A_s &= 18 * 3/4" \\ A_s &= 18 * 2.85 \\ A_s &= 51.30 \text{ cm}^2 \\ A_s &> A_{s \text{ min}} \end{aligned}$$

Con el acero propuesta en la sección de columna C-3 obtenemos los diagramas de interacción.

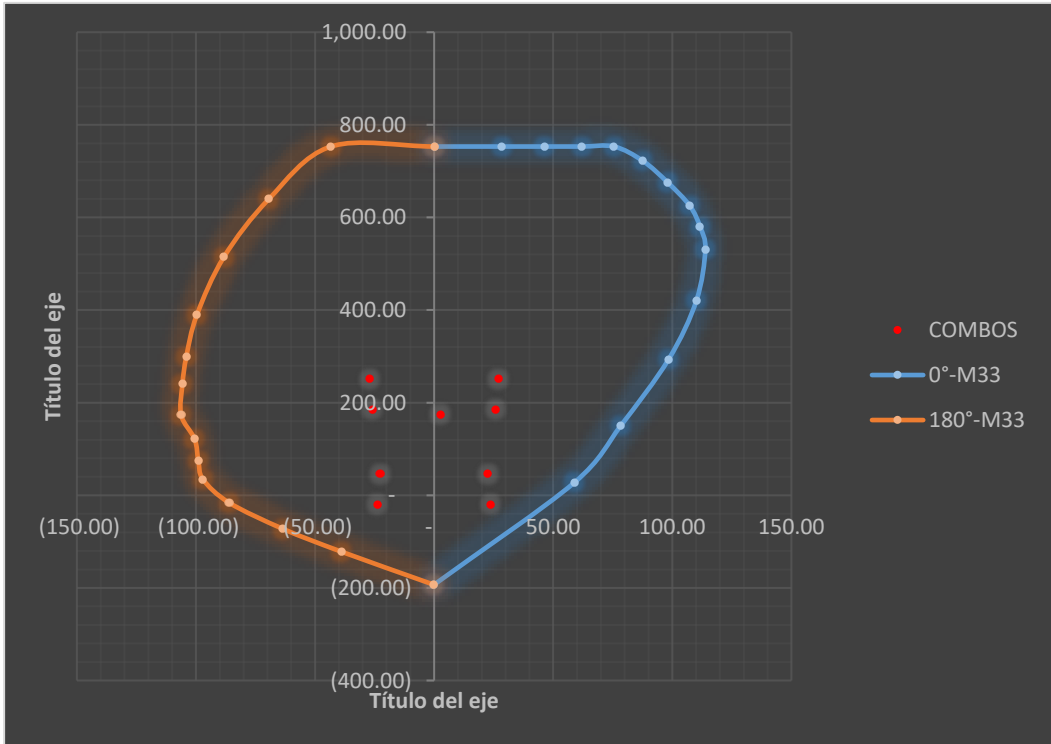


Gráfico N° 56: Sismo M33 eje X-X C3
Fuente: Elaboración propia

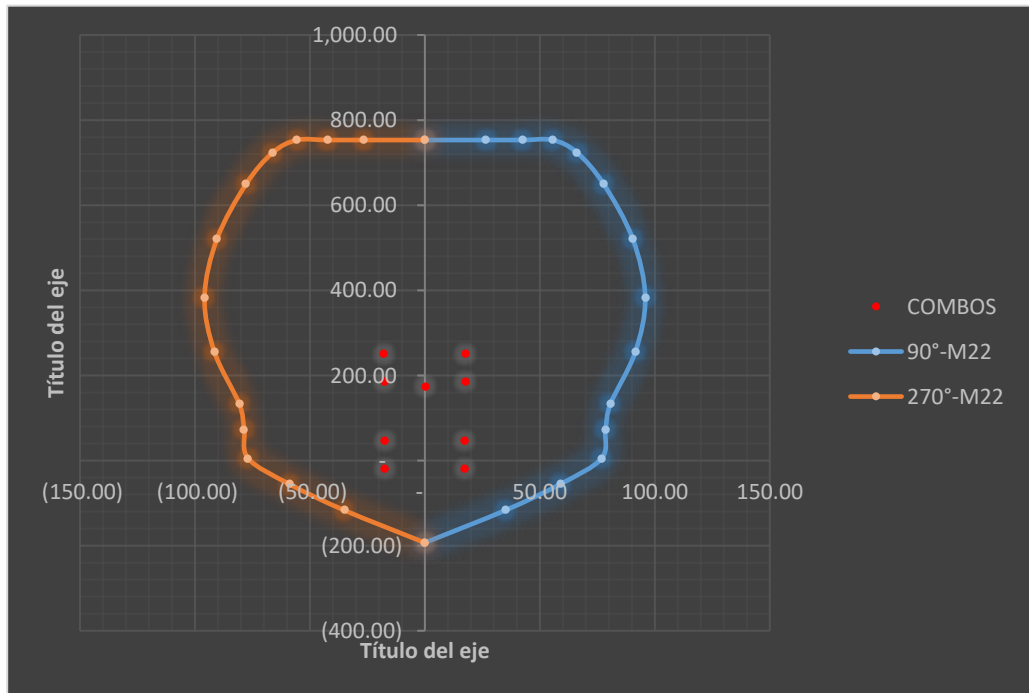


Gráfico N° 57: Sismo M22 eje X-X C3
Fuente: Elaboración propia

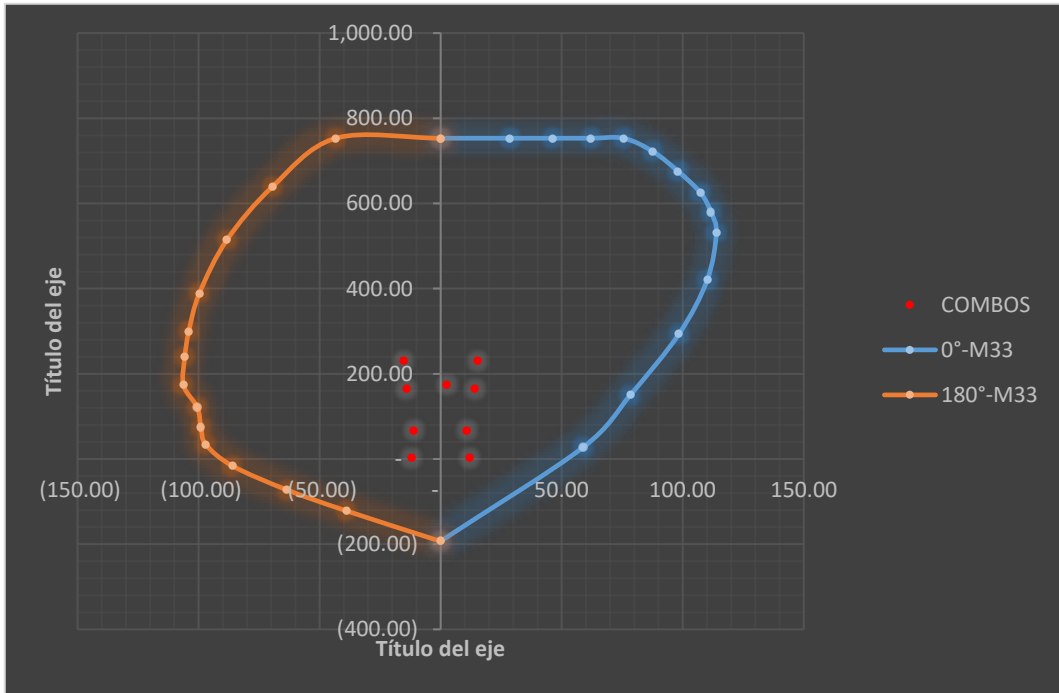


Gráfico N° 58: Sismo M33 eje Y-Y C3
Fuente: Elaboración propia

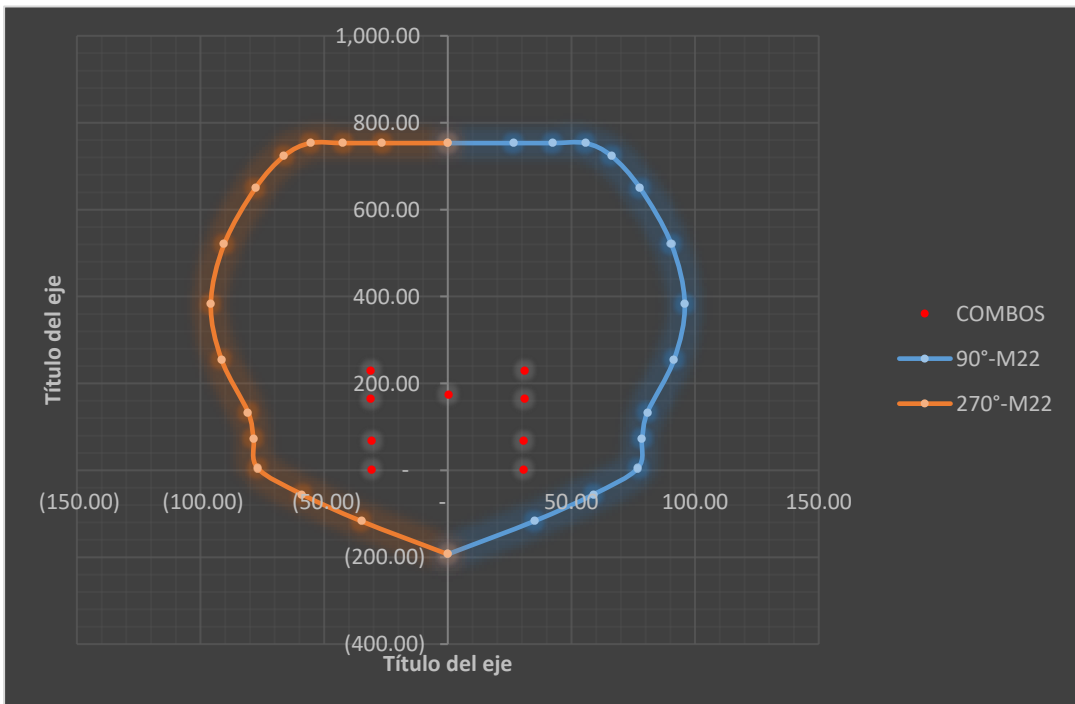


Gráfico N° 59: Sismo M22 eje Y-Y C3
Fuente: Elaboración propia

En los 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 C-3.

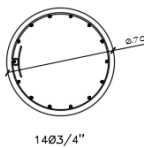
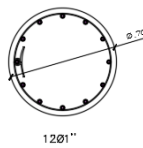
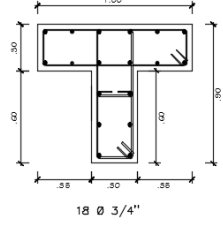
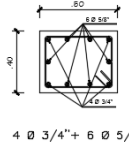
CUADRO DE COLUMNAS				
TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4
a x b	CIRCULAR D=0.70m	CIRCULAR D=0.70m	T = 1.00m X 0.90m	RECT.=0.40mX0.30m
ACERO	14Ø3/4"	12 Ø 1"	16 Ø 3/4"	4 Ø 5/8"+4Ø1/2"
ESTRIBOS	1ØØ3/8":1@ 0.05, 5ØØ10,3@0.15 Rto.ØØ.20, C/EXTREMO	1ØØ3/8":1@ 0.05, 5ØØ10,3@0.15 Rto.ØØ.20, C/EXTREMO	2Ø +1ØØ3/8":1@ 0.05, 5ØØ10,3@0.15 Rto.ØØ.20, C/EXTREMO	1ØØ3/8":1@ 0.05, 5ØØ10,3@0.15 Rto.ØØ.20, C/EXTREMO
SECCION DE COLUMNAS	 14Ø3/4"	 12Ø1"	 16 Ø 3/4"	 4 Ø 3/4"+ 6 Ø 5/8"
N° COLUMNAS	11	05	09	04
NIVEL	DEL 1° AL 8° NIVEL.	DEL 1° AL 8° NIVEL.	DEL 1° AL 8° NIVEL.	AZOTEA

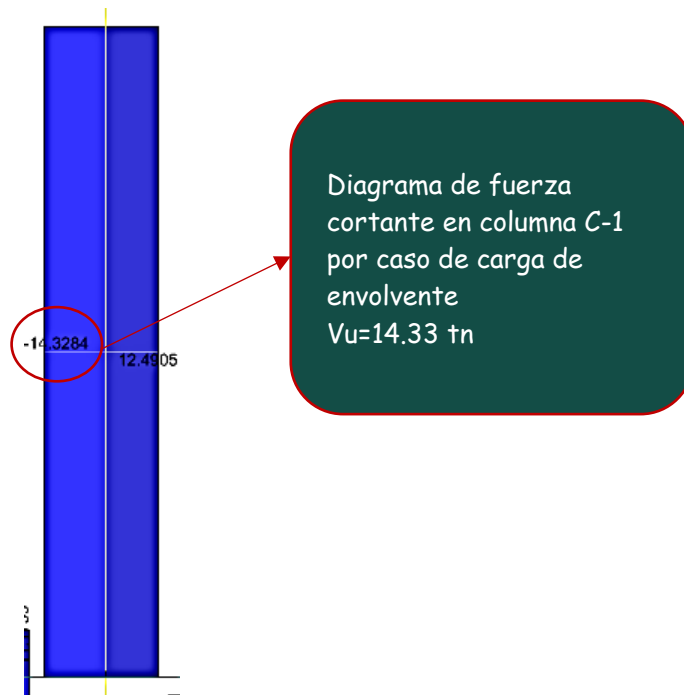
Gráfico N° 60: Resultados del diseño por flexo compresión de columnas

Fuente: Elaboración propia

✓ **DISEÑO POR CORTE.**

Para el diseño por corte se selecciona la columna con mayor sollicitación sísmica y gravedad (C-1 eje D-D/eje 2-2)

Diagrama de fuerza cortante C-1



Cortante ultimo de diseño:

$$V_u = 14.33 \text{ tn}$$

Calculo de la resistencia del concreto al corte:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * A_o$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * (\pi * 35^2) = 34,130.36 \text{ kg} = 34.13 \text{ tn}$$

Si la resistencia al corte del concreto es mayor a la cortante última se colocará estribos de confinamiento especificadas en la norma E.060:

$$V_u < V_c$$

Longitud de zona de confinamiento = $L_n/6 = 3.00/6 = 0.5 \text{ m}$

La distribución de estribos en la zona de confinamiento es:

- ✓ El primer estribo se ubica a 5 cm. de la cara del nudo.
- ✓ Resto de estribos a $S=10 \text{ cm.}$

Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento, no es menor a:

- ✓ 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menos diámetro.
- ✓ La menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- ✓ 30 cm.

Por lo tanto, en la columna C1 se coloca:

$$1 \square 3/8", 1@0.05, 5@0.10, \text{Rest @ } 0.20$$

4.4.7. DISEÑO DE PLACAS.

Los diseños de placas se realizas de igual manera que las columnas por flexocompresión y cortante.

Consideraciones particulares de diseño:

- La cuantía en los elementos de bordes de placas, no será menor de 0.01 ni mayor a 0.04 para evitar inconvenientes en la colocación de la armadura o en el vaciado de concreto.
- La resistencia a compresión mínima del concreto será 210 kg/cm².
- El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será 4200 kg/cm².

A. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

Como ejemplo de diseño se tomará la **PLACA – 03**.

Parámetros de diseño:		
Configuración de placa	C	
Espesor	0.20 - 0.25	m
Número de placas	1	und
Recubrimiento	0.04	m
F'c	280	Kg/cm ²
F'y	4200	Kg/cm ²

De acuerdo al análisis estructural, tenemos los siguientes esfuerzos internos por los casos de carga muerta, viva, sismo x-x y sismo y-y:

Story	Pier	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	P3	Dead	0	-151.50	-0.39	0.15	-0.24	4.25	3.07
Story1	P3	Live	0	-22.31	-0.18	0.05	-0.09	1.96	1.33
Story1	P3	SIS. XX.	0	4.78	34.98	45.89	66.54	420.37	247.83
Story1	P3	SIS. YY	0	6.18	67.09	24.87	36.32	227.91	470.85

Cuadro N° 35: Esfuerzos internos por casos de carga

Fuente: Elaboración propia

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

SISMO X-X				
COMBOS		P	M22	M33
		ton	ton*m	ton*m
C.GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	250.02	9.28	6.56
SISMO XX POSITIVO	1.25*(CM+CV)+SISXX	222.03	428.13	253.33
	1.25*(CM+CV)-SISXX	212.48	-412.62	-242.33
	0.9CM+SISXX	141.12	424.20	250.60
	0.9CM-SISXX	131.57	-416.55	-245.07
SISMO XX NEGATIVO	1.25*(CM+CV)+SISXX	222.03	-428.13	-253.33
	1.25*(CM+CV)-SISXX	212.48	412.62	242.33
	0.9CM+SISXX	141.12	-424.20	-250.60
	0.9CM-SISXX	131.57	416.55	245.07

Cuadro N° 36: Combinaciones de carga para el diseño eje X-X
Fuente: Elaboración propia

SISMO Y-Y				
COMBOS		P	M22	M33
		ton	ton*m	ton*m
C.GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	250.02	9.28	6.56
SISMO XX POSITIVO	1.25*(CM+CV)+SISYY	223.44	235.67	476.35
	1.25*(CM+CV)-SISYY	211.07	-220.15	-465.35
	0.9CM+SISYY	142.53	231.73	473.62
	0.9CM-SISYY	130.16	-224.09	-468.08
SISMO XX NEGATIVO	1.25*(CM+CV)+SISYY	223.44	-235.67	-476.35
	1.25*(CM+CV)-SISYY	211.07	220.15	465.35
	0.9CM+SISYY	142.53	-231.73	-473.62
	0.9CM-SISYY	130.16	224.09	468.08

Cuadro N° 37: Combinaciones de carga para el diseño eje Y-Y
Fuente: Elaboración propia

Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de cantidad de acero a usar para la columna C-3.

$$As_{1min} = 1\% * (20 * 40) = 8.00 \text{ cm}^2$$

$$As_{2min} = 1\% * (1300) = 13.00 \text{ cm}^2$$

$$As1_{optimo} = 4\% * (800) = 48.00\text{cm}^2$$

$$As2_{optimo} = 4\% * (1300) = 52.00\text{cm}^2$$

Detalle de acero propuesto para diseño por flexocompresión de P-3

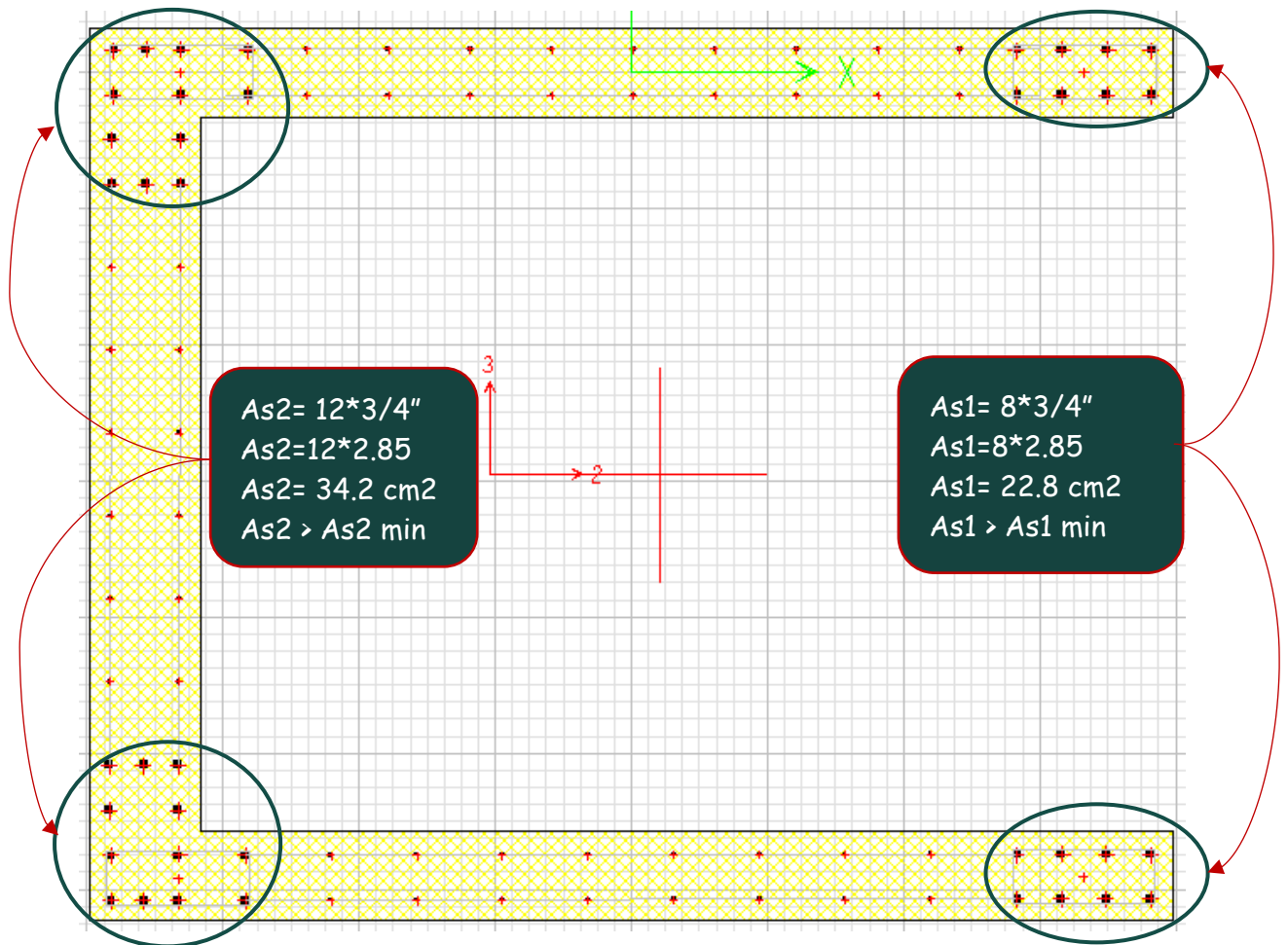


Gráfico N° 61: Detalle de acero propuesto en la placa a diseñar
Fuente: Elaboración propia Etabs

Con el acero propuesta en la sección de placa P-3 obtenemos los diagramas de interacción.

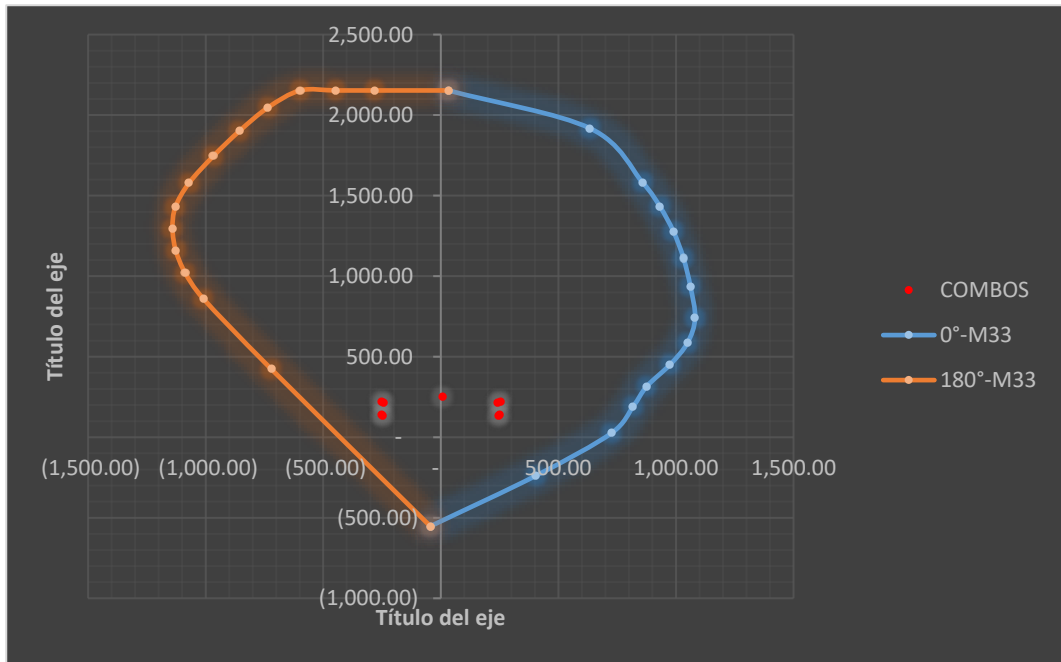


Gráfico N° 62: Sismo M33 eje X-X PL 03
Fuente: Elaboración propia

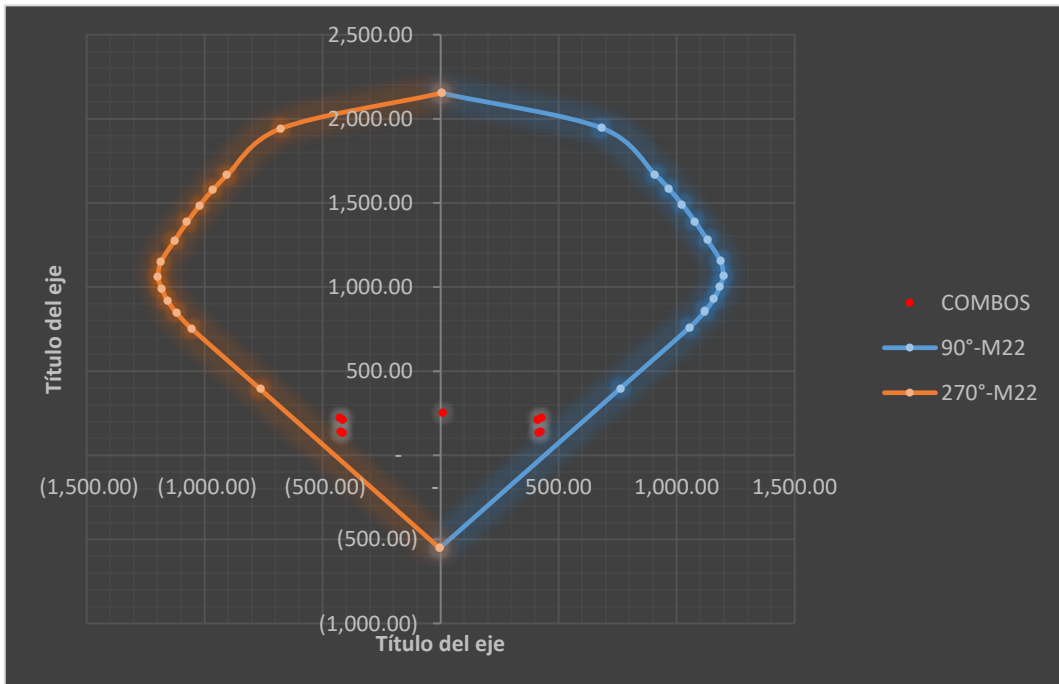


Gráfico N° 63: Sismo M33 eje X-X PL 03
Fuente: Elaboración propia

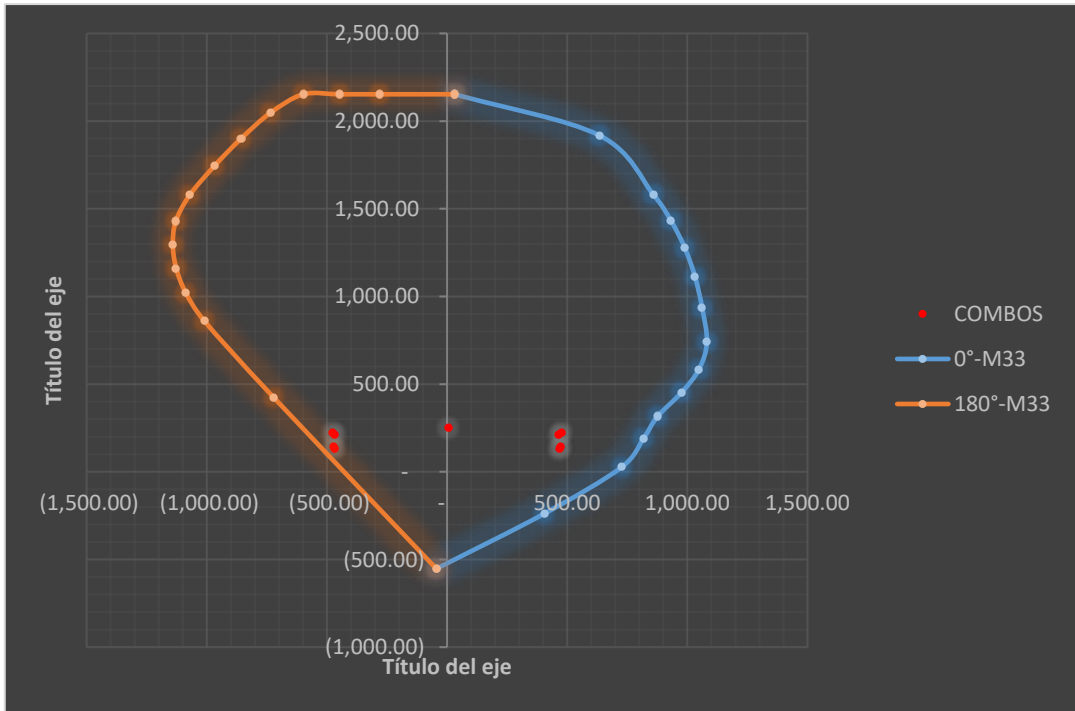


Gráfico N° 64: Sismo M33 eje Y-Y PL 03
Fuente: Elaboración propia

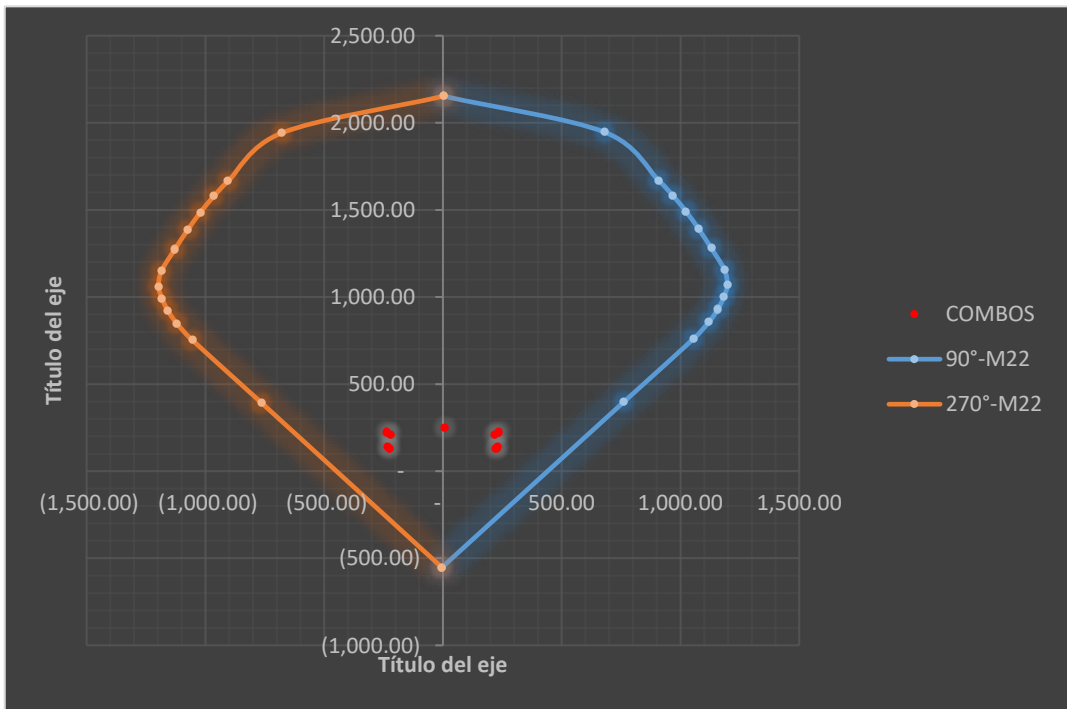


Gráfico N° 65: Sismo M22 eje Y-Y PL 03
Fuente: Elaboración propia

En los 4 diagramas observamos que todos los puntos que demandan las combinaciones de carga se encuentran dentro de la curva, por lo tanto, ésta será la distribución de acero requerida para el diseño final en la placa P-3.

B. DISEÑO POR CORTE.

Para el diseño por corte a modo de ejemplo se selecciona la placa P-3.

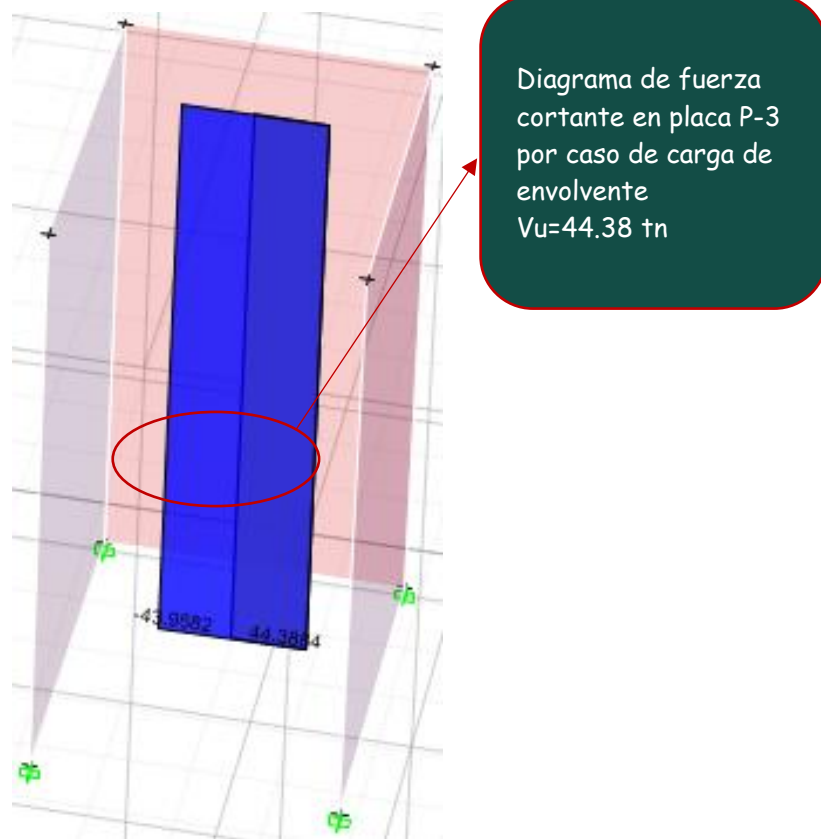


Gráfico N° 66: Diagrama de fuerza cortante PL-03

Fuente: Elaboración propia

Cortante ultimo de diseño:

$$V_u = 44.38 \text{ tn}$$

Calculo de la resistencia del concreto al corte:

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

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * (25 * 200) = 44,342.98 = 44.34 \text{ tn}$$

Calculo de la resistencia del acero al corte:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{44.38 \text{ tn}}{0.85} - 44.34 \text{ tn} = 7.87 \text{ tn}$$

Para el diseño, el espaciamiento lo calcularemos en función a la siguiente ecuación.

$$S = \frac{A_v * f'_{y} * d}{V_s}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 200}{7.87 * 1000} = 151.56 \text{ cm}$$

Hallamos la cantidad de acero mínimo distribuido verticalmente para un ancho de 1m:

$$A_s \text{ min} = 0.0025 * t * x * h = 0.0025 * 25 * 100$$

$$A_s \text{ min} = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 2 \text{ mallas de } \phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$$

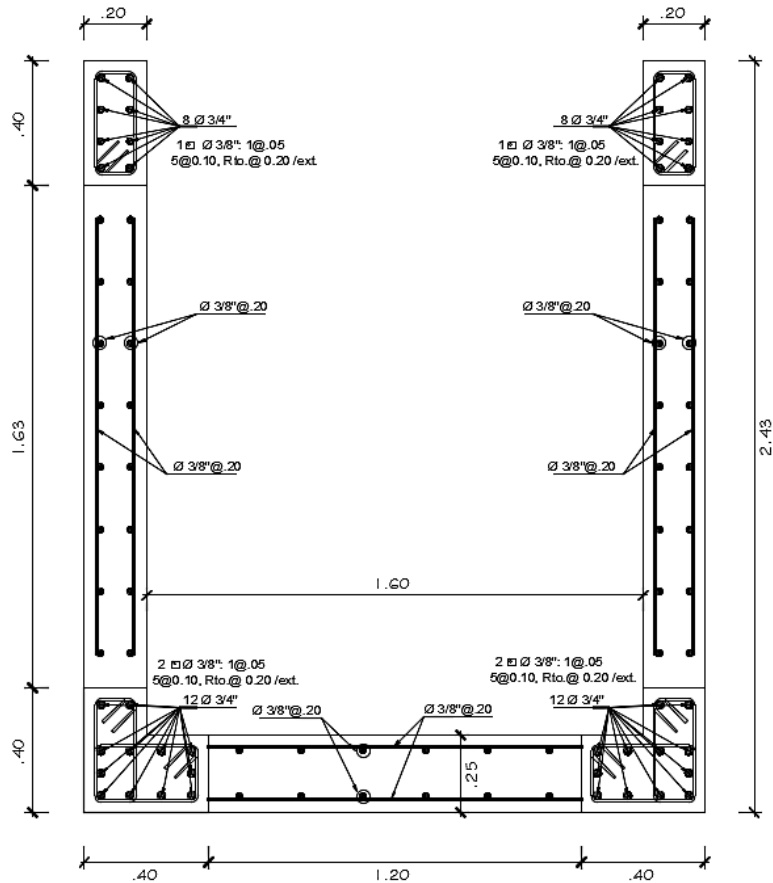


Gráfico N° 67: Detalle de acero de refuerzo final en PLACA PL-03
Fuente: Elaboración propia

4.4.8. DISEÑO DE ZAPATA AISLADA.

La cimentación de un edificio tiene como función principal transmitir las cargas tanto de gravedad como de sismo al terreno, de manera tal que no se exceda la capacidad portante o esfuerzo admisible del suelo y además asegurando los factores de seguridad adecuados para las condiciones de estabilidad.

Para nuestro caso, de acuerdo con el EMS tenemos un suelo GW (Grava bien graduada con arena) y una capacidad portante del suelo de 2.89 kg/cm² y una profundidad de cimentación de 1.80 m, los cuales son valores característicos del suelo de El Tambo, que es donde se encuentra nuestro edificio.

El tipo de cimentación que se eligió está de acuerdo con las características y requerimientos de la estructura y estas fueron zapatas aisladas y zapatas combinadas debido a la cercanía entre las columnas o placas y también debido a la magnitud de los momentos flectores en dichos elementos.

Consideraciones particulares de diseño.

- El recubrimiento en elementos estructurales (Zapata) que estén en contacto directo con la intemperie el recubrimiento será de $r = 7.50$ cm.
- La cuantía mínima en zapatas es de $\rho = 0.0018$.
- La resistencia a compresión del concreto en zapatas será igual a 280 kg/cm².
- El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será 4200 kg/cm².
- Las cargas de sismo se han obtenido de acuerdo a lo que indica la norma E.030, deberán ser divididas por 1.25 .
- El esfuerzo admisible de terreno será igual a 2.89 kg/cm² a una profundidad de 1.80 m.
- El peralte de las zapatas no será menor que 60 cm. De esta manera aseguramos la longitud de anclaje del refuerzo de los elementos verticales y que exclusivamente el concreto resista las fuerzas de corte y punzonamiento.
- En el diseño por corte solo se considera el aporte del concreto V_c ya que las zapatas no tienen estribos.

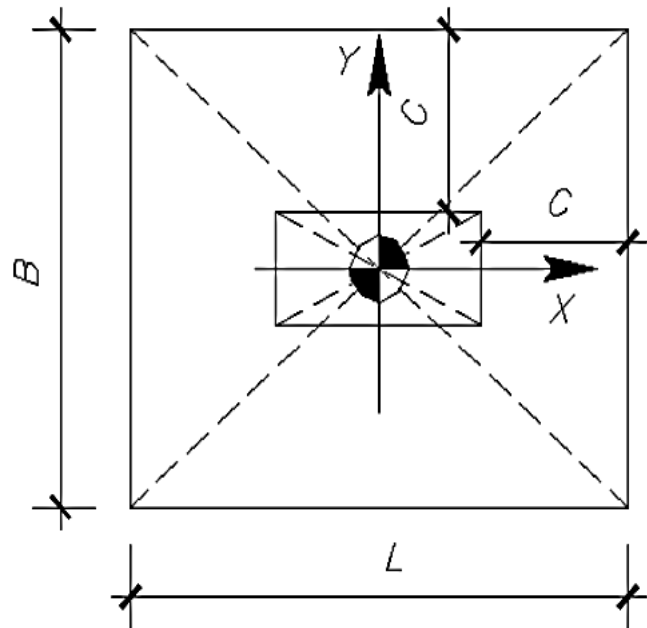
Se desarrolla como ejemplo el diseño la zapata Z-02. Se obtienen del programa etabs las reacciones en la base por los casos de carga (carga muerta, carga viva, sismo X-X y sismo Y-Y).

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FZ	MX	MY
			tonf	tonf-m	tonf-m
Base	Z-02	Dead	128.2311	0.0514	0.1151
Base	Z-02	Live	45.7896	0.0194	0.0494
Base	Z-02	SIS. DIN. XX.	3.3527	6.6806	12.4222
Base	Z-02	SIS. DIN. YY	3.281	13.5424	6.3181

Cuadro N° 38: Reacciones en la base por los casos de carga
Fuente: Elaboración propia Etabs

Datos de diseño para columna aislada:

PD =	128.23	Tn
PL =	45.79	Tn
S/C piso =	400	Kg/cm ²
f'c =	280	Kg/cm ²
fy =	4200	Kg/cm ²
gm =	2.10	Tn/m ³
st =	2.89	Kg/cm ²
hf =	2.00	m
N.P.T. =	0.20	m
N.T.N. =	0.00	m
Df =	1.80	m



A. VERIFICACIÓN DE ESFUERZO ADMISIBLES EN TERRENO.

Según el Estudio de Mecánica de Suelos, la capacidad portante del terreno es $\sigma = 2.89 \text{ kg/cm}^2$. El área necesaria para la zapata (A) se obtiene dividiendo el peso de servicio entre el esfuerzo neto del terreno (σ), por tanto, se tiene:

$$A = \frac{P_{servicio}}{\sigma_n} = \frac{C.M. + C.V.}{\sigma_t - \sigma_m * hf - s/c} =$$

$$A = \frac{128.23 + 45.79}{28.9 - 2.10 * 2.00 - 0.4} = \frac{174.02}{24.30} =$$

$$A = 7.16 \text{ m}^2$$

Como forma práctica las zapatas aisladas y excéntricas dimensionaremos con volados iguales.

$$lv1 = lv2$$

L =	2.70 m
B =	2.70 m

B. DIMENSIONAMIENTO DEL PERALTE DE LA ZAPATA – PUNZONAMIENTO.

Es el diseño por corte en 2 direcciones a través del cual se vuelve a verificar el peralte de la zapata. En este caso la sección crítica se localiza a “d/2” de la cara de la columna o placa.

$$\mathbf{WNU = Pu/AZAP}$$

$$Pu = 1.4*PD + 1.7*PL \quad 257.365 \text{ Tn}$$

$$WNU = \quad 35.94 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Condición de Diseño :} \quad Vu/\phi = Vc$$

$$Vu/\phi = 1/\phi * (Pu - Wu(t+d)(s+d)) \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$Bc = D_{mayor}/D_{menor}$$

$$Bc = \quad 1.00 < 2 \quad \quad \quad vc = 1.06 * \text{raiz}(f'c)$$

$$Vc = 1.06 * \text{raiz}(f'c) * bo * d \quad \dots\dots\dots (2)$$

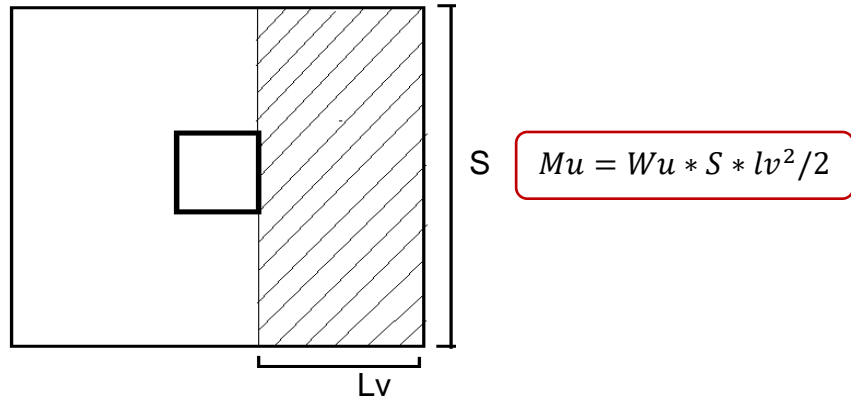
donde:

$$bo = 2(t+d) + 2(s+d)$$

$$(1) = (2)$$

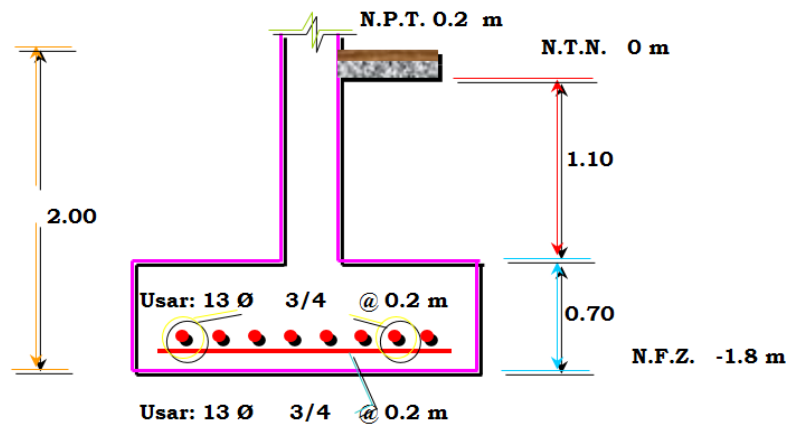
$$\text{Ecuacion:} \quad 674.48 * d^2 + 440.46 * d - 243.55 = 0 \quad 319.27$$

Para el caso de columnas o muros de concreto la sección crítica de la zapata se ubica a la cara de dicha columna o placa. Así tenemos:



$M_u = (W_u * S) * l_v^2 / 2$
 $M_u = 50.82 \text{ Tn-m}$
 $w = M_u / (\phi * f'_c * b * d^2) = 0.0205$
 $p = w * f'_c / f_y = 0.0014$
 $A_s = p * b * d = 22.19 \text{ cm}^2$
 Verificación de $A_s \text{ min}$
 :
 $A_s \text{ min} = 0.0018 * b * d$
 $A_s \text{ min} = 29.19 \text{ cm}^2$
 Usar \emptyset : **3/4**
 $n = 13 \text{ varillas}$
 $s = 0.20 \text{ m}$

Usar: 13 \emptyset 3/4 @ 0.20 m



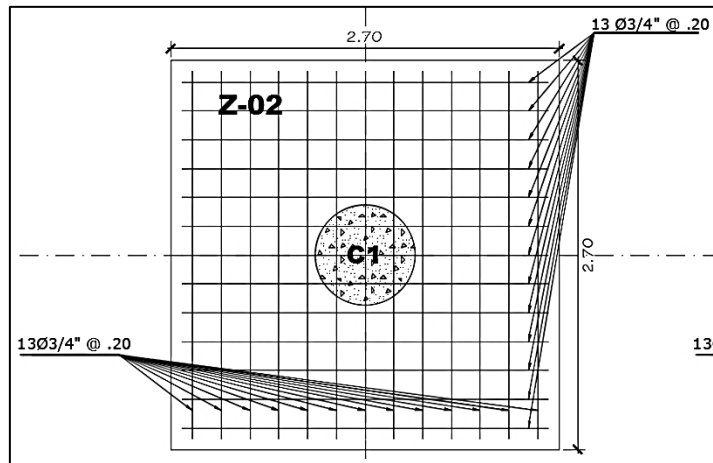


Gráfico N° 68: Diseño de zapata aislada
Fuente: Elaboración propia

4.4.9. DISEÑO INTEGRAL DE CIMENTACIÓN.

El diseño de una zapata combinada es similar al de una zapata aislada, con la diferencia de que los esfuerzos actuantes en el terreno, diseño por flexión, diseño por corte y verificación por punzonamiento lo obtendremos con el programa SAFE 2014.

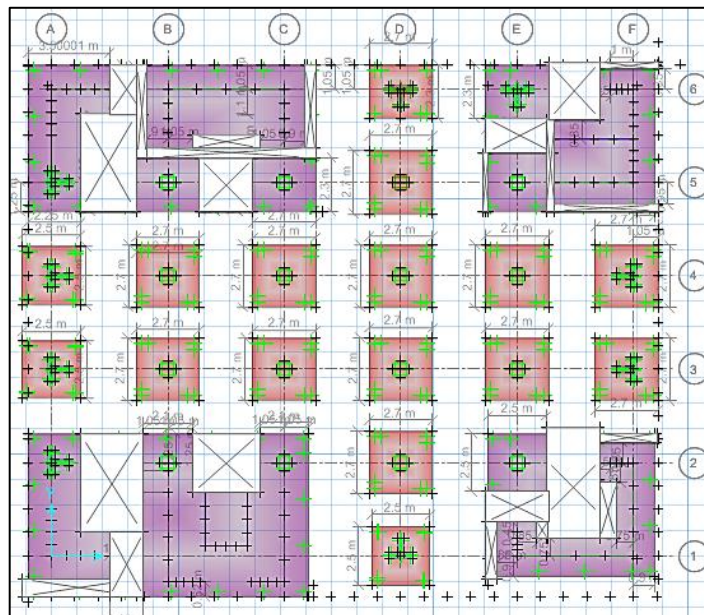


Gráfico N° 69 Modelamiento de cimentación de la edificación
Fuente: Elaboración propia Safe

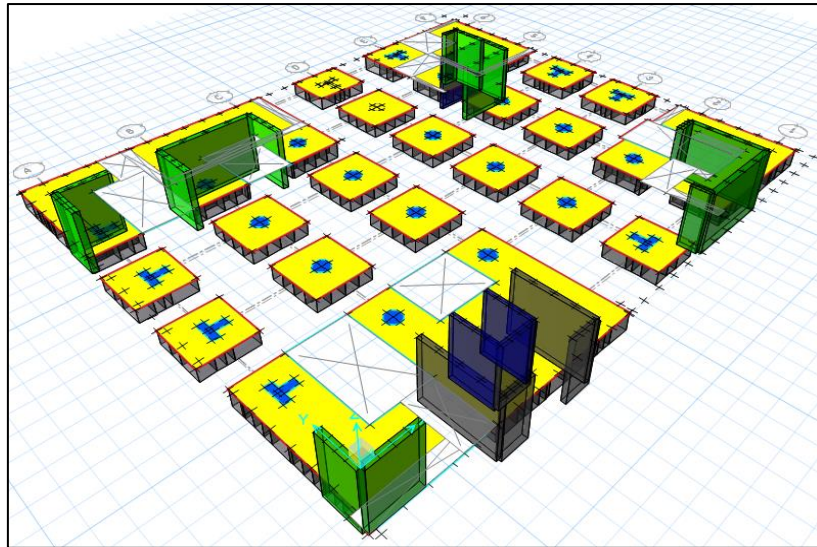


Gráfico N° 70: Modelamiento de cimentación tridimensional
Fuente: Elaboración propia Safe

Determinaremos el módulo de balasto.

Módulo de Reacción del Suelo					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.7
0.3	0.78	1.6	3.28	2.9	5.8
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.9
0.4	1.04	1.7	3.46	3	6
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.1
0.5	1.3	1.8	3.64	3.1	6.2
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.3
0.6	1.48	1.9	3.82	3.2	6.4
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.5
0.7	1.66	2	4	3.3	6.6
0.75	1.75	2.05	4.1	3.35	6.7
0.8	1.84	2.1	4.2	3.4	6.8
0.85	1.93	2.15	4.3	3.45	6.9
0.9	2.02	2.2	4.4	3.5	7
0.95	2.11	2.25	4.5	3.55	7.1
1	2.2	2.3	4.6	3.6	7.2
1.05	2.29	2.35	4.7	3.65	7.3
1.1	2.38	2.4	4.8	3.7	7.4
1.15	2.47	2.45	4.9	3.75	7.5
1.2	2.56	2.5	5	3.8	7.6
1.25	2.65	2.55	5.1	3.85	7.7
1.3	2.74	2.6	5.2	3.9	7.8
1.35	2.83	2.65	5.3	3.95	7.9
1.4	2.92	2.7	5.4	4	8
1.45	3.01	2.75	5.5		
1.5	3.1	2.8	5.6		

Tabla N° 10: Nelson Morrison Tesis "Interacción Suelo-Estructuras"
Fuente: Elaboración propia

Verificamos el esfuerzo admisible actuante en el terreno por la carga de servicio.

$$C.S. = 100\% CM + 100\% CV$$

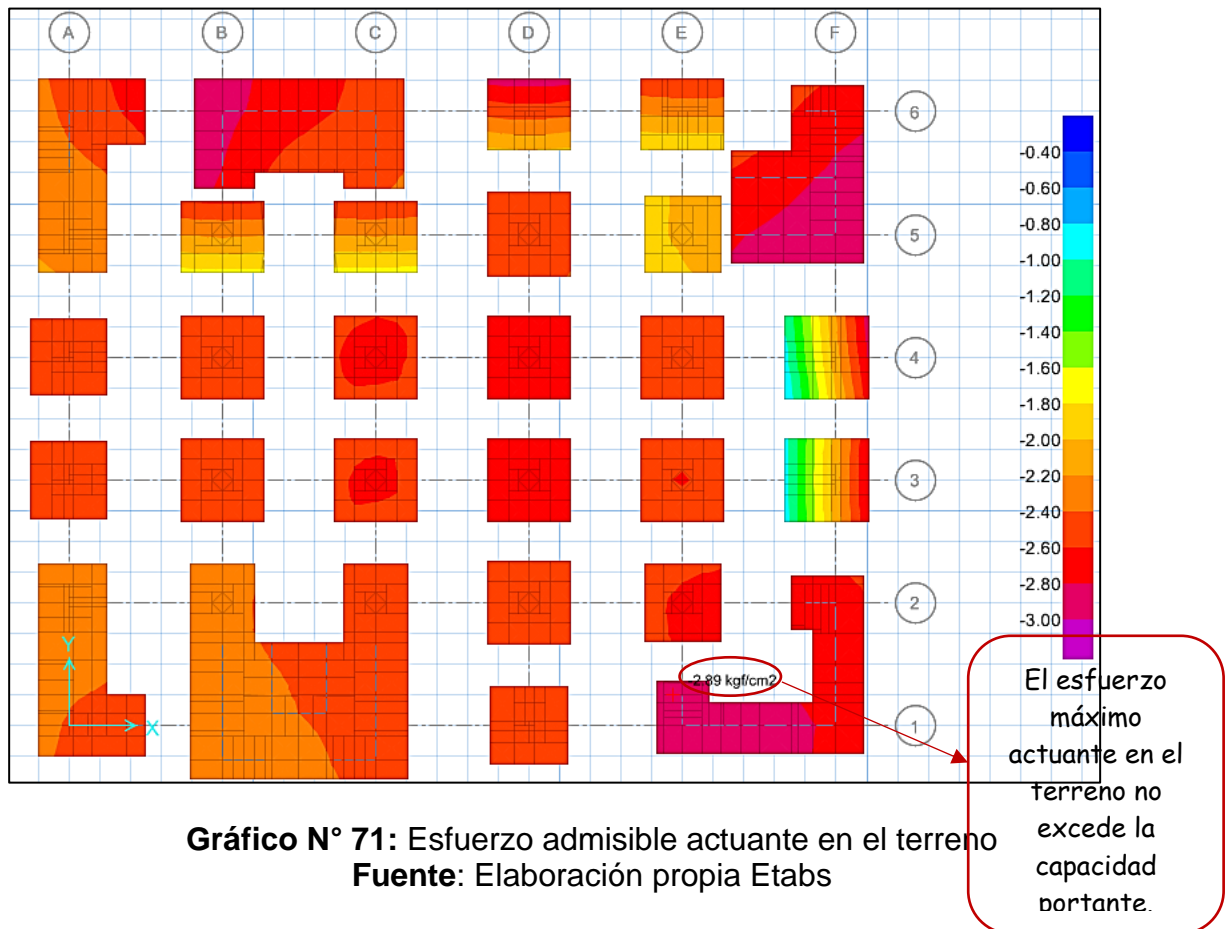


Gráfico N° 71: Esfuerzo admisible actuante en el terreno
Fuente: Elaboración propia Etabs

Para el diseño por flexión se realizó por el método de franjas $b=1.00\text{m}$ y como ejemplo se mostrara el diagrama de momento flector de la zapata combinada Z-08 con caso de carga EVOLVENTE.

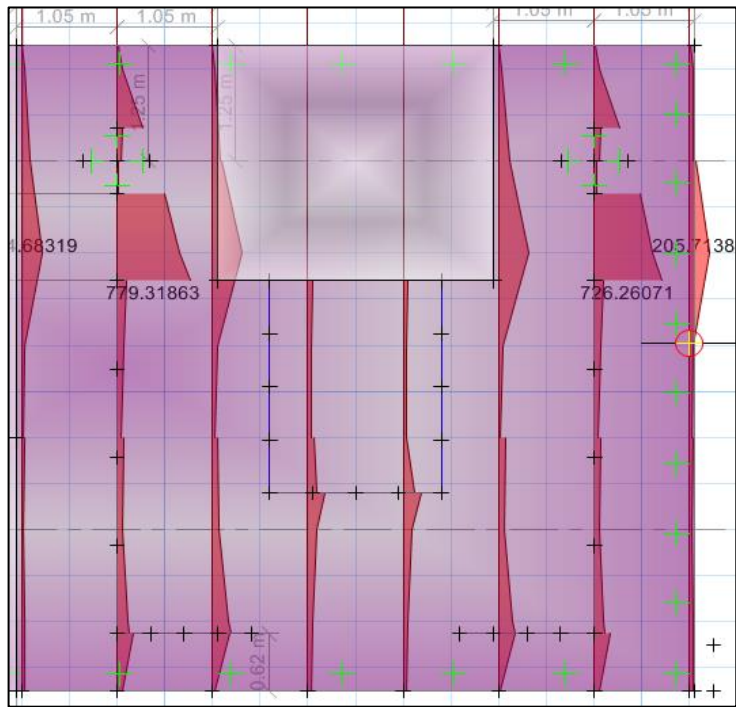


Gráfico N° 72: DMF en el eje Y-Y (positivo)
Fuente: Elaboración propia

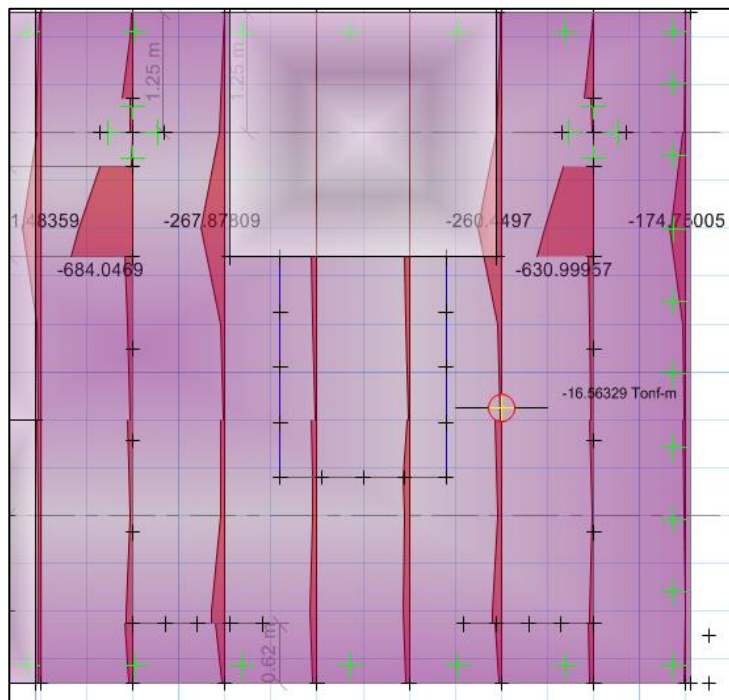


Gráfico N° 73: DMF en el eje Y-Y (negativo)
Fuente: Elaboración propia

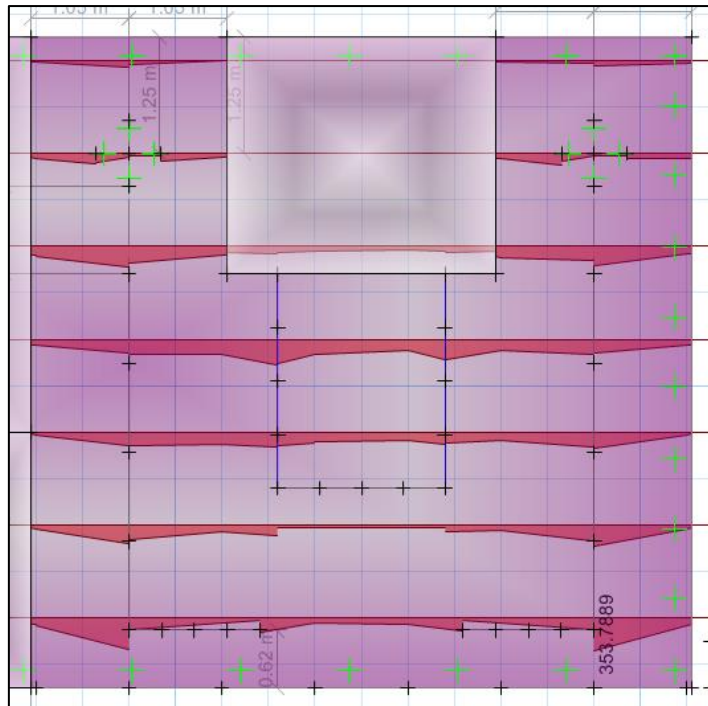


Gráfico N° 74: DMF en el eje X-X (positivo)
Fuente: Elaboración propia

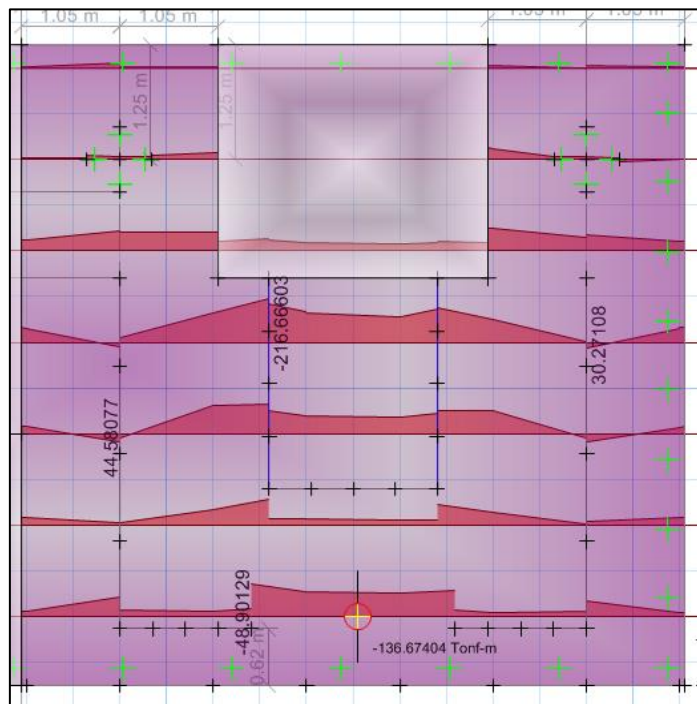


Gráfico N° 75: DMF en el eje X-X (negativo)
Fuente: Elaboración propia

Obteniendo los momentos máximos tanto positivo como negativo hacemos el detallado de acero de refuerzo superior e inferior (VER ANEXO – PLANOS DE CIMENTACIÓN).

4.4.10. DISEÑO DE ESCALERAS.

El diseño de las escaleras se hace de la misma manera como si se tuviera una losa armada en una sola dirección o como una gran viga chata, debiendo tener especial cuidado con la distribución y la magnitud de las cargas.

El modelo a usar varía entre una y otra escalera de acuerdo a las dimensiones de las mismas y, sobretodo, en función a las condiciones de apoyo que pueden ser muros, vigas, losas, etc. Se procederá a diseñar la escalera principal y de emergencia, dada que no presentan similitud.

A. ESCALERA PRINCIPAL.

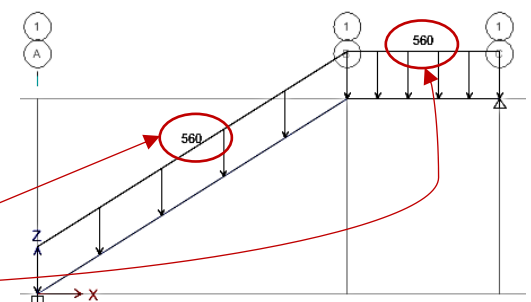
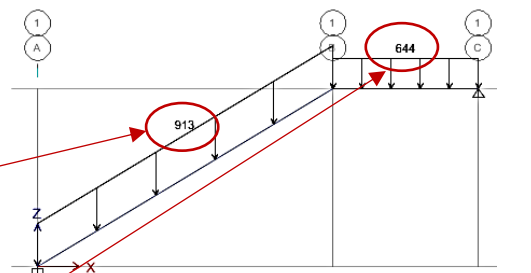
La escalera principal consta de 3 tramos.

Diseño de tramo 01.

CARGA MUERTA RAMPA		
Paso	0.30	m
Contrapaso	0.18	m
Espesor	0.23	m
Ancho de esc.	1.40	m
Peso específico	2400	kg/m ³
Piso terminado	100	kg/m ²
WD	912.8	Kg/m

CARGA MUERTA DESCANSO		
Espesor	0.15	m
Ancho de esc.	1.40	m
Peso específico	2400	kg/m ³
Piso terminado	100	kg/m ²
WD	644	Kg/m

CARGA VIVA		
Ancho de esc.	1.4	m
Sobrecarga	400	kg/m ²
WL	560	Kg/m



El análisis estructural se realizó en el programa ETABS 2015 creando la combinación de diseño con las cargas asignadas mostradas en la parte de arriba obteniendo el siguiente diagrama de momentos flector.

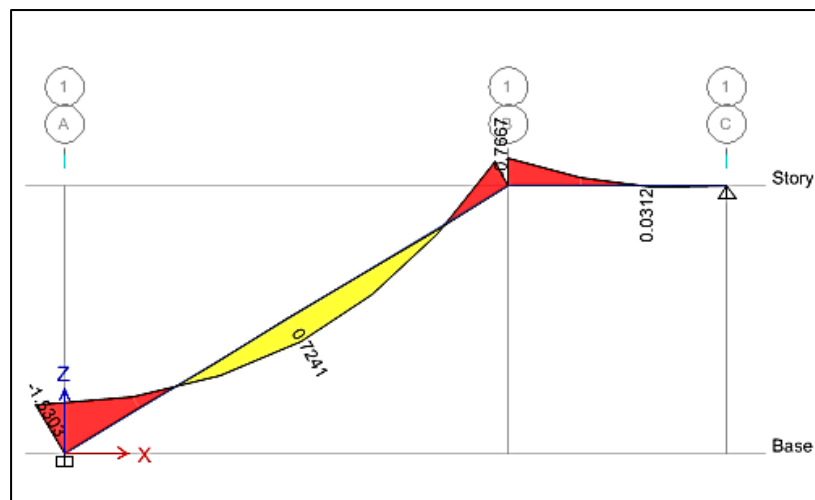
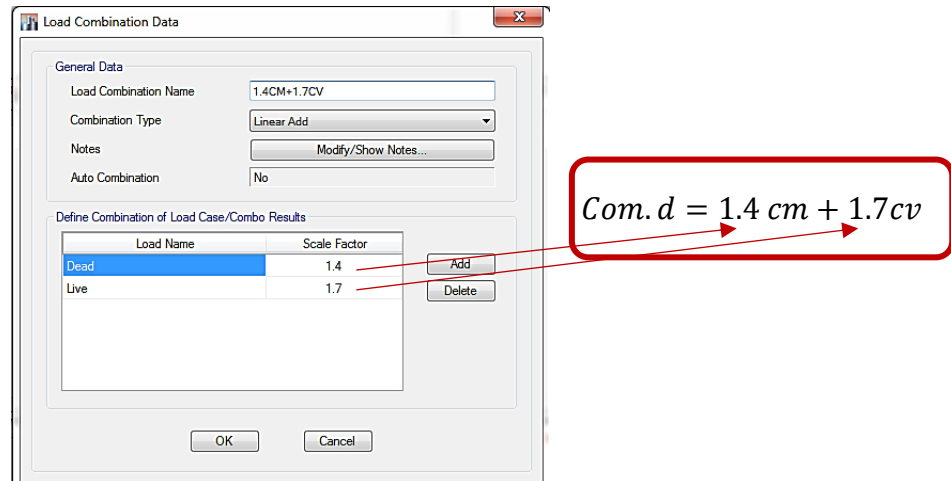


Gráfico N° 76: DMF en escalera para diseño

Fuente: Elaboración propia Etabs

Para el cual tenemos los principales momentos para diseño:

$$\text{Mu max positivo} = 0.607241 \text{ tn-m}$$

$$\text{Mu max negativo} = -0.7667 \text{ tn-m}$$

Determinamos el acero requerido para los momentos de diseño.

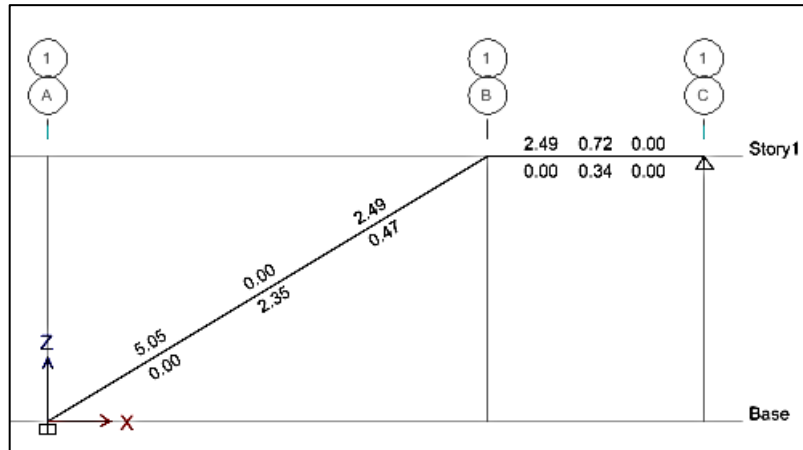


Gráfico N° 77: Área de acero en escalera
Fuente: Elaboración propia Etabs

Cuantía mínima.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f'y} * b * d = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 140 * 15 = 5.07 \text{ cm}^2$$

La cuantía instalada será acero mínimo en toda la sección.

Para el diseño por corte de acuerdo al análisis, tenemos el siguiente gráfico de fuerzas cortantes actuantes la escalera principal tramo 01.

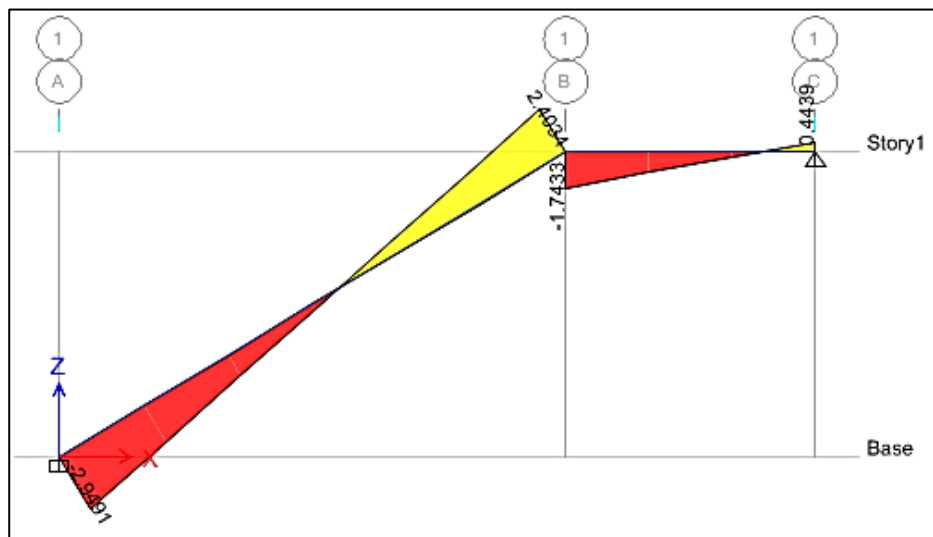


Gráfico N° 78: DFC en escalera
Fuente: Elaboración propia Etabs

Las fuerzas cortantes máximas actuante sobre la escalera es:

Vu = 2.40 ton (positivo)

Vu = -2.94 ton (negativo)

La resistencia del concreto por corte de la viga es:

$$Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 140 * 15$$

$$Vc = 16,128.90kg = 16.13tn$$

Por lo tanto, el refuerzo por corte no será necesario ya que el concreto sólo, podrá resistir todos los esfuerzos cortantes actuantes sobre la escalera.

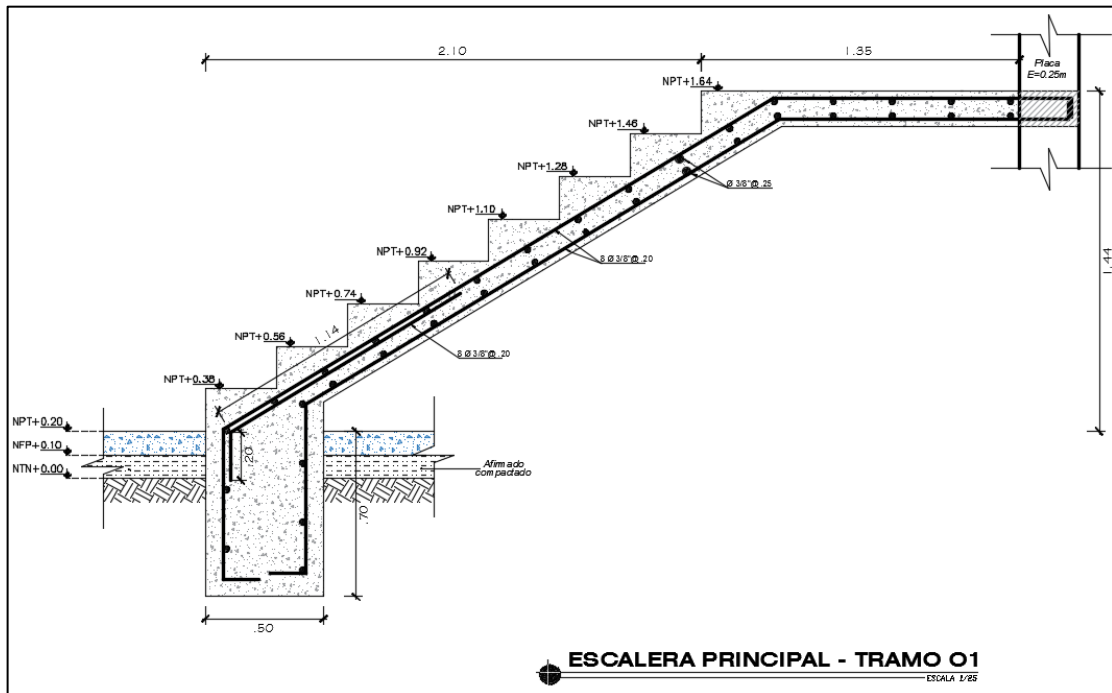


Gráfico N° 79: Diseño final de escalera
Fuente: Elaboración propia Autocad.

4.5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA AISLADA – SEGÚN LAS NORMATIVAS E.030 Y ASCE 7-10

En esta parte se busca exponer el método del análisis sísmico para estructuras con aislamiento, este método está basado en la norma ASCE 7-10. Empezaremos por exponer el análisis estático para estructuras aisladas y luego pasaremos al desarrollo del análisis dinámico.

En el presente trabajo de tesis, se optó por analizar un sistema de aislación, la elección de ello se debió a que presenta una sólida base teórica, su buen comportamiento ha sido demostrado tanto teórica como experimentalmente, y más aún, no presentando problemas enfrentados a sismos de gran magnitud ocurridos en países que han implementado estos sistemas.

El dispositivo de aislación de base escogida para el presente trabajo es:

- **Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB).**

En esta sección se presenta el proceso de diseño del aislador según lo establecido en la norma ya mencionada anteriormente, cabe mencionar que el proceso de diseño es iterativo y que el punto de partida dependerá mucho de los datos y características de entrada que se dispongan, siendo importante que el sistema de aislación cumpla con los objetivos planteados y con las verificaciones necesarias para asegurar un buen y seguro comportamiento.

Los datos generales para el dispositivo de aislación son los que se anuncian a continuación:

- El número de aisladores (LRB)= 39 unidades.
- Peso total de la estructura aislada (W) = 100%CM +50%CV = 4792.60 tn.
- Periodo objetivo deseado (T_0), de acuerdo a la experiencia que existe se decide por $T_0=2.50$ seg.

4.5.1. ANÁLISIS ESTÁTICO O FUERZA LATERAL EQUIVALENTE.

El análisis estático para estructuras con aisladores sísmicos es un proceso simplificado de análisis que busca dar resultados aproximados del comportamiento de una estructura aislada, tanto para desplazamientos como para fuerzas cortantes que experimentaría la misma; **este método es usualmente realizado siempre solo como una primera aproximación del comportamiento de la estructura aislada y su uso como único análisis para la determinación de los esfuerzos de diseño está limitado a estructuras que cumplan con requisitos muy específicos.** Este tipo de análisis es viable gracias a que el uso de aisladores reduce la incertidumbre del comportamiento de la estructura ya que induce la mayor cantidad de deformaciones en el plano de aislamiento, pudiendo así simplificarse el sistema como una masa concentrada colocada sobre un resorte.

Se permite que el procedimiento de fuerza lateral equivalente utilizado en el diseño de una estructura de sísmicamente aislado siempre que:

- ✓ La estructura se encuentra en una clase de sitio S1 con menos de 0.60g
- ✓ La estructura se encuentra en una clase de Sitio A, B, C ó D.
- ✓ La estructura por encima de la interfaz de aislamiento es menor que o igual a cuatro pisos o 65 pies (19.8 m) de altura estructural, hn.
- ✓ El periodo efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento máximo, T_M , es inferior o igual a 3.0 seg.
- ✓ El período efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño, T_D , es mayor que tres veces el período de base fija elástica de la estructura antes que se coloque el sistema de aislamiento.
- ✓ La estructura anterior del sistema de aislamiento es de configuración regular.
- ✓ El sistema de aislamiento cumple con todos los criterios siguientes:

- La rigidez efectiva (K_{eff}) del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva (K_{eff}) en 20% del desplazamiento de diseño.
- El sistema de aislamiento es capaz de producir una fuerza de recuperación.
- El sistema de aislamiento no limita el desplazamiento máximo por sismo máximo considerado, este desplazamiento no debe ser menor que el desplazamiento total.

A. ESTIMACIÓN DE LA FUERZA LATERAL F_s .

$$F_s = C_s * w$$

Donde.

C_s = *Coeficiente sísmico.*

w = *Peso efectivo*

✓ CALCULO DE COEFICIENTE SÍSMICO.

El coeficiente de respuesta sísmica, C_s , se determinará de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$C_s = \frac{S_{ds}}{\frac{R}{I_e}}$$

Dónde:

C_s = *Coeficiente sísmico.*

S_{ds} = *Parametro de aceleracion de respuesta espectral de diseño para periodos cortos.*

R = *Factor de modificacion de respuesta.*

Ie = Factor de importancia.

Procederemos a calcular.

✓ **CALCULO DE PARÁMETROS PARA ACELERACIÓN DE RESPUESTA ESPECTRAL DE DISEÑO:**

Los parámetros para un espectro de aceleración a nivel de Diseño para periodos cortos, S_{ds} , y para periodo de 1seg, S_{d1} , se determina a partir de las siguientes ecuaciones respectivamente.

$$S_{ds} = \frac{2}{3} * S_{Ms}$$

$$S_{d1} = \frac{2}{3} * S_{M1}$$

Para determinar los parámetros para aceleración de respuesta espectral de diseño primero determinaremos la aceleración espectral máxima probable para periodos cortos a 0.2 seg llamado S_{ms} y a 1seg llamado S_{m1} , con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años (periodo de retorno de 2500 años).

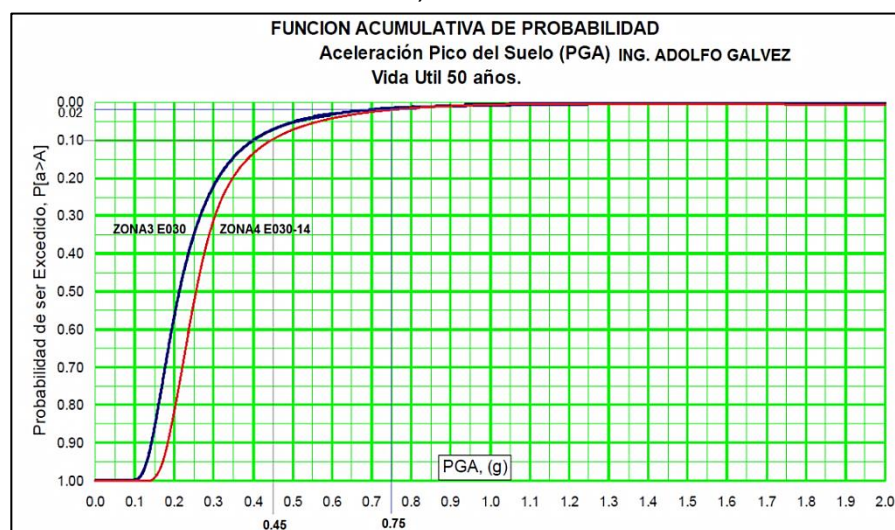


Gráfico N° 80: Función acumulativa de probabilidad
Fuente Adolfo Gálvez, propuesta de factor de reducción sísmica

PGA 0.65 para una zona 3 con una probabilidad de excedencia de 2% con un periodo de retorno de 50 años.

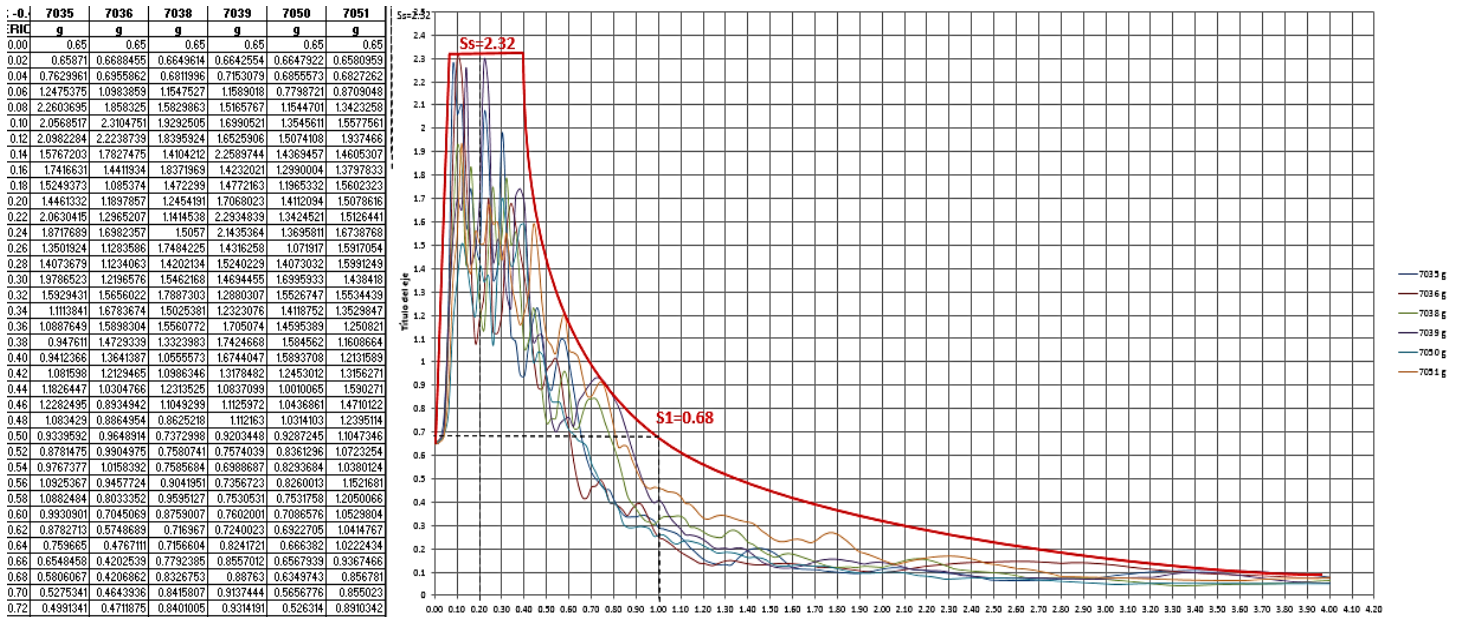


Gráfico N° 81: Espectro de respuesta máxima
Fuente Jorge Cabanillas - DISEPRO

Del espectro de respuesta máxima con $PGA = 0,65$ obtenemos, la aceleración espectral máxima para periodos cortos $T_0=0.2\text{seg}$ será $S_s=2.32$ y para periodos $T_1=1\text{seg}$ es $S_1=0.68$, y el ajuste por efectos de la Clase del Sitio (Site Class).

$$S_{MS} = F_a * S_s$$

$$S_{M1} = F_v * S_1$$

Donde los coeficientes de sitio F_a y F_v se define en las siguientes tablas.

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period					
Site Class	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

Tabla N° 11: Coeficiente de sitio, F_a
Fuente: Norma ASCE7-10 capítulo 17

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
Site Class	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_T .

Tabla N° 12: Coeficiente de sitio, F_v
Fuente: Norma ASCE7-10 capítulo 17

Por lo tanto, reemplazando valores tenemos las aceleraciones máximas espectrales.

$$S_{MS} = F_a * S_s = 1.0 * 2.32 = 2.320$$

$$S_{M1} = F_v * S_1 = 1.3 * 0.68 = 0.884$$

Para obtener los parámetros de aceleración espectral para periodos cortos a nivel de diseño se divide entre 1.5 a la aceleración máxima probable obtenidas anteriormente.

$$Sds = \frac{2}{3} * S_{MS} = \frac{S_{MS}}{1.5} = \frac{2.320}{1.5} = 1.547$$

$$Sd1 = \frac{2}{3} * S_{M1} = \frac{S_{M1}}{1.5} = \frac{1.014}{1.5} = 0.589$$

✓ **CALCULO DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA**

Para sistemas duales con pórticos especiales a momento capaz de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas.

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R ^a	Overstrength Factor, Ω _o ^f	Deflection Amplification Factor, C _d ^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h _s (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category	B	C	D ^d	E ^d
D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES	12.2.5.1								
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls ^d	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls ^d	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL

Tabla N° 13: Factor de modificación de respuesta
Fuente: Norma ASCE7-10 capítulo 17

$$R = 6.00$$

✓ **CALCULO DEL FACTOR DE IMPORTANCIA (I_e):**

El factor de importancia I_e, deberá tomarse como 1.0 para una estructura sísmicamente aislada, independientemente de la categoría de riesgo asignada.

$$I_e = 1.00$$

✓ **CALCULO DE PESO DE EDIFICACIÓN (W):**

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

$$W = 100\%CV + 50\%CV$$

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
PESO	0	0	4792.60

Después de obtener todos los parámetros procederemos a hallar el coeficiente de respuesta sísmica, C_s .

$$C_s = \frac{Sds}{\frac{R}{I_e}} = \frac{1.547}{\frac{6}{1}} = 0.258$$

El valor de C_s calculada de acuerdo con la ecuación anterior no tiene que superar los límites siguientes:

$$C_s = \frac{Sd1}{T * \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ para } T \leq T_L$$

$$C_s = \frac{Sd1 * T_L}{T^2 * \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ para } T > T_L$$

Adicionalmente el coeficiente sísmico C_s no deberá menor a:

$$C_s = 0.044 * S_{DS} * I_e \geq 0.01$$

Donde:

TL: Es el periodo de transición de largo periodo = 2.0 seg.

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

Tabla N° 14: Periodos TP y TL

Fuente: Norma técnica E.030 - diseño sismorresistente

T: Es el periodo de vibración objetivo (es el periodo a donde queremos llevar a la estructura con aislamiento sísmico mayor a TL). = 2.5 seg.

Precederemos a hallar el límite superior para el coeficiente sísmico:

$$C_s = \frac{S_d1}{T * \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ para } T \leq T_L \rightarrow 2.50 \text{ seg} \leq 2.00 \text{ seg} \quad \text{FALSO}$$

$$C_s = \frac{S_d1 * T_L}{T^2 * \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ para } T > T_L \rightarrow 2.50 \text{ seg} > 2.00 \text{ seg} \quad \text{VERDAD}$$

Por lo tanto, reemplazando en la segunda ecuación hallamos el límite superior, Cs no debe de ser mayor que:

$$C_s = \frac{S_d1 * T_L}{T^2 * \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.589 * 2.00}{(2.50)^2 * \left(\frac{6}{1.00}\right)} = 0.031$$

Y para el límite inferior, Cs no debe de ser menor que:

$$C_s = 0.044 * S_{DS} * I_e = 0.044 * 1.547 * 1.00 = 0.068$$

$$\geq 0.01$$

Por lo tanto, para el cálculo de la fuerza lateral equivalente para diseño de estructura aislada usaremos el coeficiente sísmico = 0.068 y reemplazaremos en la siguiente ecuación.

$$F_s = C_s * W$$

$$F_s = 0.068 * 4792.60 = 326.153 \text{ tn}$$

B. PRE DISEÑO DE AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB).

Para la selección de las características del sistema de aislamiento se partirá de un pre diseño en función a la carga axial sometida por el caso del peso sísmico:

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
PESO	0	0	4792.60

El número de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo planteados en la estructura son 39 unidades.

Tipo de aislador	Und	Cantidad
Elastomérico con núcleo de plomo.	Und	39

Este paso busca encontrar la primera aproximación del diámetro que deberán tener nuestros aisladores, para este objetivo se presenta el siguiente cuadro en donde se muestra las propiedades, desplazamiento y carga axial en función del diámetro del aislador (PRE-DISEÑO).

$$W_{\text{cada aislador}} = \frac{W_{\text{total de la edificacion}}}{N_{\text{numero de aisladores}}}$$

$$W_{\text{cada aislador}} = \frac{4792.60 \text{ tn}}{39} = 122.887 \text{ tn} = 122,887.18 \text{ kg}$$

Do (mm)	Propiedades del aislador			Desplazamiento Maximo qmax (mm)	Carga Axial Pmax (kg)
	Kd (Tn/m)	Qd (kg)	Kv (Tn/m)		
305	20 - 40	0 - 6500	> 5000	150	45000
355	20 - 40	0 - 6500	> 10000	150	70000
405	30 - 50	0 - 11000	> 10000	200	90000
455	30 - 70	0 - 11000	> 10000	250	115000
520	40 - 70	0 - 18000	> 20000	300	135000
570	50 - 90	1 - 18000	> 50000	360	180000

Tabla N° 15: Propiedades de aisladores
Fuente: catálogo SEISMIC ISOLATION PRODUCT – BRIDGESTONE

Teniendo este criterio de carga axial máxima se definió que se utilizara un aislador de diámetro exterior igual a 570 mm.

Tomando en cuenta la selección del diámetro del aislador revisamos las recomendaciones de fabricación, planteamos las características físicas del aislador para su posterior verificación.

DIMENSIONES DE LAS PLACAS DE MONTAJE									
Do (mm)	H (mm)	# CAPAS DE GOMA	Di (mm)	L (mm)	t (mm)	# orificios	Ø del orificio (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125 - 280	4 - 14	0 - 100	355	25	4	27	50	-
355	150 - 305	5 - 16	0 - 100	405	25	4	27	50	-
405	175 - 330	6 - 20	0 - 125	455	25	4	27	50	-
455	175 - 355	6 - 20	0 - 125	510	25	4	27	50	-
520	205 - 380	8 - 24	0 - 180	570	25	8	27	50	50
570	205 - 380	8 - 34	0 - 180	620	25	8	27	50	50

Tabla N° 16: Propiedades de aisladores
Fuente: catálogo SEISMIC ISOLATION PRODUCT – BRIDGESTONE

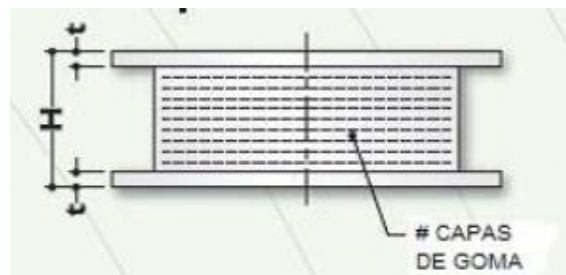
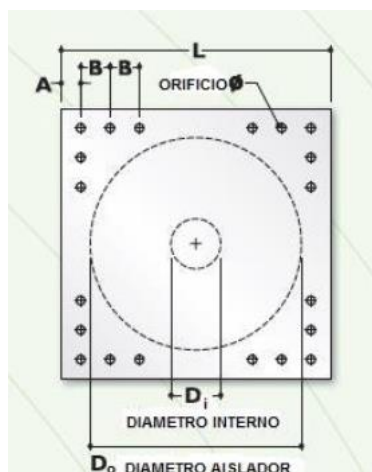
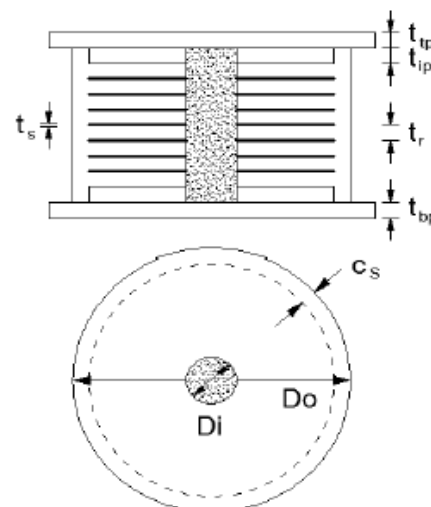


Gráfico N° 82: Elementos del aislador
Fuente: catálogo SEISMIC ISOLATION PRODUCT – BRIDGESTONE

Para culminar este procedimiento de prediseño definimos las dimensiones del aislador según los parámetros establecido en el cuadro anterior.

Do=	57	cm	Diámetro exterior.
Di=	15	cm	Diámetro interior.
c. de goma	30	und	Número de capas de goma.
tr=	0.8	cm	Espesor de capa goma.
ts=	0.2	cm	Espesor de capa acero.
L=	62	cm	Long. placa cuadrada.
t=	2.5	cm	Espesor de placa.
N pernos	8	und	Numero de pernos.
Ø perno	2.7	cm	Diametro de perno.
Tr=Σtr=	24	cm	Espesor total de capa de g.
H=	34.8	cm	Altura total del aislador.



Cuadro N° 39: Resumen de prediseño del aislador sísmico
Fuente: Elaboración propia

Habiendo definido las dimensiones del aislador sísmico, buscamos las propiedades del material de goma y plomo, por lo cual acudimos al catálogo SEISMIC ISOLATION PRODUCT – BRIDGESTONE y obtenemos así un cuadro de resumen mostrado líneas abajo.

Seismic isolation product line-up

Soporte de Caucho de Alta Amortiguación (HDR), Soporte con Núcleo de Plomo (LRB), Soporte de Caucho Natural (NRB) y Soporte Deslizador Elástico de Caucho (ESB)



DESCRIPCIÓN	Límite inferior LB	Límite superior LB	Und.
MODULO DE CORTE EFECTIVO DE GOMA G	5.95	8.05	Kg/cm ²
MODULO VOLUMÉTRICO DE GOMA K	2000	2000	Mpa
MODULO DE CORTE DEL PLOMO G_p	127.5	172.5	Mpa
ESFUERZO DE CORTE DEL PLOMO T_{py}	85	115	kg/cm ²

Tabla N° 17: Propiedades del material
Fuente: catálogo SEISMIC ISOLATION PRODUCT – BRIDGESTONE

En esta etapa del diseño es indispensable exponer el concepto de lazo de histéresis, el cual interrelaciona las distintas propiedades que definen al aislador.

El lazo de histéresis representa el comportamiento del aislador sísmico siendo sometido a un ciclo de carga y descarga de fuerzas, representando su consiguiente desplazamiento, todo esto de forma cíclica.

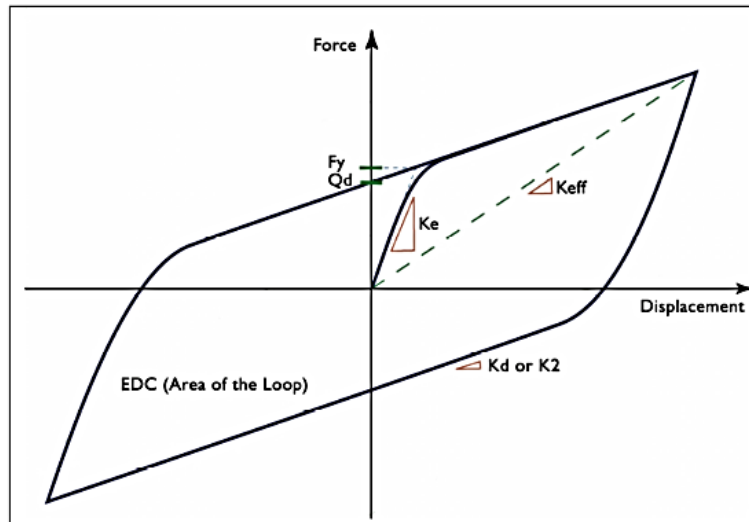


Gráfico N° 83: Lazo histérico
Fuente: Concreto armado - Gianfranco Ottazzi.

Para el modelamiento matemático de aisladores sísmicos se han desarrollado varios modelos de lazos histéricos, para nuestro caso de estudio se optará por el modelo lineal (MODAL ESPECTRAL), donde se pueden apreciar los parámetros que lo conforman siendo estos:

Rigidez Elástica o Rigidez Inicial (K_e).- Esta es la rigidez inicial que experimentara el aislador, su valor está dominado por las dimensiones del núcleo de plomo. Este valor es de importancia para controlar las cargas de servicio como las de viento.

Rigidez Post Fluencia o Rigidez Secundaria (K_d).- La rigidez secundaria está en función al módulo de corte de la goma.

Rigidez Efectiva (K_{eff}).- La rigidez efectiva está determinada por la fuerza del aislador dividida por el desplazamiento; esta es una cantidad dependiente del desplazamiento.

Fuerza Característica (Q_d).- Es el valor de la fuerza que interseca al lazo histérico; Este parámetro está relacionado al amortiguamiento y a la respuesta del aislador a las cargas de servicio.

Fuerza de Fluencia (Fy).- Este valor es el punto en el lazo de histéresis en el cual la rigidez inicial cambia a ser la rigidez secundaria. En realidad el cambio de rigideces se da a través de una suave curva en lugar de un punto bien determinado. Este valor es utilizado para el modelo bilineal.

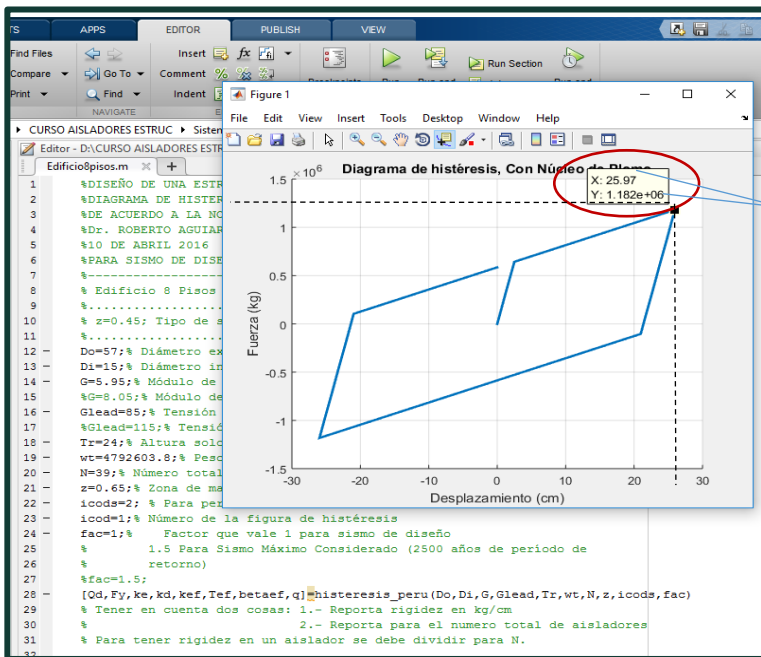
Rigidez Vertical (K.v).- Este parámetro hace referencia a la rigidez vertical del aislador

Área del Lazo de Histéresis (EDC).- El área del lazo de histéresis representa la cantidad de energía liberada por cada ciclo completado por el aislador.

✓ **CALCULO DE MÁXIMA Y MÍNIMA RIGIDEZ EFECTIVA:**

Para el cálculo de la máxima y mínima rigidez efectiva tendremos que obtener el lazo de histéresis para lo cual se utilizó el programa MATLAB R2015a. En donde la rigidez máxima y mínima efectiva del sistema aislado, k_{Dmax} y k_{Dmin} , se basará en los ensayos cíclicos y el cálculo será utilizando las siguientes ecuaciones.

Para sismo de diseños con límites inferiores



$$K_{D \min} = \frac{\sum |F_D^+|_{\min} + \sum |F_D^-|_{\min}}{2D_D}$$

$$K_{D \min} = \frac{1182 \text{ tn} + 1182 \text{ tn}}{2 * 0.2597 \text{ m}}$$

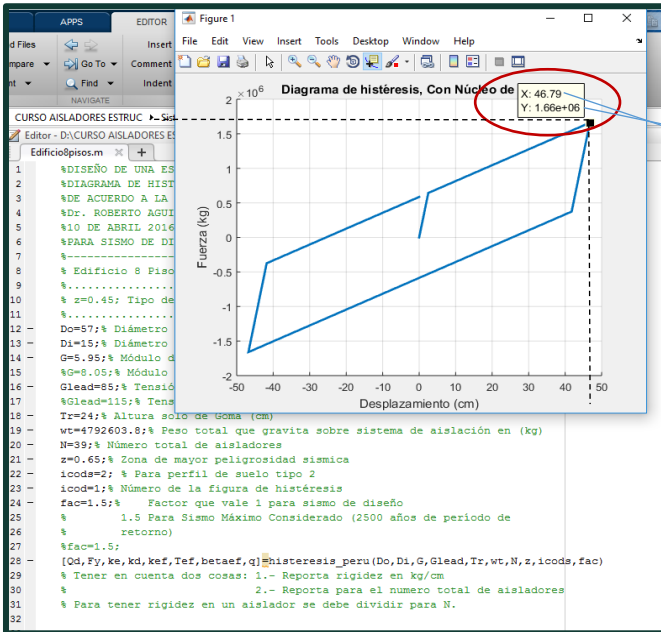
$$K_{D \min} = 4551.41 \text{ tn/m}$$

$$K_{D \min} = 4551.41 \frac{\text{tn}}{\text{m}} * \frac{9.81 \text{ KN} * 1 \text{ m}}{1000 \text{ mm} * 1 \text{ tn}}$$

$$K_{D \min} = 44.65 \frac{\text{KN}}{\text{mm}}$$

Gráfico N° 84: Lazo histérico sismo de diseño límites inferiores
Fuente: Elaboración propia MATLAB R2015a.

Para sismo máximo esperado con límites inferiores



$$K_{M \min} = \frac{\sum |F_M^+|_{\min} + \sum |F_M^-|_{\min}}{2D_M}$$

$$K_{M \min} = \frac{1660 \text{tn} + 1660 \text{tn}}{2 * 0.4679 \text{m}}$$

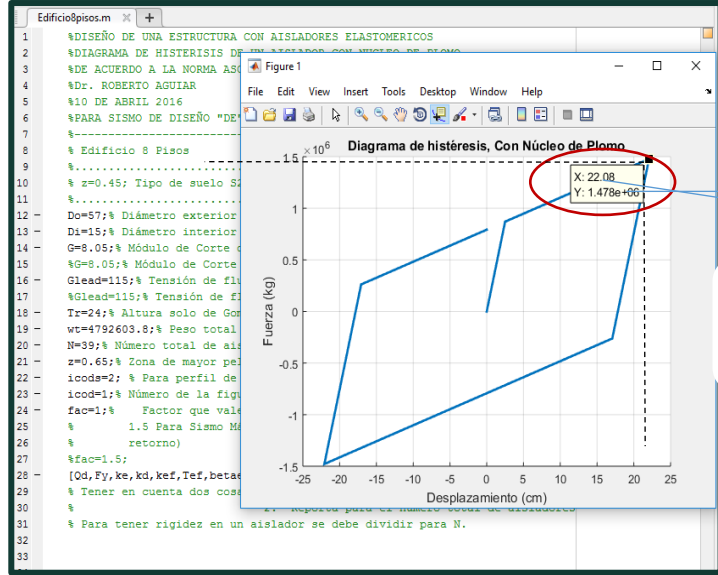
$$K_{M \min} = 3547.77 \text{tn/m}$$

$$K_{M \min} = 3547.77 \frac{\text{tn}}{\text{m}} * \frac{9.81 \text{KN} * 1\text{m}}{1000\text{mm} * 1\text{tn}}$$

$$K_{M \min} = 34.80 \frac{\text{KN}}{\text{mm}}$$

Gráfico N° 85: Lazo histérico sismo máximo esperado límites inferiores
Fuente: Elaboración propia MATLAB R2015a.

Para sismo de diseño con límites superiores



$$K_{D \max} = \frac{\sum |F_D^+|_{\max} + \sum |F_D^-|_{\max}}{2D_D}$$

$$K_{D \max} = \frac{1478 \text{tn} + 1478 \text{tn}}{2 * 0.2208 \text{m}}$$

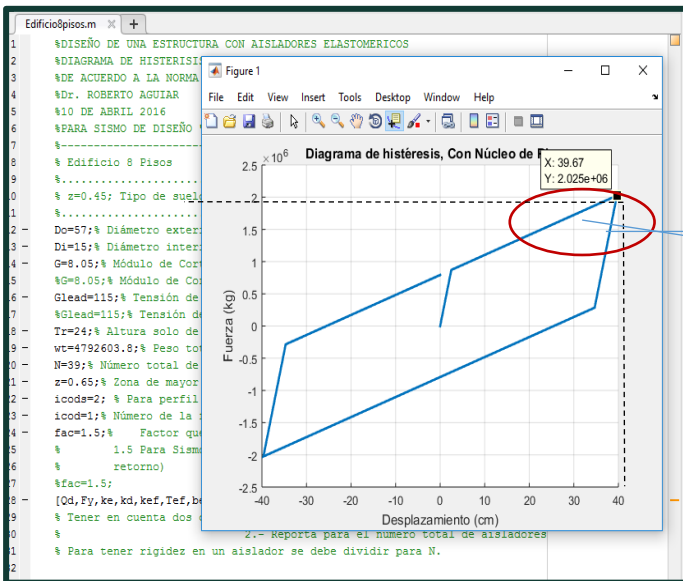
$$K_{D \max} = 6693.84 \text{tn/m}$$

$$K_{D \max} = 6693.84 \frac{\text{tn}}{\text{m}} * \frac{9.81 \text{KN} * 1\text{m}}{1000\text{mm} * 1\text{tn}}$$

$$K_{D \max} = 65.67 \frac{\text{KN}}{\text{mm}}$$

Gráfico N° 86: Lazo histérico sismo de diseño límites superiores
Fuente: Elaboración propia MATLAB R2015a.

Para sismo máximo esperado con límites superiores.



$$K_{M \max} = \frac{\sum |F_M^+|_{\max} + \sum |F_M^-|_{\max}}{2D_M}$$

$$K_{M \max} = \frac{2025 \text{ tn} + 2025 \text{ tn}}{2 * 0.3967 \text{ m}}$$

$$K_{M \max} = 5104.61 \text{ tn/m}$$

$$K_{M \max} = 5104.61 \frac{\text{tn}}{\text{m}} * \frac{9.81 \text{ KN} * 1 \text{ m}}{1000 \text{ mm} * 1 \text{ tn}}$$

$$K_{M \max} = 50.07 \frac{\text{KN}}{\text{mm}}$$

Gráfico N° 87: Lazo histérico sismo máximo esperado límites superiores
Fuente: Elaboración propia MATLAB R2015a.

Cuadro de resumen de las rigideces efectivas calculadas.

Para Diseño:		
KDMAX=	65.67	kN/mm
Fmax+	1478.00	Tn
Fmax-	1478.00	Tn
Dd=	0.2208	m
Para Maximo Sismo Considerando		
KMMAX=	50.08	kN/mm
Fmax+	2025.00	Tn
Fmax-	2025.00	Tn
Dm=	0.3967	m
KMMIN=	34.80	kN/mm
Fmin+	1660.00	Tn
Fmin-	1660.00	Tn
Dm=	0.4679	m

Cuadro N° 40: Resumen de rigideces efectivas
Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se obtuvieron las propiedades dinámicas del aislador sísmicos en función al lazo histórico.

PROPIEDADES DINÁMICAS	UNIDADES	SEGÚN ESPECTRO NORMA E-030			
		SISMO DISEÑO		SISMO MCE	
		LB	UB	LB	UB
q=	cm	25.97	22.08	46.79	39.67
A plomo=	cm ²	176.72	176.72	176.72	176.72
A=	cm ²	2,551.76	2,551.76	2,551.76	2,551.76
Qd=	Tn	585.81	792.56	585.81	792.56
Kd=	Tn/m	58.88	79.66	58.88	79.66
ke=	Tn/m	659.72	892.54	659.72	892.54
Fy=	Tn	16.49	22.31	16.49	22.31
Kef=	Tn/m	116.67	171.72	90.99	130.93
Beta efec=	%	28.51	30.26	21.26	23.34
B=		6.71	6.83	6.15	6.32
RATIO		0.09	0.09	0.09	0.09

Cuadro N° 41: Propiedades dinámicas del aislador
Fuente: Elaboración propia

C. CALCULO DE DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO.

El sistema de aislamiento debe ser diseñado y construido para soportar desplazamientos laterales mínimos para sismos, DD, que actúan en la dirección de cada uno de los ejes principales horizontales de la estructura, utilizando la siguiente ecuación:

$$D_D = \frac{g * S_{D1} * T_D}{4 * \pi^2 * B_D}$$

g = aceleración de la gravedad. Las unidades de g es in/s² (mm /s²) si las unidades del desplazamiento de diseño, D_D, son in. (mm).

SD1 = aceleración espectral para diseño con un 5% de amortiguamiento crítico para periodos de 1seg en unidades de g-s, como se determina en cálculos anteriores.

TD = período efectivo de la estructura sísmicamente aislado en segundos, con el desplazamiento de diseño en la dirección considerada.

BD = coeficiente numérico relacionado con la amortiguación efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño, β_D .

Coeficiente de amortiguamiento, B_D or B_M

Effective Damping, β_D or β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_D or B_M Factor
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

a El coeficiente de amortiguación se basa en la amortiguación efectiva del sistema de aislamiento.

b El coeficiente de amortiguación se basa en la interpolación lineal de los valores de amortiguación eficaces distintas de las indicadas.

Tabla N° 18: Coeficiente de amortiguamiento, B_D o B_M
Fuente: Norma ASCE7-10 capítulo 17

✓ CALCULO DEL PERIODO EFECTIVO PARA DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO (T_D):

El período efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño, T_D , se determinará según las características de deformación del sistema de aislamiento.

$$T_D = 2 * \pi * \sqrt{\frac{W}{K_{D \min} * g}}$$

$W(tn) = \text{peso de la edificacion aislada} = 4792.60tn$

$$K_{D \min} \left(\frac{tn}{m} \right) = \text{Rigidez efectiva minima para sismo diseño}$$

$$= 44.65 \frac{KN}{m} = 4551.405 \frac{tn}{m}$$

$$g(m/seg^2) = \text{Rigidez efectiva minima para sismo diseño} \\ = 9.81m/seg^2$$

$$T_D = 2 * 3.1416 * \sqrt{\frac{4792.604 \text{ tn}}{4551.405 \frac{\text{tn}}{\text{m}} * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}}} = 2.059 \text{ seg}$$

Seguidamente después de obtener el periodo efectivo del sistema aislado procedemos a hallar el desplazamiento de diseño:

$$D_D = \frac{g * S_{D1} * T_D}{4 * \pi^2 * B_D}$$

g : aceleracion de la gravedad = $9.81 \text{ m}/\text{seg}^2$

S_{D1} : aceleracion para sismo de diseño $t = 1 \text{ seg} = 0.589$

T_D : periodo efectivo en desplazamiento de diseño
= 2.059 seg

B_D : coeficiente de amortiguamiento = 1.5

$$D_D = \frac{g * S_{D1} * T_D}{4 * \pi^2 * B_D} = \frac{9.81 * 0.589 * 2.059}{4 * (3.1416)^2 * 1.5} = 0.20097 \text{ m}$$

$$D_D = 20.097 \text{ cm}$$

✓ CALCULO DE DESPLAZAMIENTO TOTAL PARA DISEÑO D_{TD} :

El desplazamiento total diseño, D_{TD} , de los elementos del sistema de aislamiento deberán incluir el desplazamiento adicional debido a la torsión y accidental calculada a partir de la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la ubicación más desventajosa de masa excéntrica, en donde no deben tomarse como inferior a la especificada por las siguientes ecuaciones.

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

$$D_{TD} = 20.097 \left[1 + 1249.23 * \frac{12_e}{b^2 + d^2} \right]$$

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y * \frac{12 * 57.44}{200^2 + 250^2} \right]$$

$$D_{TD} = 21.786 \text{ cm}$$

D. CALCULO DE DESPLAZAMIENTO MÁXIMO ESPERADO

D_M.

El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento, D_M, en la dirección más crítica de la respuesta horizontal se calculará usando la siguiente ecuación:

$$D_M = \frac{g * S_{M1} * T_M}{4 * \pi^2 * B_M}$$

Dónde:

g = aceleración de la gravedad.

SM1 = Máxima aceleración espectral para diseño con un 5% de amortiguamiento crítico para periodos de 1 seg en unidades de g-s, como se determina en las fórmulas líneas abajo.

TM = período efectivo de la estructura sísmicamente aislado en segundos, con el desplazamiento de máximo en la dirección considerada.

BM= coeficiente numérico relacionado con la amortiguación efectiva del sistema de aislamiento en el

desplazamiento diseño, β_M , como se expone en la siguiente tabla:

Coefficiente de amortiguamiento, B_D or B_M

Effective Damping, β_D or β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_D or B_M Factor
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

(a) El coeficiente de amortiguación se basa en la amortiguación efectiva del sistema de aislamiento.

(b) El coeficiente de amortiguación se basa en la interpolación lineal de los valores de amortiguación eficaz distinta de las indicadas.

$$SM1 = Fv * S_1$$

Tabla N° 19: Coeficiente de amortiguamiento, B_D o B_M
Fuente: Norma ASCE7-10 capítulo 17

✓ **CALCULO DEL PERIODO EFECTIVO PARA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO ESPERADO (T_M):**

El período efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento máximo, T_M , se determinará según las características de deformación del sistema de aislamiento.

$$T_M = 2 * \pi * \sqrt{\frac{W}{K_{M \min} * g}}$$

$W(tn) =$ peso de la edificación aislada = 4792.60tn

$$K_{M \min} \left(\frac{tn}{m} \right) = \text{Rigidez efectiva minima para máximos}$$

$$= 34.80 \frac{KN}{m} = 3547.767 \frac{tn}{m}$$

$g(m/seg^2) = A \text{ celeracion de la gravedad} = 9.81m/seg^2$

$$T_M = 2 * 3.1416 * \sqrt{\frac{4792.604 \text{ tn}}{3547.767 \frac{\text{tn}}{\text{m}} * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}}} = 2.332 \text{ seg}$$

Seguidamente después de obtener el periodo efectivo del sistema aislado procedemos a hallar el desplazamiento máximo esperado:

$$D_M = \frac{g * S_{M1} * T_M}{4 * \pi^2 * B_M}$$

g : aceleracion de la gravedad = 9.81 m/seg^2

S_{M1} : celeracion para sismo maximo esp $t = 1 \text{ seg} = 0.884$

T_M : periodo efectivo en desplazamiento máximo
= 2.332 seg

B_M : coeficiente de amortiguamiento = 1.5

$$D_M = \frac{g * S_{M1} * T_M}{4 * \pi^2 * B_M} = \frac{9.81 * 0.884 * 2.332}{4 * (3.1416)^2 * 1.5} = 0.34145 \text{ m}$$

$$D_M = 34.145 \text{ cm}$$

✓ **DESPLAZAMIENTO TOTAL PARA MÁXIMO ESPERADO (D_{TM}):**

El desplazamiento total máximo esperado, D_{TM} , de los elementos del sistema de aislamiento deberán incluir el desplazamiento adicional debido a la torsión y accidental calculada a partir de la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la ubicación más desventajosa de masa excéntrica.

El desplazamiento total máximo esperado, D_{TM} , de los elementos de un sistema de aislamiento con una distribución espacial uniforme de la rigidez lateral no deben tomarse como inferior a la especificada por las ecuaciones siguientes:

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

Dónde:

D_D = diseño desplazamiento desde el centro de la rigidez del sistema de aislamiento en la dirección.

D_M = desplazamiento máximo en el centro de la rigidez del sistema de aislamiento.

y = distancia entre los centros de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medida perpendicularmente a la dirección de la carga sísmica bajo consideración.

e = la excentricidad real medida en el plan entre el centro de masa de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento y el centro de la rigidez del sistema de aislamiento, además de excentricidad accidental, en ft (mm), toma como 5 por ciento de la dimensión de la planta más larga de la estructura perpendicular a la dirección de la fuerza bajo consideración.

b = la dimensión de la planta más corta de la estructura mide perpendicular a d .

d = la dimensión de la planta más larga de la estructura.

Seguidamente procedemos a hallar desplazamiento total máximo esperado.

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

D_M: desplazamiento máximo = 34.145 cm

y: distancia entre los centros de rigidez = 1249.3 cm

e: la excentricidad real = 57.44 cm

b: la dimensión de la planta más corta = 2000.0 cm

d: la dimensión de la planta más larga = 2500.0 cm

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

$$D_{TM} = 34.145 \left[1 + 1249.3 * \frac{12 * 57.44}{2000^2 + 2500^2} \right]$$

$$D_{TM} = 37.013 \text{ cm}$$

E. FUERZAS LATERALES MÍNIMO.

✓ SISTEMA DE AISLAMIENTO Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR DEBAJO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

El sistema de aislamiento, la fundación, y todos los elementos estructurales por debajo del sistema de aislamiento deberán ser diseñados y construidos para resistir una fuerza sísmica lateral mínima, V_b , utilizando todos los requisitos adecuados para una estructura no aislada y como prescritos por la siguiente ecuación:

$$V_b = K_{D \text{ MAX}} * D_D$$

Dónde:

$K_{D \text{ max}}$ = rigidez máxima efectiva, en kips / in. (KN/mm), del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño en la dirección horizontal.

D_D = desplazamiento de diseño, en in (mm.), en el centro de la rigidez del sistema de aislamiento en la dirección considerada.

V_b no se tendrá como menor que la fuerza máxima en el sistema de aislamiento en cualquier desplazamiento hasta e incluyendo el desplazamiento de diseño.

$$K_{Dmax} : \text{rigidez máxima efectiva} = 65.667 \frac{KN}{mm}$$

$$D_D : \text{desplazamiento de diseño} = 20.097 \text{ cm} \\ = 200.972 \text{ mm}$$

$$V_b = K_{D MAX} * D_D = 65.667 * 200.972 = 13197.168 \text{ KN}$$

$$V_b = 1345.277 \text{ Tn}$$

4.5.2. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.

El análisis modal-espectral permite analizar mayor cantidad de casos que el análisis estático pudiendo analizarse superestructuras más flexibles y que presenten ciertas irregularidades en planta, pero todavía mantiene las restricciones para lo referente al sistema de aislación.

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

A. MODELAMIENTO.

Los modelos matemáticos de la estructura aislada incluyendo el sistema de aislamiento, fuerza sísmica a resistir, y otros elementos estructurales.

El sistema de aislamiento se modela con suficiente detalle para:

- Tener en cuenta la distribución espacial de las unidades aislantes (aisladores).
- Calcular los desplazamientos, en ambas direcciones horizontales, y la torsión de la estructura por encima de la

interfaz de aislamiento teniendo en cuenta la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica accidental

- Evaluar las fuerzas de vuelco/levantamiento en las unidades aislantes individuales.
- Tener en cuenta los efectos de la carga vertical, carga Bilateral, y/o la velocidad de carga si las propiedades de fuerza-deformación del sistema de aislamiento dependen de uno o más de estas características.

El desplazamiento de diseño total y el máximo desplazamiento total a través del sistema de aislamiento se calcularán utilizando **un modelo de la estructura aislada** que incorpora las características de esfuerzo-deformación de los elementos no lineales del sistema de aislamiento y el sistema resistente a la fuerza sísmica.

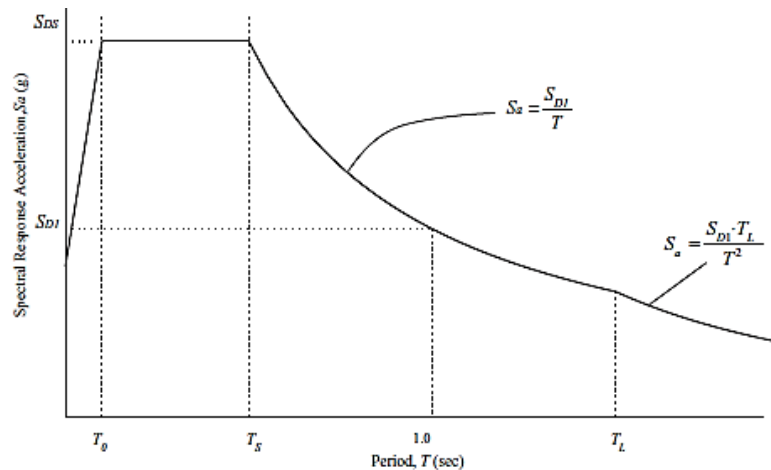
El desplazamiento máximo de cada planta y la fuerza de diseño, así como los desplazamientos en los elementos del sistema resistente a la fuerza sísmica se permiten ser calculado usando un modelo elástico lineal de la estructura aislada, siempre que ambas condiciones se cumplan:

- **Propiedades de Rigidez asumidos para los componentes no lineales del sistema de aislamiento se basan en la rigidez máxima efectiva del sistema de aislamiento (rigidez secante).**
- Todos los elementos del sistema de fuerza a la resistencia sísmica de la estructura por encima del sistema de aislamiento siguen siendo elástico para el sismo de diseño (espectro reducido por 2/3).

Las estructurales irregulares serán diseñados para una fuerza lateral no menos del 100% del V_s (cortante basal estática) y sistemas estructurales regulares diseñado para una fuerza lateral no inferior al 80% del V_s (cortante basal estática).

B. ELABORACIÓN DE ESPECTRO DE RESPUESTA PARA DISEÑO.

Cuando un espectro de respuesta de diseño es requerido por esta norma (ASCE 7 - 10) y los procedimientos de movimiento de tierra no se usen (registros), se desarrollará la curva del espectro de respuesta de diseño como se indica en la figura:



S_{DS} : parametro de aceleracion espectral $t = 0.20$ seg

$$S_{DS} = \frac{2}{3} * S_{MS} = \frac{2}{3} * F_a * S_s = \frac{2}{3} * 1.00 * 2.32 = \mathbf{1.547}$$

S_{D1} : parametro de aceleracion espectral $t = 1.00$ seg

$$S_{D1} = \frac{2}{3} * S_{M1} = \frac{2}{3} * F_V * S_1 = \frac{2}{3} * 1.3 * 0.68 = \mathbf{0.589}$$

T_0 : periodo donde inicia la plataforma del espectro T (seg)

$$T_0 = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 * \frac{0.589}{1.547} = \mathbf{0.076 \text{ seg.}}$$

T_S : periodo donde termina la plataforma del espectro T (seg)

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.589}{1.547} = \mathbf{0.381 \text{ seg}}$$

T_L : periodo de transicion para periodos largos. (seg).

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla N° 20: Períodos T_p y T_L.

Fuente: Norma técnica E.030 - diseño sismorresistente

1. Para los períodos de menos de T₀, la aceleración de respuesta espectral de diseño, S_a, se tomará como se especifica a continuación.

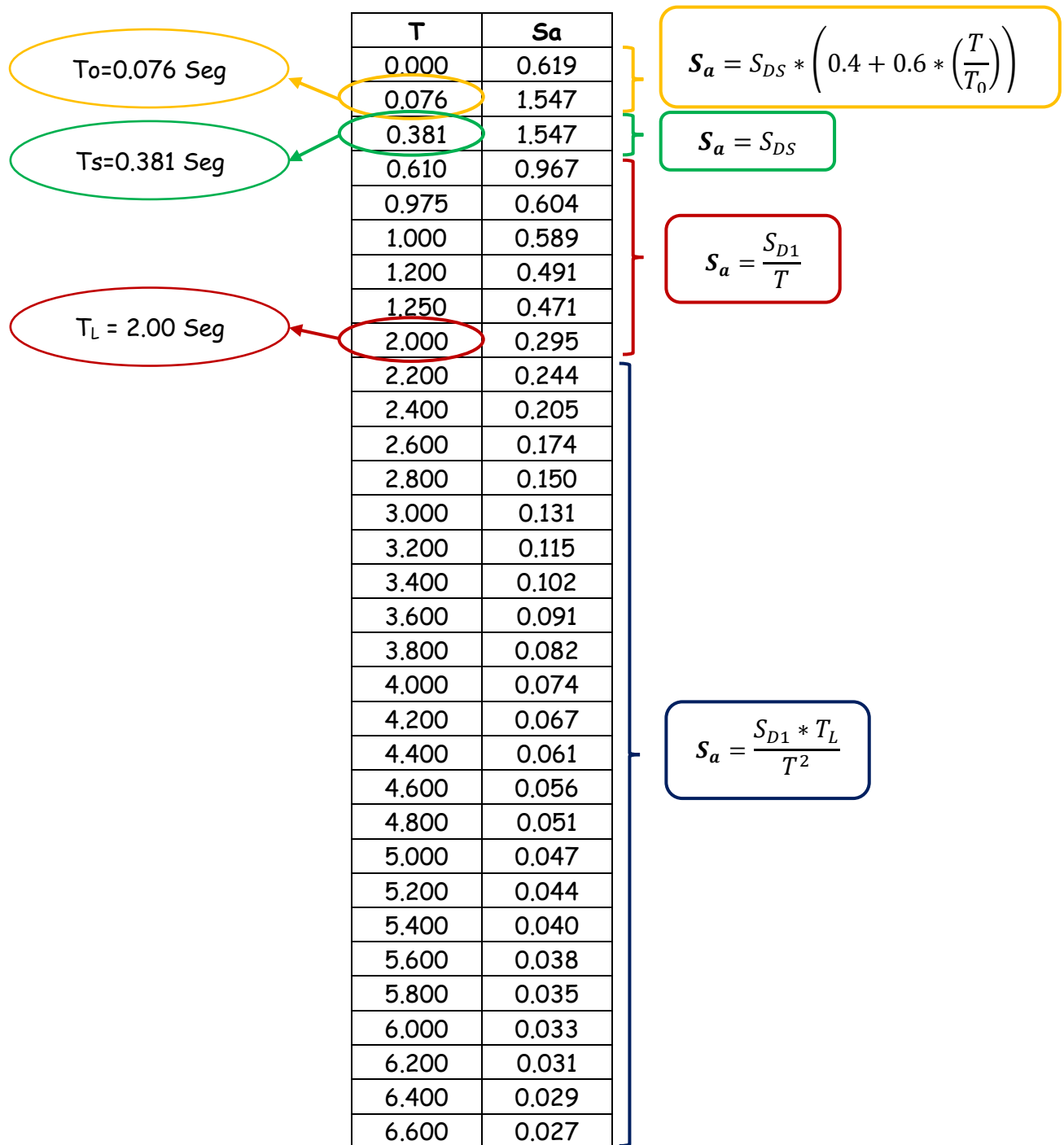
$$S_a = S_{DS} * \left(0.4 + 0.6 * \left(\frac{T}{T_0} \right) \right)$$

2. En períodos mayores o iguales a T₀ y menores o iguales a T_S, la aceleración de respuesta espectral de diseño, S, se tendrán igual a S_{DS}.
3. Para períodos superiores a T_S, e inferior o igual a T_L, la aceleración de respuesta espectral de diseño, se tomará como se especifica en la siguiente ecuación.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

4. Para períodos mayores que T_L, S_a deberá tomarse como se especifica en la ecuación.

$$S_a = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2}$$



Cuadro N° 42: Espectro de diseño ASCE7-10
Fuente: Elaboración propia

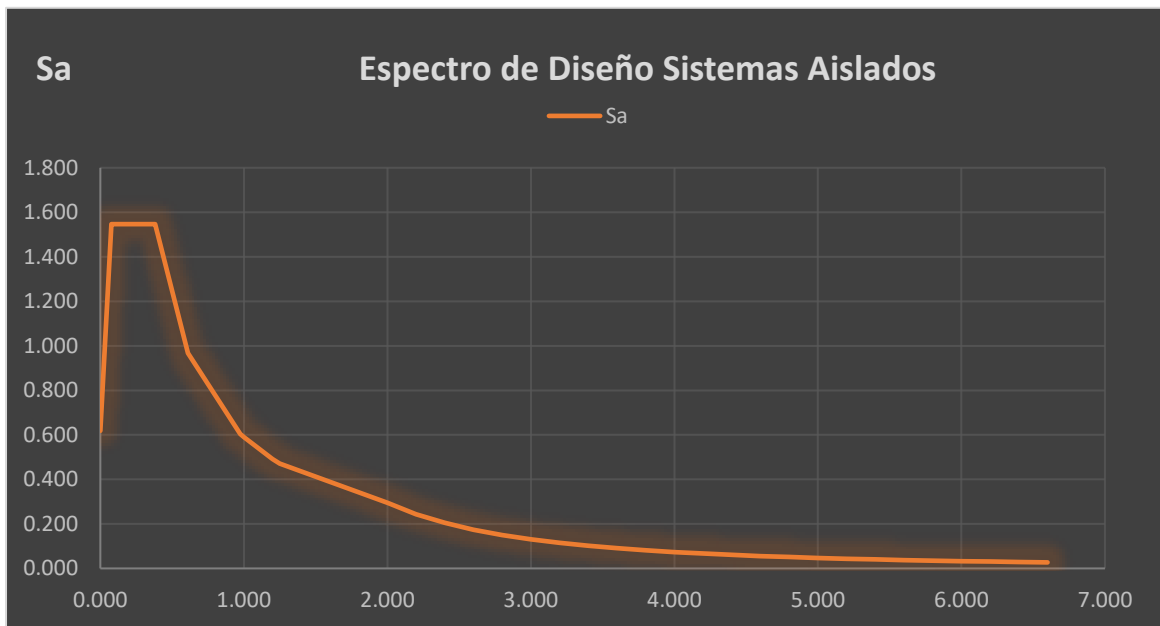


Gráfico N° 88: Espectro de diseño ASCE7-10
Fuente: Elaboración propia

El análisis dinámico modal espectral se realizará mediante el software ETABS 2015 V.2.0 en donde definiremos el espectro de diseño y máximo esperado para su posterior verificación de desplazamiento de diseño y máximos.

PARÁMETROS MCE

PARÁMETROS SUELO

PARÁMETROS SISMO DE DISEÑO

ESPECTRO DE RESPUESTA PARA DISEÑO

Period	Acceleration
0	0.6187
0.0762	1.5467
0.381	1.5467
0.6	0.9822
0.8	0.7367
1	0.5893
1.2	0.4911
1.4	0.421
1.6	0.3683
1.8	0.3274

Gráfico N° 89: Asignación de espectro de diseño
Fuente: Elaboración propia Etabs

Dónde: el espectro de respuesta MCE, se determinará multiplicando el espectro de respuesta de diseño por 1.5

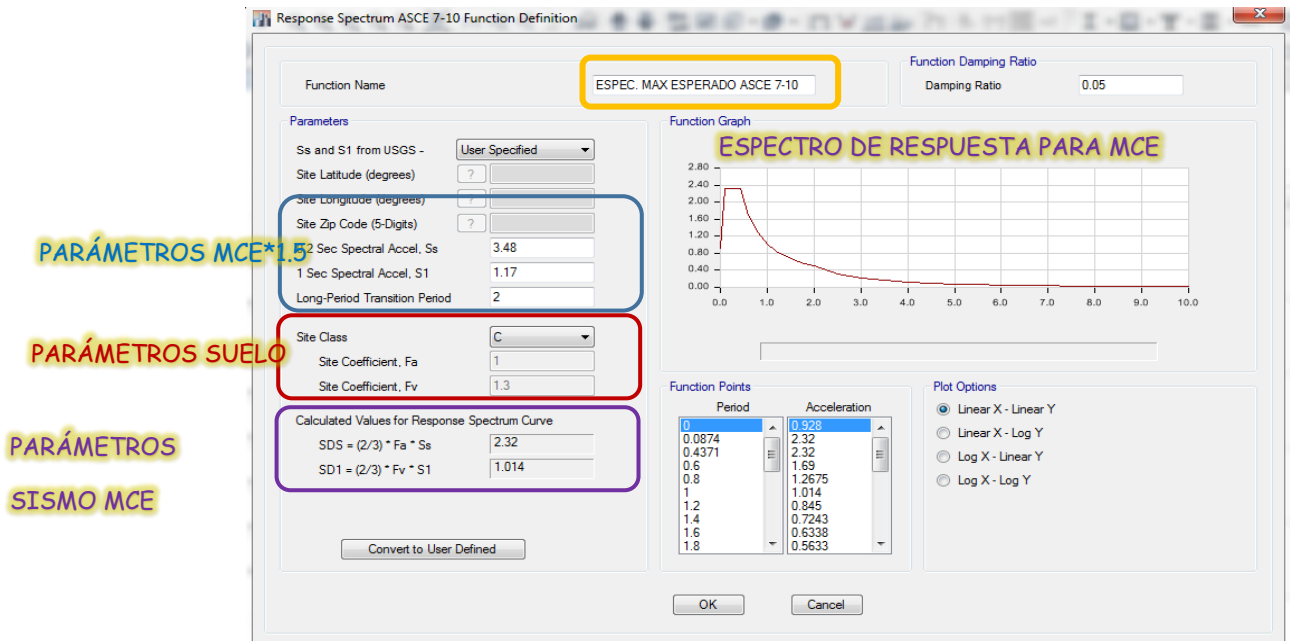


Gráfico N° 90: Asignación de espectro máximo esperado
Fuente: Elaboración propia Etabs

Después de definir el sismo de diseño en el modelo estructural definimos los propiedades lineales y no lineales del aislador (Rubber Isolator).

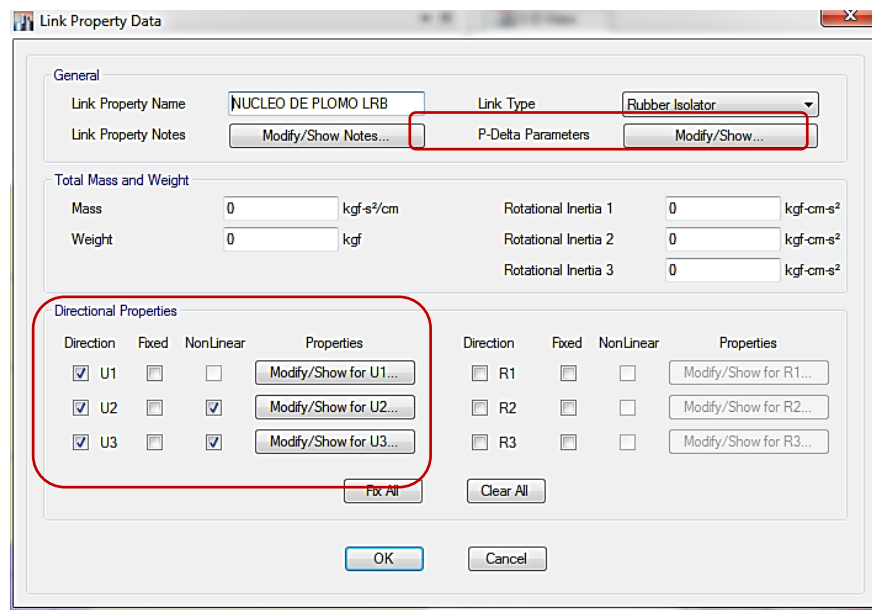


Gráfico N° 91: Asignación de propiedades dinámicas del aislador LRB
Fuente: Elaboración propia Etabs.

PROPIED. DINÁMICAS	Und.	SEGÚN ESPECTRO NORMA E-030 SISMO DISEÑO	
		LB	UB
		q=	cm
A plomo=	cm ²	176.72	176.72
A=	cm ²	2,551.76	2,551.76
Qd=	Tn	585.81	792.56
Kd=	Tn/m	58.88	79.66
ke=	Tn/m	659.72	892.54
Fy=	Tn	16.49	22.31
Kef=	Tn/m	116.67	171.72
Beta efec=	%	28.51	30.26
B=		6.71	6.83
T efec=	seg	2.06	1.70
RATIO		0.09	0.09

Tabla N° 21: Asignación de propiedades dinámicas del aislador LRB
Fuente: Elaboración propia Etabs

Después de definir el aislador con sus propiedades lineales y no lineales asignamos en los nodos del piso técnico los 39 aisladores y así poder determinar los desplazamientos de diseño y máximo.

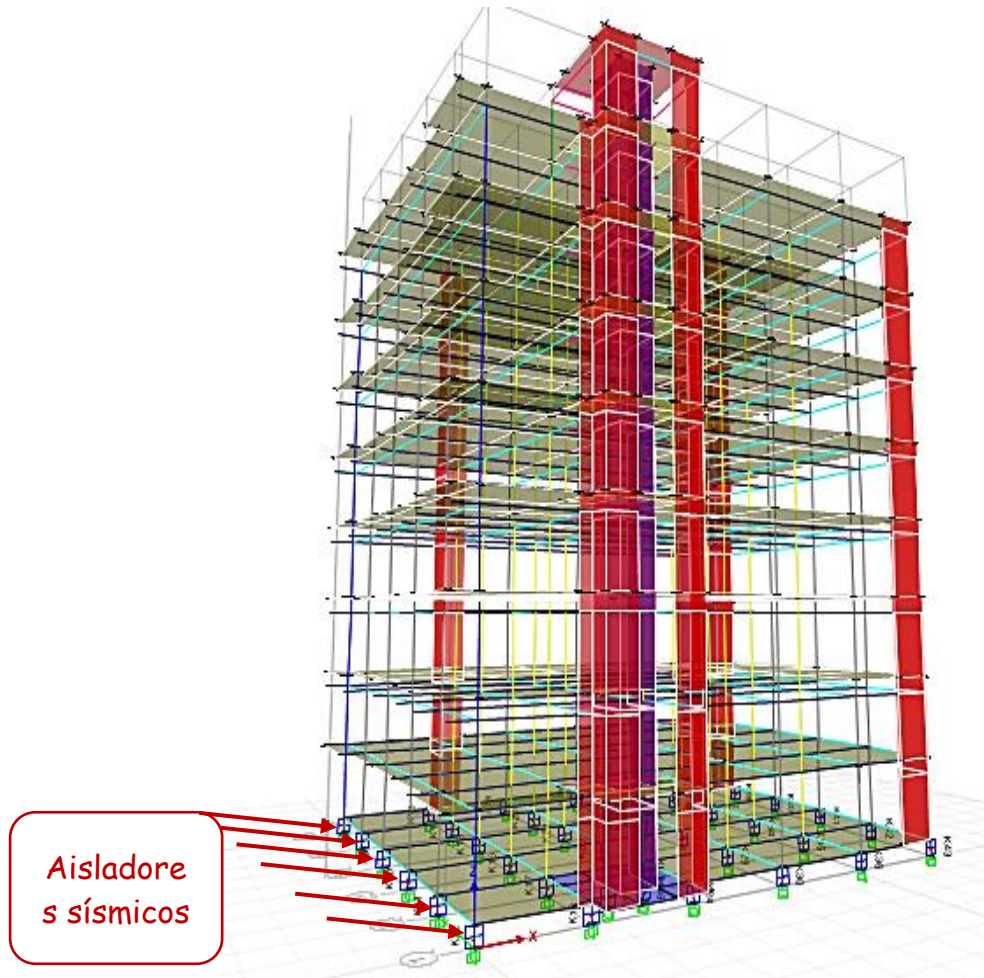


Gráfico N° 92: Modelo de edificio aislado
Fuente: Elaboración propia Etabs

C. 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.

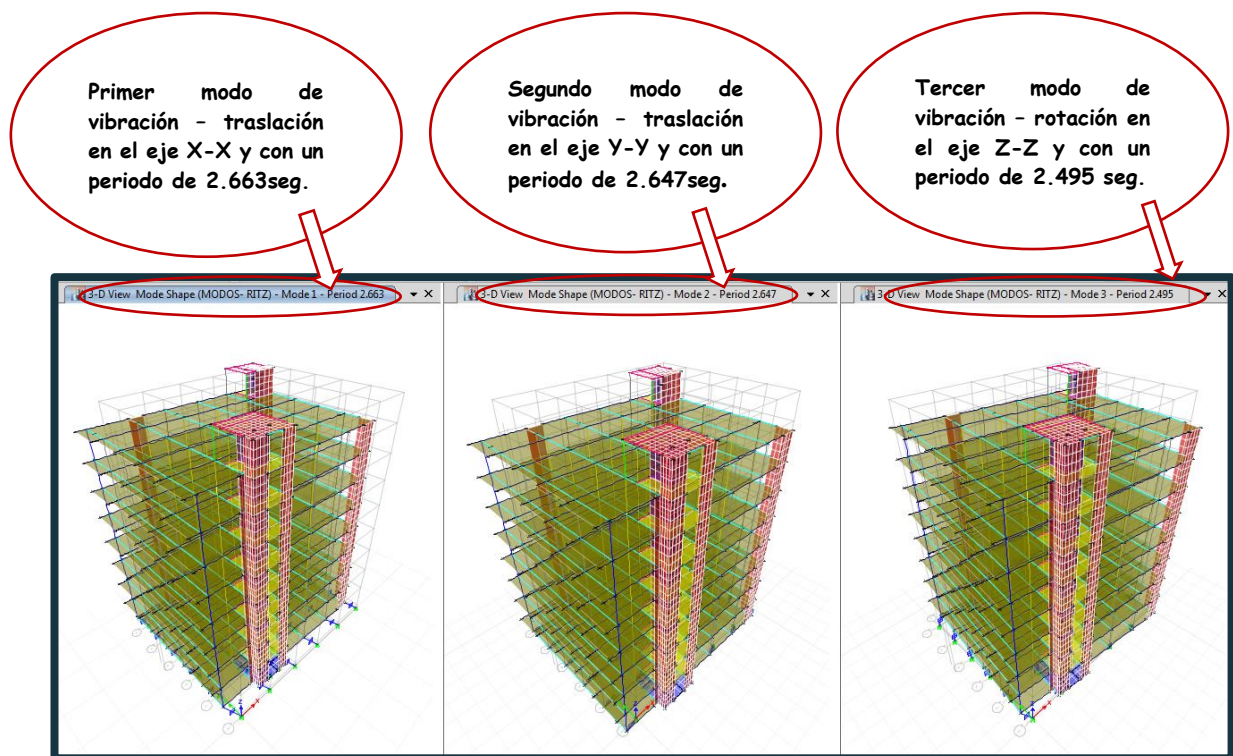


Gráfico N° 93: Modos de vibración
Fuente: Elaboración propia Etabs

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
M.VIBRACION	1	2.663	0.1467	0.8285	0.0139
M.VIBRACION	2	2.647	0.8298	0.1546	0.0056
M.VIBRACION	3	2.495	0.0131	0.0063	0.9731
M.VIBRACION	4	0.637	0.0056	0.005	0.0001
M.VIBRACION	5	0.614	0.0046	0.0053	7.45E-06
M.VIBRACION	6	0.549	2.99E-05	2.66E-05	0.0072
M.VIBRACION	7	0.259	4.76E-05	0.0003	1.46E-05
M.VIBRACION	8	0.23	0.0002	3.43E-05	0

Tabla N° 22: Periodo de modos de vibración
Fuente: Elaboración propia Etabs

D. FUERZA CORTANTE DEL ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.

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

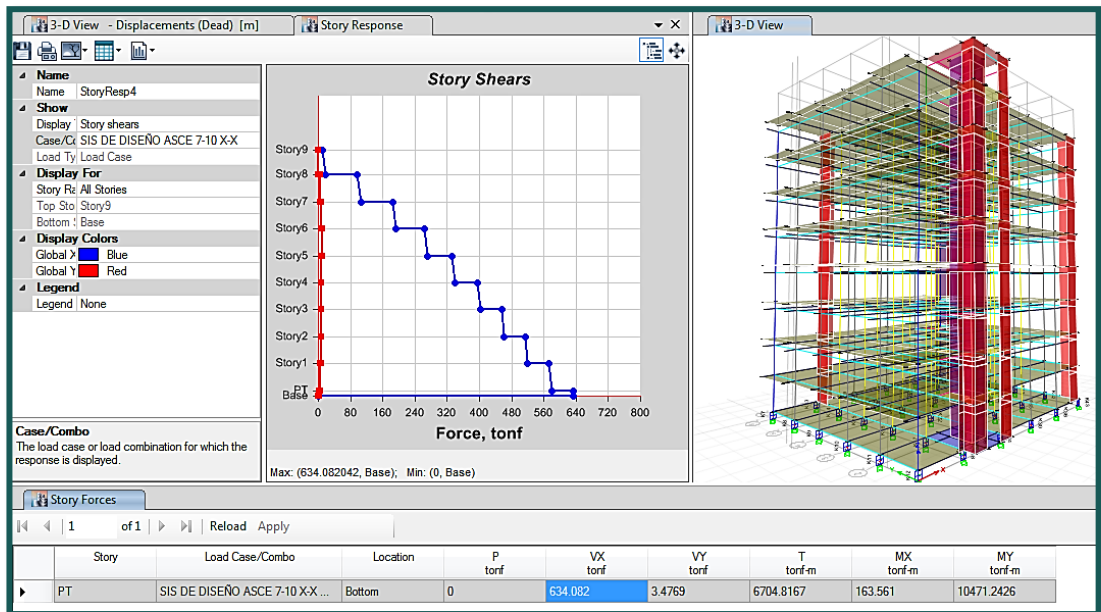


Gráfico N° 94: Fuerza cortante eje X-X
Fuente: Elaboración propia Etabs

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

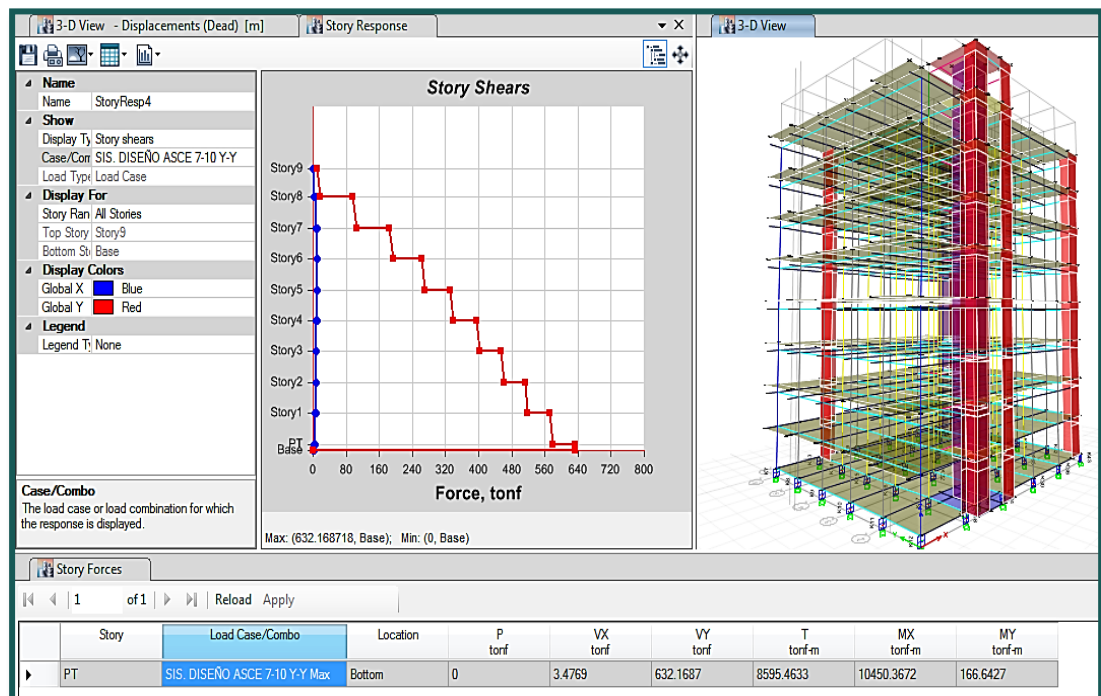


Gráfico N° 95: Fuerza cortante eje Y-Y
Fuente: Elaboración propia Etabs

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY
			tonf	tonf	tonf
PT	SIS. DISEÑO ASCE 7-10. XX. Max	Bottom	0.00	634.0820	3.4769
PT	SIS. DISEÑO ASCE 7-10. YY Max	Bottom	0.00	3.4769	632.1687

Tabla N° 23: Fuerza cortante piso técnico
Fuente: Elaboración propia Etabs

E. FUERZA CORTANTE MÍNIMA.

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.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

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 (f_e).

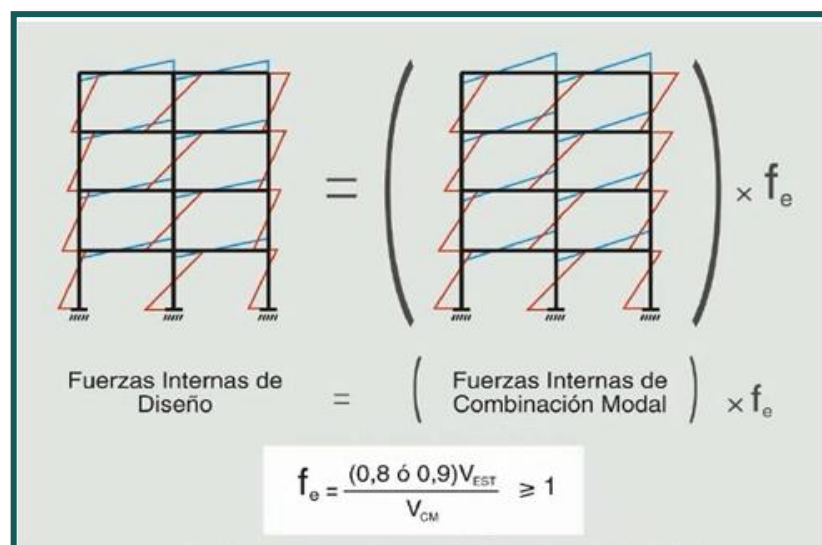


Gráfico N° 96: Factor de escala
Fuente: Norma técnica E.030 - diseño sismorresistente

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X-X.

$$V_{est. x-x} = 1345.277 \text{ tn}$$

CORTANTE ESTÁTICA	CORTANTE DINÁMICA	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA X-X
1345.28 tn	634.08 tn	1.70

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y-Y.

$$V_{est. y-y} = 1345.28 \text{ tn}$$

CORTANTE ESTÁTICA	CORTANTE DINÁMICA	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA Y-Y
1345.28 tn	632.17 tn	1.70

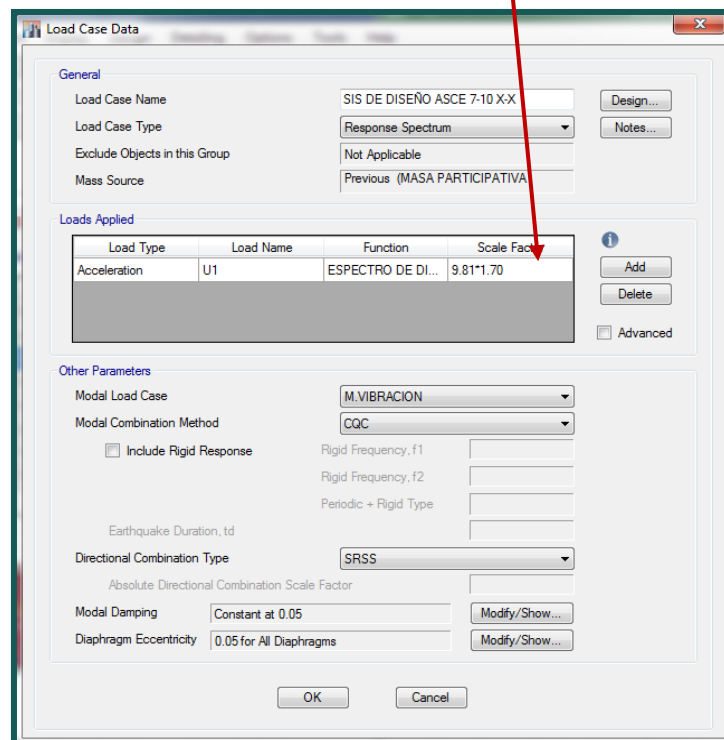


Gráfico N° 97: Asignación de factor de escala
Fuente: Elaboración propia Etabs

F. CONTROL DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO.

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material predominante	$\Delta i/h_e$
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.01
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Tabla N° 24: Límite para la distorsión del entrepiso
Fuente: Norma técnica E.030 - diseño sismorresistente

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X-X.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Lim. De distorsion.	
Story9	SIS DE DISEÑO ASCE 7-10 X-X Max	X	0.002183	0.007	OK.
Story8	SIS DE DISEÑO ASCE 7-10 X-X Max	X	0.002150	0.007	OK.
Story7	SIS DE DISEÑO ASCE 7-10 X-X Max	X	0.002432	0.007	OK.
Story6	SIS DE DISEÑO ASCE 7-10 X-X Max	X	0.002762	0.007	OK.
Story5	SIS DE DISEÑO ASCE 7-10 X-X Max	X	0.003132	0.007	OK.
Story4	SIS DE DISEÑO ASCE 7-10 X-X Max	X	0.003414	0.007	OK.
Story3	SIS DE DISEÑO ASCE 7-10 X-X Max	X	0.003564	0.007	OK.
Story2	SIS DE DISEÑO ASCE 7-10 X-X Max	X	0.003578	0.007	OK.
Story1	SIS DE DISEÑO ASCE 7-10 X-X Max	X	0.003200	0.007	OK.
PT	SIS DE DISEÑO ASCE 7-10 X-X Max	X	0.321878	0.007	NO APLICA

Tabla N° 25: Derivas de la estructura aislada eje X-X
Fuente: Norma técnica E.030 - diseño sismorresistente

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y-Y.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Lim. De distorsion.	
Story9	SIS. DISEÑO ASCE 7-10 Y-Y Max	Y	0.002125	0.007	OK.
Story8	SIS. DISEÑO ASCE 7-10 Y-Y Max	Y	0.002089	0.007	OK.
Story7	SIS. DISEÑO ASCE 7-10 Y-Y Max	Y	0.002372	0.007	OK.
Story6	SIS. DISEÑO ASCE 7-10 Y-Y Max	Y	0.002800	0.007	OK.
Story5	SIS. DISEÑO ASCE 7-10 Y-Y Max	Y	0.003253	0.007	OK.
Story4	SIS. DISEÑO ASCE 7-10 Y-Y Max	Y	0.003664	0.007	OK.
Story3	SIS. DISEÑO ASCE 7-10 Y-Y Max	Y	0.003989	0.007	OK.
Story2	SIS. DISEÑO ASCE 7-10 Y-Y Max	Y	0.004177	0.007	OK.
Story1	SIS. DISEÑO ASCE 7-10 Y-Y Max	Y	0.004001	0.007	OK.
PT	SIS. DISEÑO ASCE 7-10 Y-Y Max	Y	0.333045	0.007	NO APLICA

Tabla N° 26: Derivas de la estructura aislada eje Y-Y
Fuente: Norma técnica E.030 - diseño sismorresistente

La norma peruana establece un límite en la deriva de 7‰. En el caso de nuestro edificio las máximas derivas fueron de 4.055‰ y 4.734‰ en la dirección XX e YY respectivamente, por lo tanto, se cumple con la exigencia de las distorsiones de entrepiso permisibles.

G. VERIFICACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO.

El desplazamiento total de diseño incluyendo la excentricidad accidental fue calculado anteriormente en el análisis estático de fuerzas equivalentes siendo esta igual a 21.786 cm; la verificación de desplazamiento se realizará mediante el análisis modal espectral.

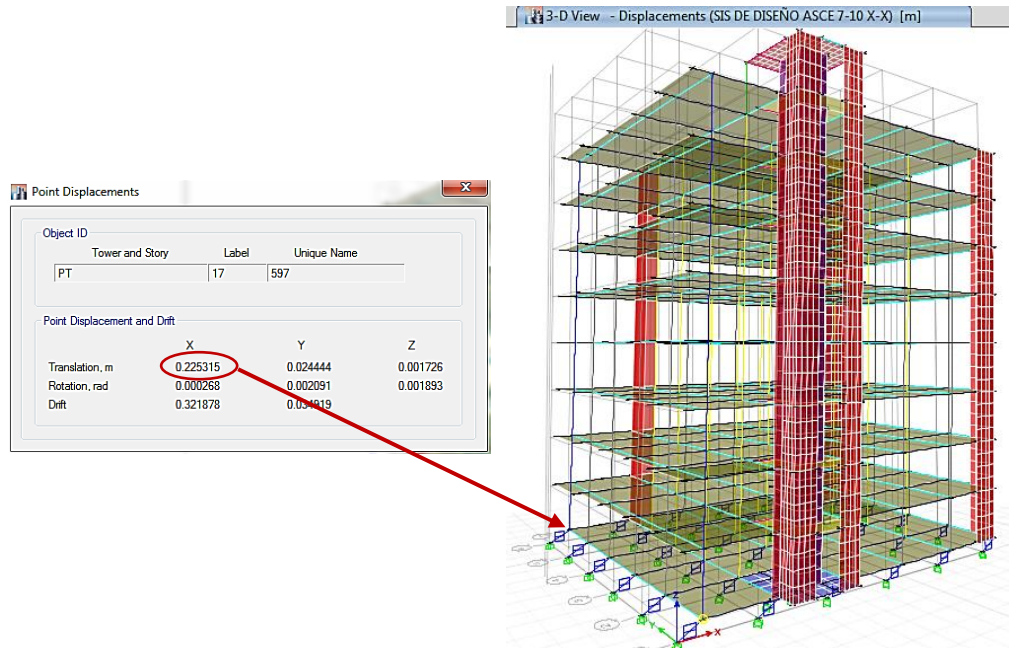


Gráfico N° 98: Desplazamientos obtenidos por sismo de diseño eje X-X
Fuente: Elaboración propia Etabs

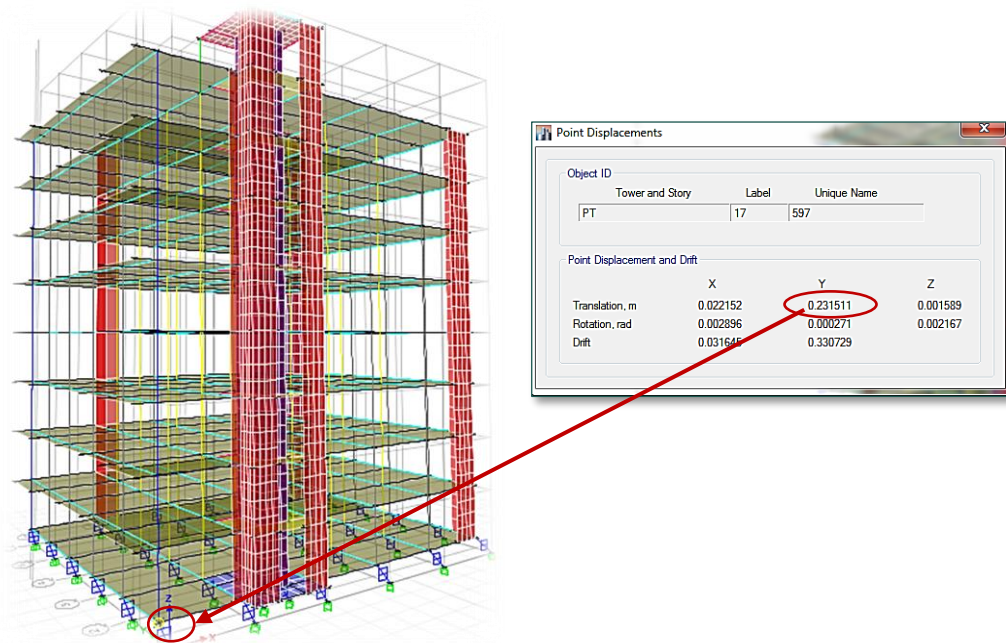


Gráfico N° 99: Desplazamientos obtenidos por sismo de diseño eje Y-Y
Fuente: Elaboración propia Etabs

Se concluye que el sistema de aislación plateada para la estructura analizada cumple con los desplazamientos de diseño calculados anteriormente dando como resultado la conformidad de este sistema de aislamiento para la edificación analizada, procediendo así al diseño de la súper estructura.

4.5.3. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Después de finalizar el diseño del aislador pasaremos al diseño de los elementos estructurales en donde la anterior estructura del sistema de aislamiento debe ser diseñada y construida para soportar una fuerza de corte mínima, V_s , utilizando todos los requisitos adecuados para una estructura no aislada.

ZONA	Z
1	0.1
2	0.25
3	0.35
4	0.45

	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

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

Z	0.35
T_P (S)	0.6
T_L =	2.0
Factor de suelo "S"=	1.15
Factor de Uso "U"=	1

$$T < T_P$$

$$C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L$$

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L$$

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

T (s)	C	Sa
0	2.500	0.14375
0.1	2.500	0.14375
0.2	2.500	0.14375
0.3	2.500	0.14375
0.4	2.500	0.14375
0.5	2.500	0.14375
0.6	2.500	0.14375
0.7	2.143	0.12321
0.8	1.875	0.10781
0.9	1.667	0.09583
1	1.500	0.08625
1.1	1.364	0.07841
1.2	1.250	0.07188
1.3	1.154	0.06635
1.4	1.071	0.06161
1.5	1.000	0.05750
1.6	0.938	0.05391
1.7	0.882	0.05074
1.8	0.833	0.04792
1.9	0.789	0.04539
2	0.750	0.04313
2.1	0.680	0.03912
2.2	0.620	0.03564
2.3	0.567	0.03261
2.4	0.521	0.02995
2.5	0.480	0.02760
2.6	0.444	0.02552
2.7	0.412	0.02366
2.8	0.383	0.02200
2.9	0.357	0.02051
3	0.333	0.01917
3.1	0.312	0.01795
3.2	0.293	0.01685
3.3	0.275	0.01584
3.4	0.260	0.01492
3.5	0.245	0.01408

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

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

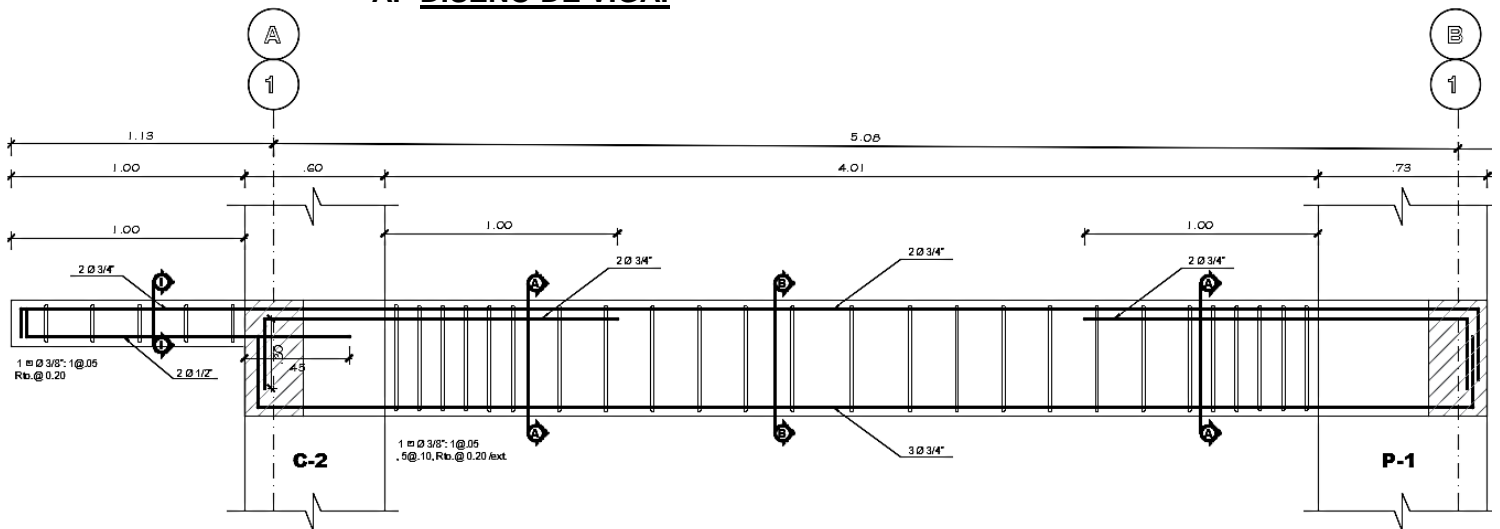
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

Gráfico N° 100: Espectro de respuesta para diseño- superestructura
Fuente: Elaboración propia Etabs

Al finalizar la asignación del sismo de diseño de la súper estructura pasaremos a diseñar los elementos estructurales con las respectivas combinaciones de diseño y filosofía de diseño por flexión, cortante, compresión y flexocompresión que la normativa E0.60 nos recomienda.

Para el diseño de los elementos estructurales de la superestructura se seguirá los mismos pasos del diseño de una estructura convencional empotrado ya explicadas anteriormente, por lo cual se presentará de manera directa los resultados obtenidos.

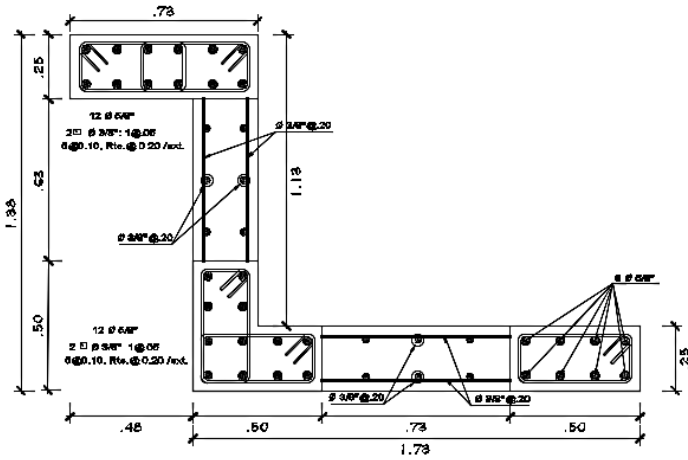
A. DISEÑO DE VIGA.



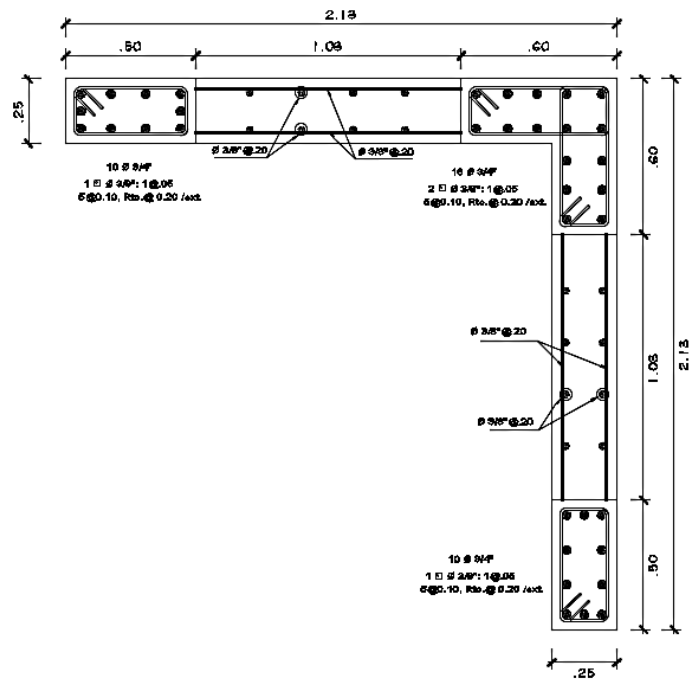
B. DISEÑO DE COLUMNA.

CUADRO DE COLUMNAS				
TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4
a x b	CIRCULAR D=0.60m	L = 0.60X0.60X0.25m	T = 0.60X0.60X0.25m	D = 0.40m
ACERO	14 Ø 5/8"	12 Ø 5/8"	12 Ø 5/8"	6 Ø 5/8"
ESTRIBOS	1 # Ø3/8"; 1 # 0.05, 5 # 0.10, 3 # 0.15 Rto. @ 0.20, C/EXTREMO	2 # Ø3/8"; 1 # 0.05, 5 # 0.10, 3 # 0.15 Rto. @ 0.20, C/EXTREMO	2 # Ø3/8"; 1 # 0.05, 5 # 0.10, 3 # 0.15 Rto. @ 0.20, C/EXTREMO	1 # Ø3/8"; 1 # 0.05, 5 # 0.10, 3 # 0.15 Rto. @ 0.20, C/EXTREMO
SECCION DE COLUMNAS	 14 Ø 5/8"	 12 Ø 5/8"	 12 Ø 5/8"	 6 Ø 5/8"
N° COLUMNAS	16	03	12	03
NIVEL	DEL 1° AL 8° NIVEL.	DEL 1° AL 8° NIVEL.	DEL 1° AL 8° NIVEL.	AZOTEA

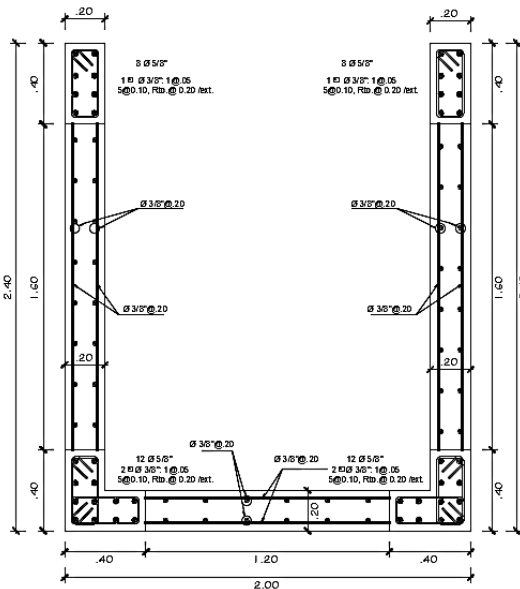
C. DISEÑO DE PLACAS.



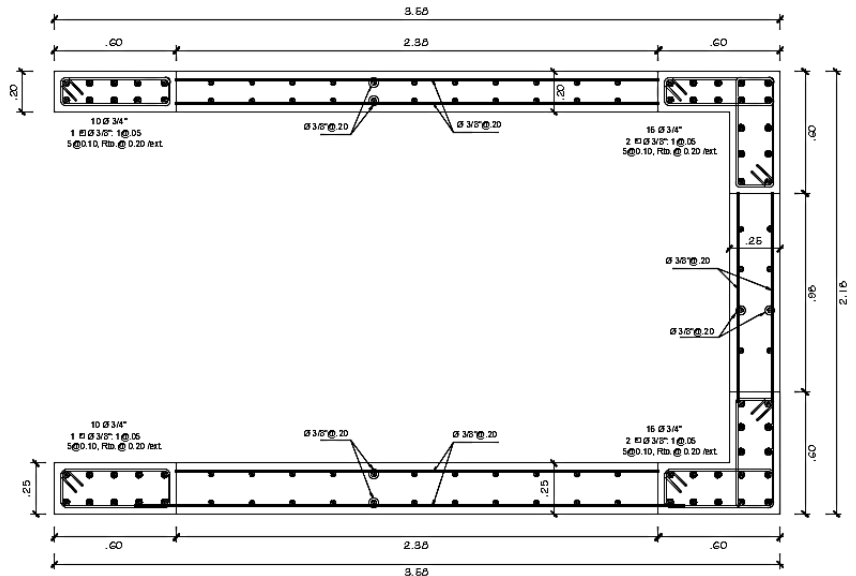
REFUERZO DE ACERO EN PLACA 01
ESCALA 1/25



REFUERZO DE ACERO EN PLACA 02
ESCALA 1/25



REFUERZO DE ACERO EN PLACA 03
ESCALA 1/25



REFUERZO DE ACERO EN PLACA 04
ESCALA 1/25

Gráfico N° 101: Diseño final de elementos estructurales
Fuente: Elaboración propia

4.5.4. DETALLADO DE AISLADOR SÍSMICO LRB

Si bien el diseño propiamente dicho de la geometría y características mecánicas de los aisladores fue previamente expuesto, dejamos para esta parte los detalles estructurales del correcto anclaje de los aisladores a la estructura para que de esta forma puedan desempeñar su función dentro de la misma.

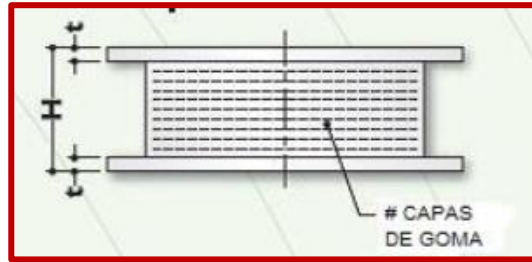
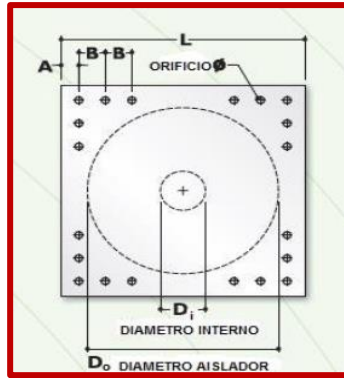
Estos detalles dependen del tipo de aislador a usarse, ya que varían entre fabricantes, para nuestro caso en particular se utilizó aisladores elastoméricos con núcleo de plomo de la empresa BRIDGESTONE (seismic isolation product line -up) por ser una empresa de amplia experiencia en la fabricación de los mismos, además que se hizo uso de sus recomendaciones para el predimensionamiento y diseño de nuestros aisladores.

La empresa distribuye información libre sobre algunas de las características geométricas principales de los sistemas de aislamiento que produce; dentro de la información que entrega se hallan tablas para determinar el tipo de placa y orificios necesarios para el anclaje que se utilizara en cada aislador sísmico. Así tenemos que:

Do (mm)	H (mm)	# CAPAS DE GOMA	Di (mm)	L (mm)	t (mm)	# orificios	Ø del orificio (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125 - 280	4 - 14	0 - 100	355	25	4	27	50	-
355	150 - 305	5 - 16	0 - 100	405	25	4	27	50	-
405	175 - 330	6 - 20	0 - 125	455	25	4	27	50	-
455	175 - 355	6 - 20	0 - 125	510	25	4	27	50	-
520	205 - 380	8 - 24	0 - 180	570	25	8	27	50	50
570	205 - 380	8 - 34	0 - 180	620	25	8	27	50	50

Tabla N° 27: Detalles del aislador

Fuente: catálogo SEISMIC ISOLATION PRODUCT – BRIDGESTONE



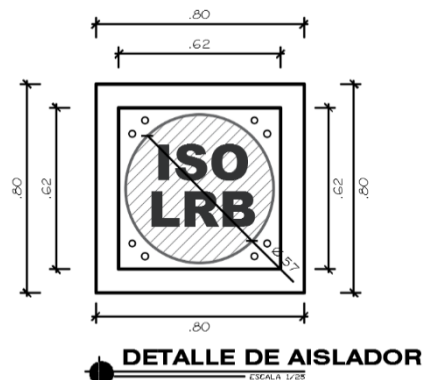
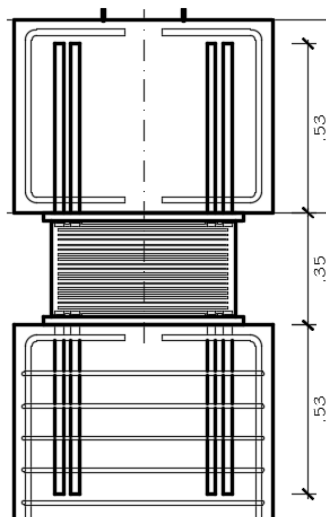
Y finalmente tendremos el detallado del aislador sísmico a utilizar:

$D_o=$	57	cm	Diámetro exterior.
$D_i=$	15	cm	Diámetro interior.
c. de goma	30	und	Numero de capas de goma.
$t_r=$	0.8	cm	Espesor de capa goma.
$t_s=$	0.2	cm	Espesor de capa acero.
$L=$	62	cm	Long. placa cuadrada.
$t=$	2.5	cm	Espesor de placa.
N pernos	8	und	Numero de pernos.
\varnothing perno	2.7	cm	Diámetro de perno.
$T_r=\sum t_r=$	24	cm	Espesor total de capa de g.
$H=$	34.8	cm	Altura total del aislador.

Cuadro N° 43: Detalles finales del aislador

Fuente: Elaboración propia

El diámetro de los agujeros también define el diámetro de las barras de acero que se embeberán en la estructura; la longitud de estas es usualmente 1.5 veces la altura del aislador sísmico, vale decir que para nuestro caso será de 0.53 m.



Estas conexiones mecánicas se encontrarán empotradas en un dado de la unión de vigas y columnas en el piso técnico, además se busca reforzar estos nudos con dados de concreto de un peralte idéntico al de las vigas del piso técnico (0.60 m) y dados en la parte inferior con na altura de 1.15m (motivos de inspección y mantenimiento), donde los lados son iguales (0.8 m)

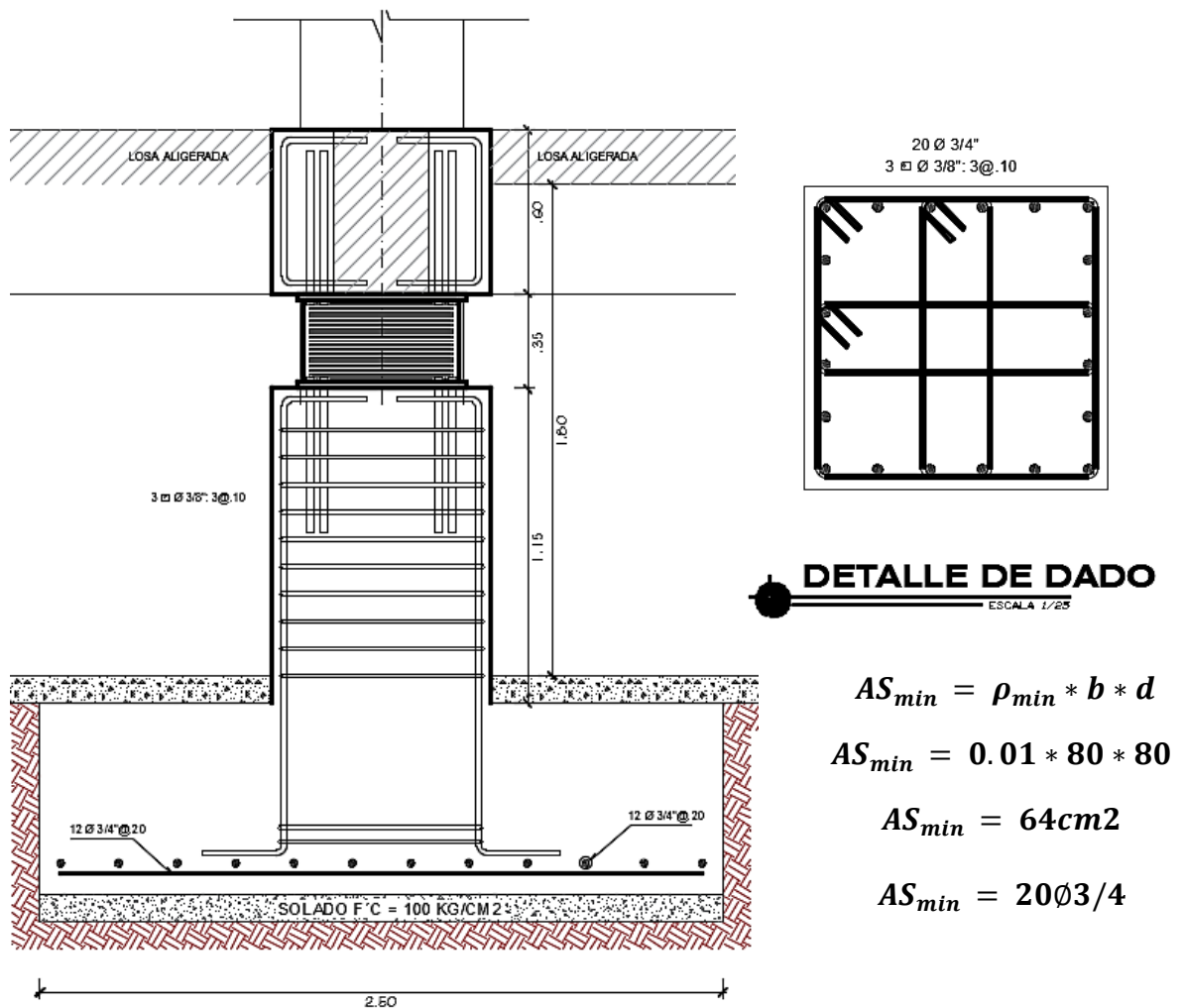


Gráfico N° 102: Detalle de montaje del aislador
Fuente: Elaboración propia Etabs

Estos dados servirán para dar confinamiento a los anclajes mecánicos de los aisladores, es por eso que llevarán estribos a un espaciamiento similar al de la zona de confinamiento de las columnas, es decir 3 \emptyset 3/8" @ 0.10 m.

CAPITULO V

RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN.

Habiendo realizado por separado el análisis y diseño estructural de cada caso, se comparó respuesta sísmica, disminución de derivas, diferencia de costo, diferencia entre secciones de elementos estructurales tales como columnas, pacas y cimentación.

5.1.- RESULTADOS EN LA RESPUESTA SÍSMICA.

El sistema convencional es analizado y diseñado con un espectro tradicional como lo estipula la E0.30 con un coeficiente de reducción sísmica $R = 7$, factor uso (edificaciones esenciales) $U=1.5$, 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 el periodo ($T=2.5\text{seg}$) de la estructura por lo que las fuerzas sísmicas que son aplicadas en la misma NO son tan altas.

A continuación, mostraremos los desplazamientos que presentan la estructura del tipo convencional, así como la estructura con aislamiento sísmico tanto para el caso de sismo de diseño como para el sismo máximo posible en ambas direcciones de análisis.

Se puede ver la tendencia de la edificación, así como un salto importante en la primera escala del eje vertical, el cual refleja el desplazamiento que sufren los aisladores sísmicos en ambas direcciones de análisis.

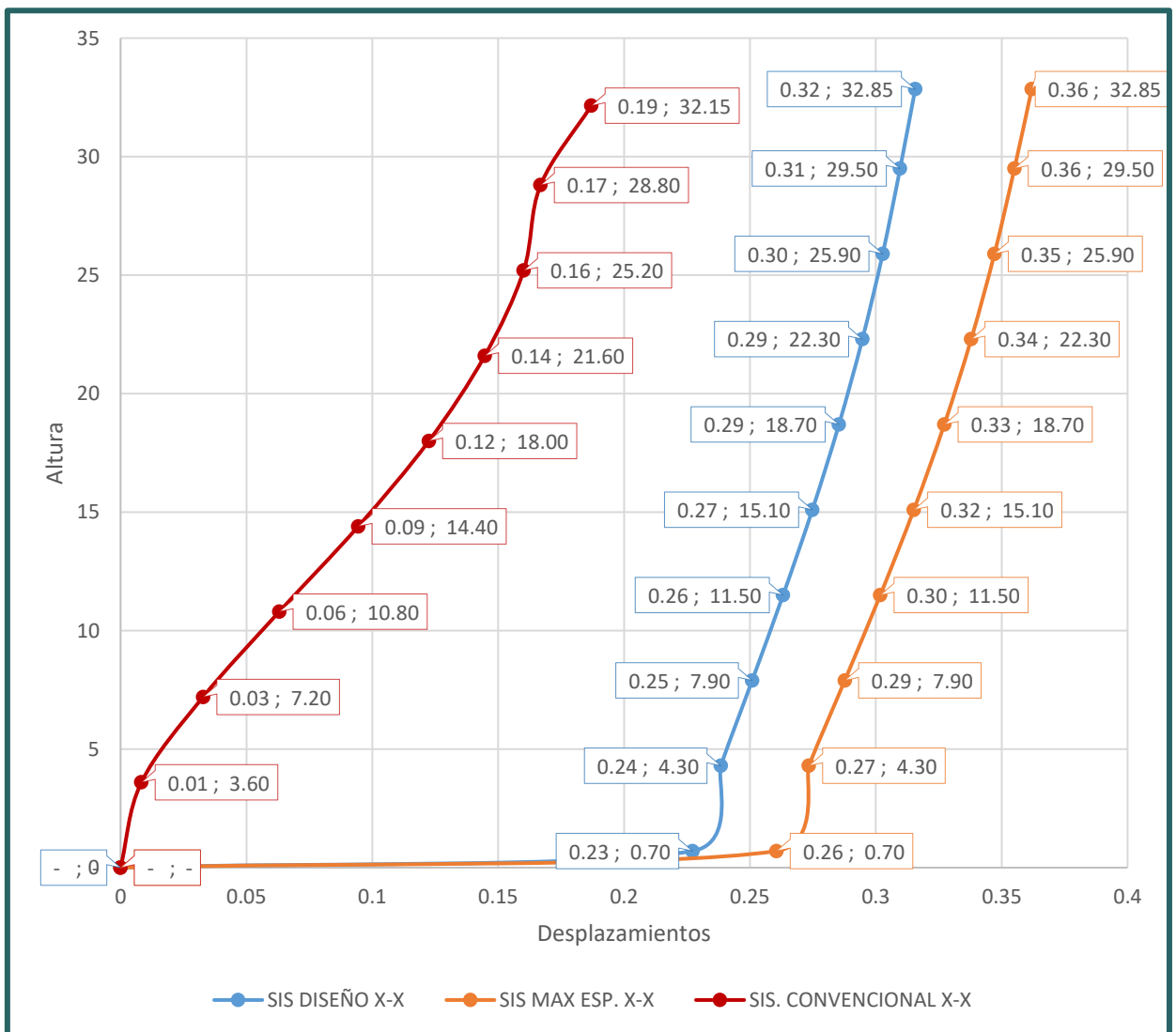


Gráfico N° 103: Desplazamiento total acumulado comparativo – Eje X-X.
Fuente: Elaboración propia

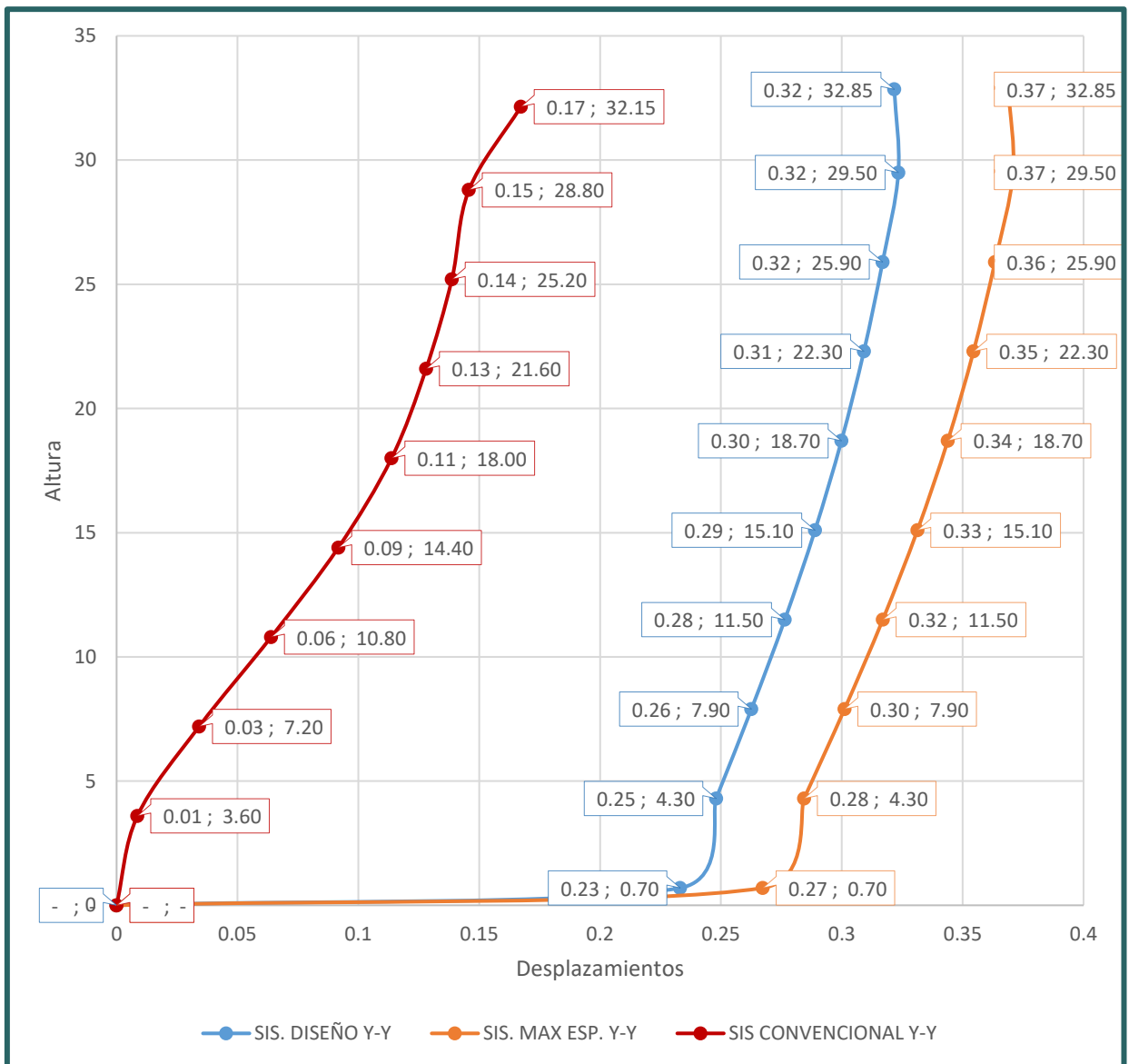


Gráfico N° 104: Desplazamiento total acumulado comparativo – Eje Y-Y.
Fuente: Elaboración propia

Para tener una mejor apreciación de los desplazamientos reales quitaremos el desplazamiento del sistema de aislación logrando así el desplazamiento real de la súper estructura y posteriormente se realizará el cálculo comparativo del porcentaje de reducción en los desplazamientos reales de la estructura convencional vs. aislada por los casos de sismo de diseño.

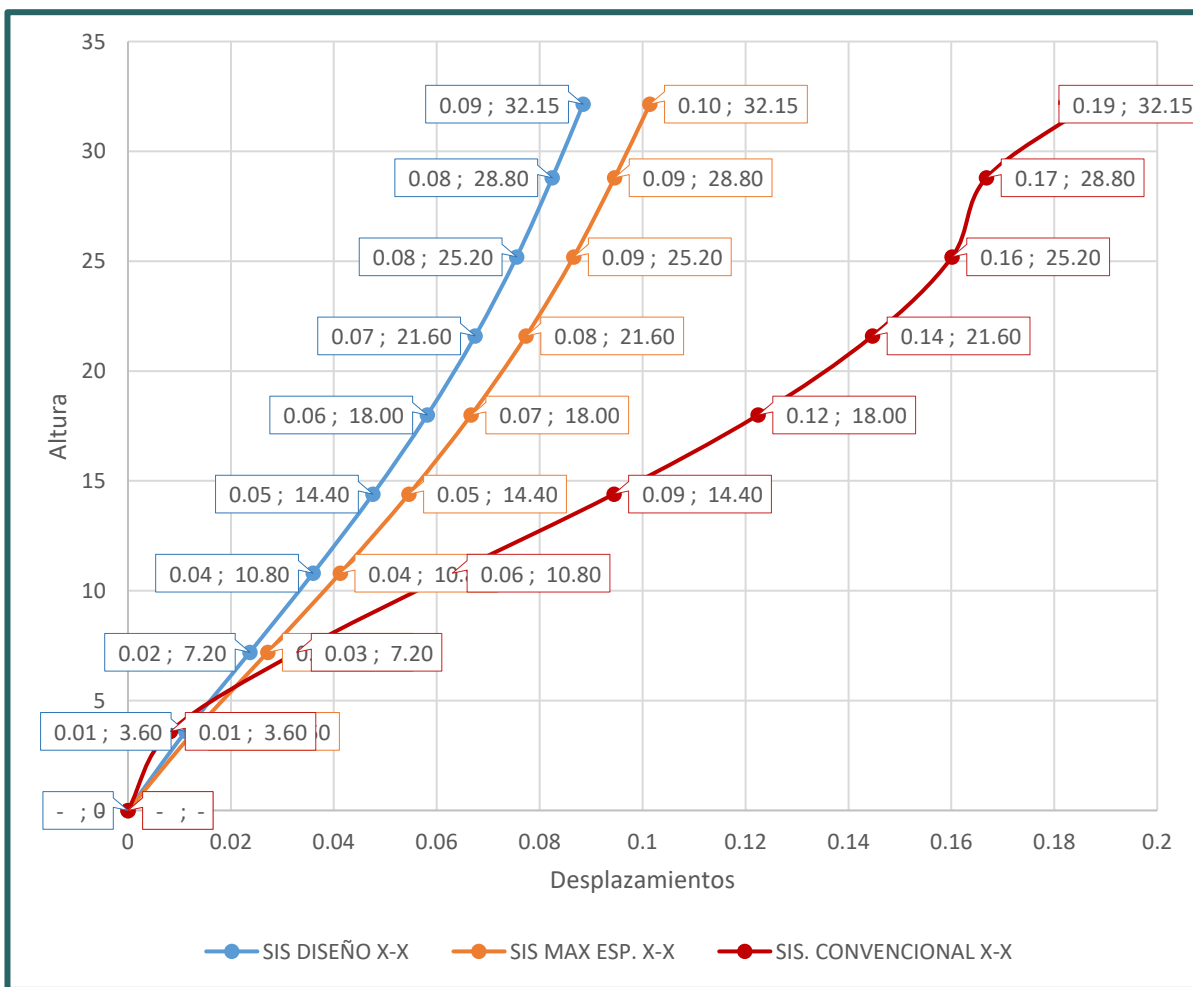


Gráfico N° 105: Desplazamiento de superestructura comparativo–Eje X-X
Fuente: Elaboración propia

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS EN EL EJE X-X			REDUCCIÓN
	SIS. DISEÑO X-X	SIS. M.E. X-X	SIS. CONV. X-X	
Story9	0.088	0.101	0.187	-52.70%
Story8	0.082	0.095	0.167	-50.58%
Story7	0.076	0.087	0.160	-52.83%
Story6	0.067	0.077	0.145	-53.36%
Story5	0.058	0.067	0.122	-52.50%
Story4	0.048	0.055	0.094	-49.58%
Story3	0.036	0.041	0.063	-42.94%
Story2	0.024	0.027	0.033	-27.73%
Story1	0.011	0.013	0.008	0.00%
Base	0.000	0.000	0.000	0.00%

Cuadro N° 44: Comparativo de los desplazamientos reales – Eje X-X.
Fuente: Elaboración propia

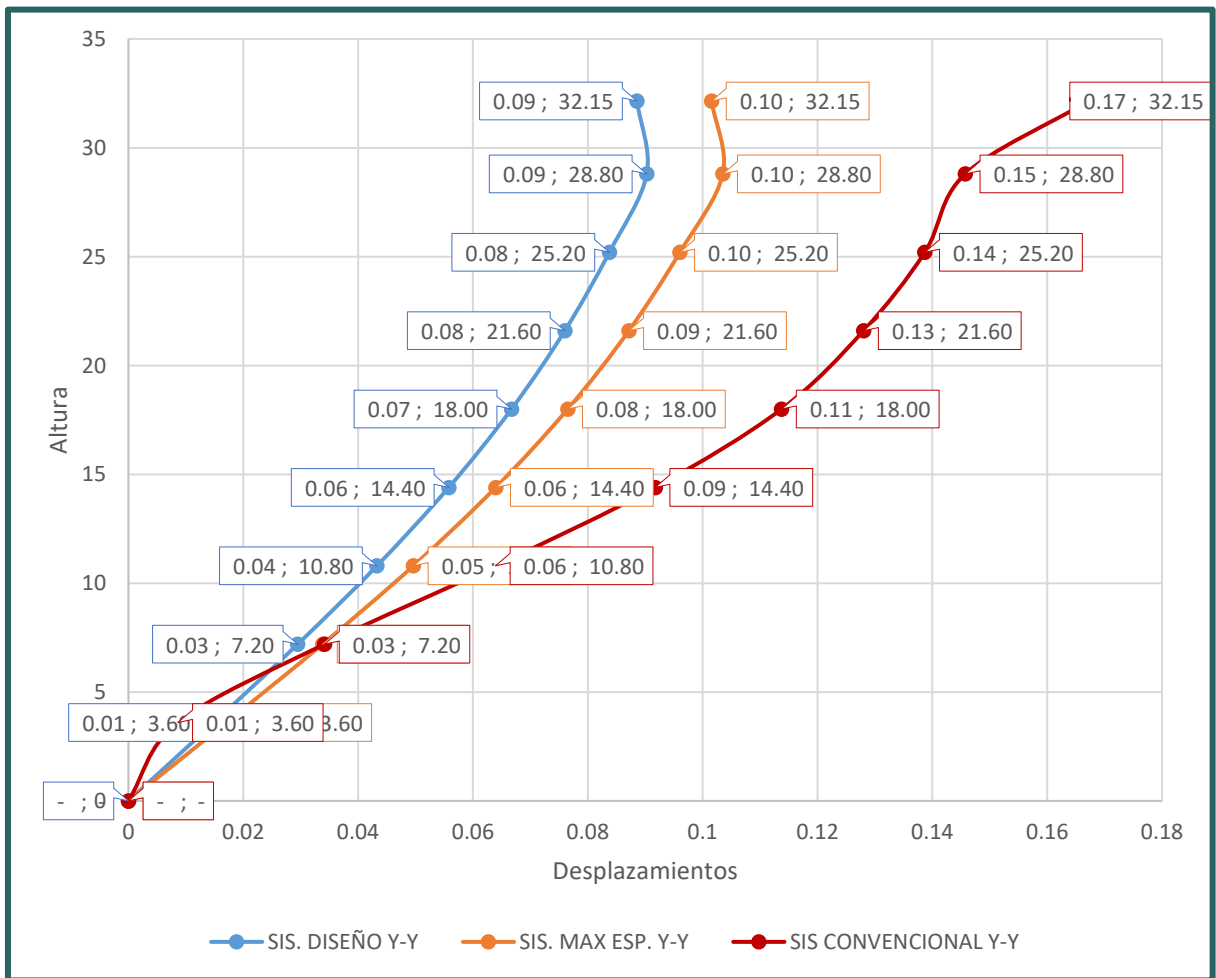


Gráfico N° 106: Desplazamiento de superestructura comparativo – Eje Y-Y.
Fuente: Elaboración propia

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS EN EL EJE Y-Y			REDUCCIÓN
	SIS. DISEÑO Y-Y	SIS. M.E. Y-Y	SIS. CONV. Y-Y	
Story9	0.089	0.102	0.167	-47.04%
Story8	0.090	0.104	0.146	-38.07%
Story7	0.084	0.096	0.139	-39.61%
Story6	0.076	0.087	0.128	-40.64%
Story5	0.067	0.077	0.114	-41.35%
Story4	0.056	0.064	0.092	-39.19%
Story3	0.043	0.050	0.064	-32.28%
Story2	0.029	0.034	0.034	-13.67%
Story1	0.015	0.017	0.009	0.00%
Base	0.000	0.000	0.000	0.00%

Cuadro N° 45: Comparativo de los desplazamientos reales – Eje Y-Y
Fuente: Elaboración propia

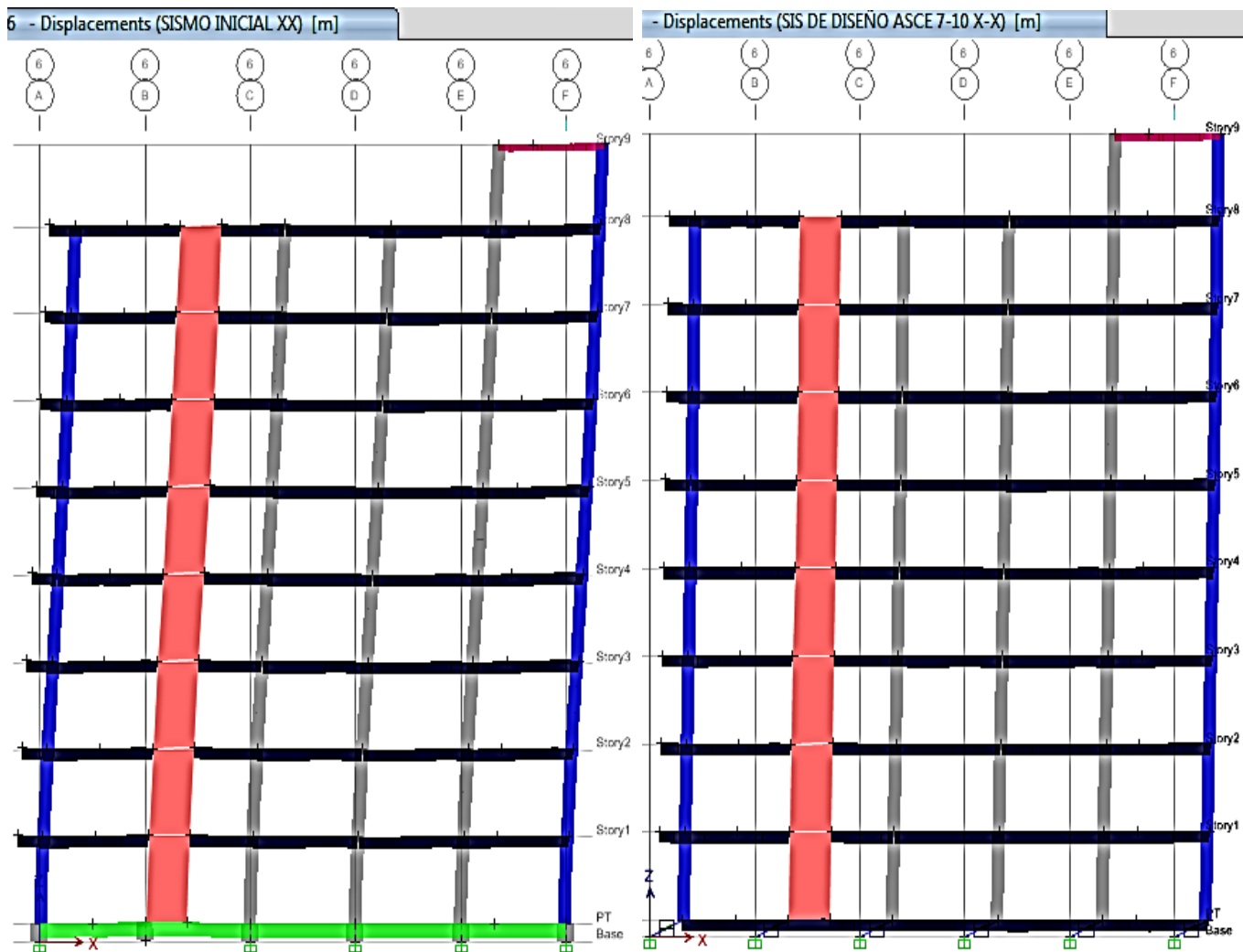


Gráfico N° 107: Desplazamientos por caso de sismo de diseño en ambas edificaciones – Eje 6-6.

Fuente: Elaboración propia

En los siguientes gráficos mostraremos un comparativo de las fuerzas cortantes por caso de carga de sismo de diseño para ambas direcciones de análisis, en lo cual podemos notar la significativa disminución de las fuerzas cortantes distribuidas en altura, así mismo se determinará el porcentaje de disminución de dichas fuerzas.

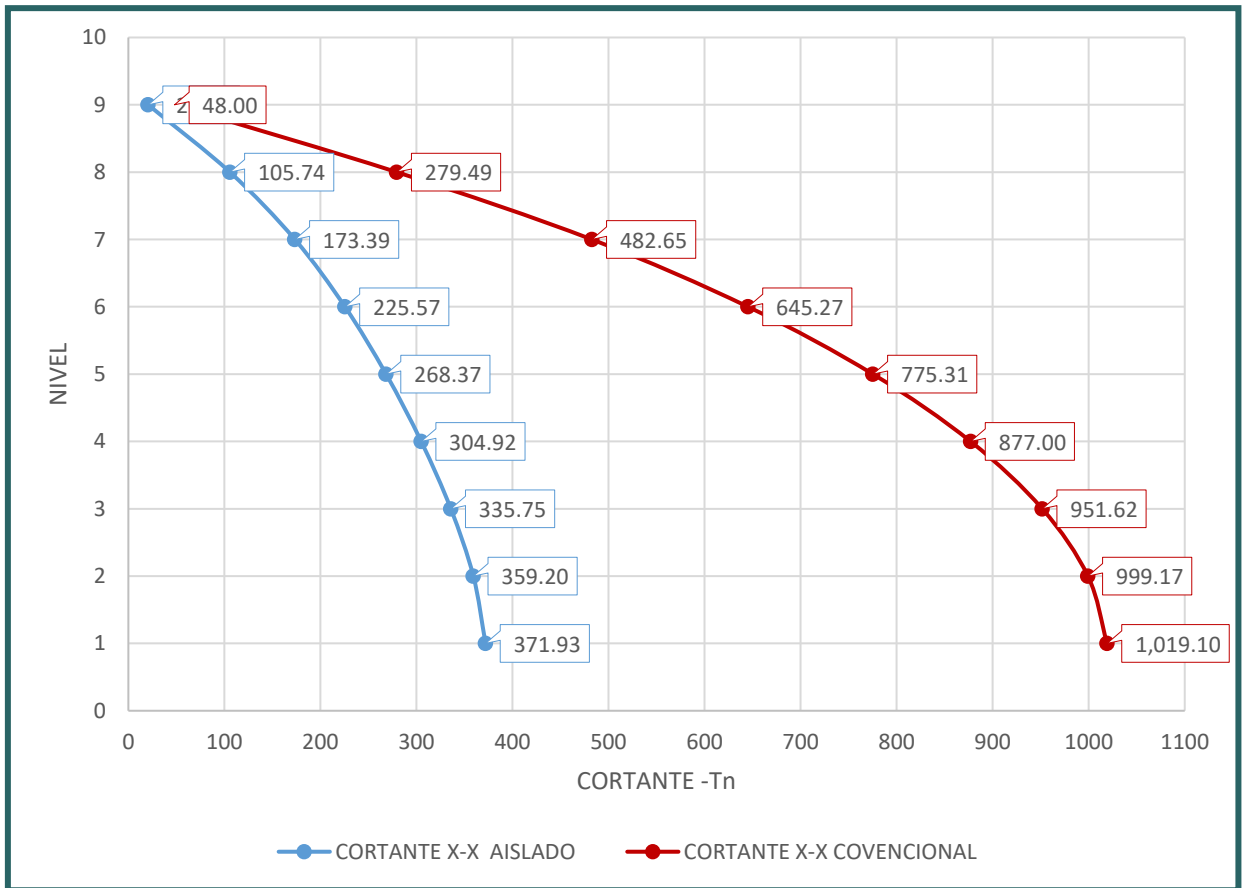


Gráfico N° 108: Comparativo de la distribución de fuerzas actuantes por caso de carga de sismo de diseño – Eje X-X.

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	CORTANTE SIS. CONVENCIONAL	CORTANTE SIS. AISLADA	REDUCCION
Story9	48.00	20.59	57.11%
Story8	279.49	105.74	62.17%
Story7	482.65	173.39	64.08%
Story6	645.27	225.57	65.04%
Story5	775.31	268.37	65.39%
Story4	877.00	304.92	65.23%
Story3	951.62	335.75	64.72%
Story2	999.17	359.20	64.05%
Story1	1,019.10	371.93	63.50%

Cuadro N° 46: Comparativo fuerzas actuantes por caso de carga de sismo de diseño – Eje X-X.

Fuente: Elaboración propia

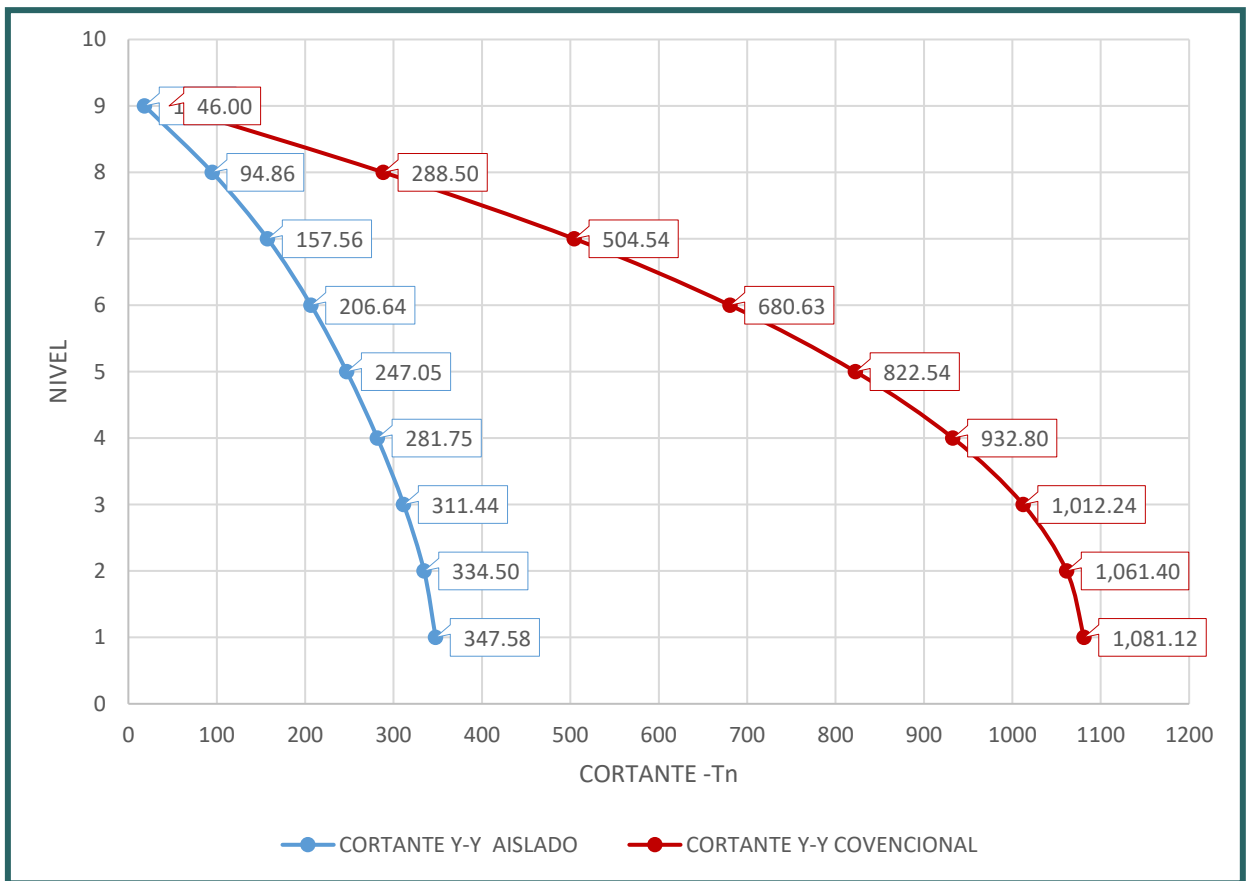
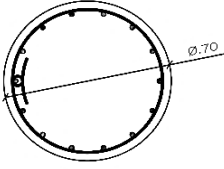
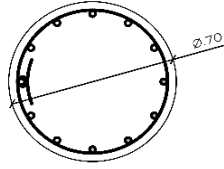
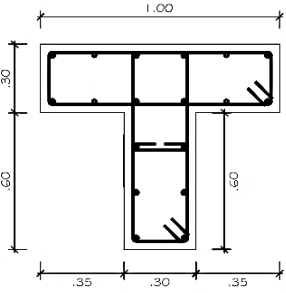
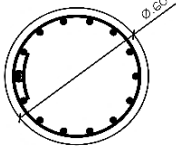
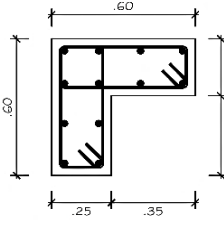
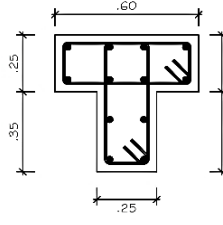


Gráfico N° 109: Comparativo de la distribución de fuerzas actuantes por caso de carga de sismo de diseño – Eje Y-Y.
Fuente: Elaboración propia

NIVEL	CORTANTE SIS. CONVENCIONAL Y-Y	CORTANTE SIS. AISLADA Y-Y	REDUCCIÓN
Story9	46.00	18.32	60.17%
Story8	288.50	94.86	67.12%
Story7	504.54	157.56	68.77%
Story6	680.63	206.64	69.64%
Story5	822.54	247.05	69.97%
Story4	932.80	281.75	69.80%
Story3	1,012.24	311.44	69.23%
Story2	1,061.40	334.50	68.48%
Story1	1,081.12	347.58	67.85%

Cuadro N° 47: Comparativo fuerzas actuantes por caso de carga de sismo de diseño – Eje Y-Y.
Fuente: Elaboración propia

Así mismo se obtuvieron la reducción de las secciones de los elementos estructurales verticales tales como columnas y placas, como se muestran detalladamente en los siguientes cuadros:

CUADRO COMPARATIVO DE COLUMNAS			
SISTEMA CONVENCIONAL	C-1	C-2	C-3
	CIRCULAR D=0.70m	CIRCULAR D=0.70m	T = 1.00m X 0.90m
	14Ø3/4"	12 Ø 1"	16 Ø 3/4"
	1Ø3/8":1@ 0.05, 5@0.10,3@0.15 Rto.@0.20, C/EXTREMO	1Ø3/8":1@ 0.05, 5@0.10,3@0.15 Rto.@0.20, C/EXTREMO	2Ø +1]Ø3/8":1@ 0.05, 5@0.10,3@0.15 Rto.@0.20, C/EXTREMO
			
	14Ø3/4"	12Ø1"	
N° COL.= 11	N° COL.= 05	N° COL.= 09	
AREA TOTAL = 10.207 m ²			
SISTEMA AISLADO	C-1	C-2	C-3
	CIRCULAR D=0.60m	L = 0.60X0.60X0.25m	T = 0.60X0.60X0.25m
	14 Ø 5/8"	12 Ø 5/8"	12 Ø 5/8"
	1Ø3/8":1@ 0.05, 5@0.10,3@0.15 Rto.@0.20, C/EXTREMO	2Ø3/8":1@ 0.05, 5@0.10,3@0.15 Rto.@0.20, C/EXTREMO	2Ø3/8":1@ 0.05, 5@0.10,3@0.15 Rto.@0.20, C/EXTREMO
			
	14 Ø 5/8"	12Ø5/8"	12 Ø 5/8"
16	03	12	
AREA TOTAL = 8.087 m ²			

Cuadro N° 48: Comparativo de sección de columnas.
Fuente: Elaboración propia

CUADRO COMPARATIVO DE PLACAS - SISTEMA AISLADO			
N° 02 (P-01)	N° 02 (P-02)	N° 01 (P-03)	N° 01 (P-04)
ÁREA = 1.67 m ²	ÁREA = 2.00 m ²	ÁREA = 1.28 m ²	ÁREA = 2.04 m ²
ÁREA TOTAL = 6.99 m ²			

CUADRO COMPARATIVO DE PLACAS - SISTEMA CONVENCIONAL					
P-02	P-02	P-03	P-04	P-05	P-06
N° 02	N° 02	N° 01	N° 01	N° 01	N° 01
ÁREA = 1.35 m ²	ÁREA = 1.34 m ²	ÁREA = 1.37 m ²	ÁREA = 3.31 m ²	ÁREA = 3.31 m ²	ÁREA = 3.00 m ²
ÁREA TOTAL = 16.37 m ²					

Cuadro N° 49: Comparativo de sección de placas.

Fuente: Elaboración propia

5.2.- RESULTADOS DE LOS BENEFICIOS OBTENIDOS CON LA APLICACIÓN DEL SISTEMA DE AISLACIÓN SÍSMICA.

El beneficio directo con la aplicación del sistema de aislación en la base de la edificación es reducir las derivas de la superestructura conllevando esto a:

- Asegurar su correcta operación antes durante y después de un evento sísmico de gran magnitud.
- Disminuir severamente la percepción sísmica en el interior de la edificación aislada.
- Garantizar la conservación del equipamiento interno de la edificación.

Story	Drift Convencional	Drift Aislado	Lim. Distorsion E0.30	Reduccion de drift %
Story9	0.0058	0.002183	0.0070	62%
Story8	0.0058	0.002150	0.0070	62%
Story7	0.0064	0.002432	0.0070	62%
Story6	0.0067	0.002762	0.0070	58%
Story5	0.0068	0.003132	0.0070	53%
Story4	0.0066	0.003414	0.0070	48%
Story3	0.0058	0.003564	0.0070	38%
Story2	0.0046	0.003578	0.0070	22%
Story1	0.0023	0.003200	0.0070	0%

Cuadro N° 50: Comparativo de derivas – Eje X-X.
Fuente: Elaboración propia

Story	Drift Convencional	Drift Aislado	Lim. Distorsion E0.30	Reduccion de drift %
Story9	0.0052	0.002125	0.0070	59%
Story8	0.0051	0.002089	0.0070	59%
Story7	0.0055	0.002372	0.0070	56%
Story6	0.0059	0.002800	0.0070	52%
Story5	0.0063	0.003253	0.0070	48%
Story4	0.0064	0.003664	0.0070	42%
Story3	0.0059	0.003989	0.0070	32%
Story2	0.0047	0.004177	0.0070	11%
Story1	0.0024	0.004001	0.0070	0%

Cuadro N° 51: Comparativo de derivas – Eje Y-Y.
Fuente: Elaboración propia

La norma peruana establece un límite en la deriva de 7‰. En el caso de la edificación convencional la deriva máxima es de 6.8‰ y 6.4‰ en la dirección XX e YY respectivamente y en el caso de la edificación aislada es de 3.58‰ y 4.1‰ en la dirección XX e YY respectivamente, por lo tanto, se cumple con la exigencia de las distorsiones de entrepiso permisibles.

5.3.- RESULTADOS DE LA COMPARACIÓN EN COSTO DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES (CONVENCIONAL Y AISLADA).

Habiéndose concluido con el diseño de las estructuras, se procede a realizar una comparación y un cálculo del porcentaje de variación del costo directo en elementos estructurales tales como cimentación, columnas, placas y vigas. Para lo cual se tuvo que realizar un metrado y posterior presupuesto (Ver anexos).

Ítem	Descripción	Parcial S/.
01	CONCRETO SIMPLE	18,525.86
02	CONCRETO ARMADO	1,658,477.78
02.01	ZAPATAS	121,337.77
02.02	COLUMNAS	436,471.31
02.03	PLACAS	655,183.25
02.04	VIGAS NIVEL 1° - 8°	445,485.45
COSTO DIRECTO		1,677,003.64

Cuadro N° 52: Resumen de presupuesto – estructura convencional.
Fuente: Elaboración propia

Ítem	Descripción	Parcial S/.
01	CONCRETO SIMPLE	16,914.402
02	CONCRETO ARMADO	1,434,397.67
02.01	ZAPATAS	100,637.74
02.02	COLUMNAS	349,873.89
02.03	PLACAS	258,612.64
02.04	DADOS DE CONCRETO	311,206.69
02.05	VIGAS PISO TÉCNICO	55,741.03
02.06	VIGAS NIVEL 1° - 8°	358,325.68
03	AISLADORES SÍSMICOS	311,120.55
COSTO DIRECTO		1,762,432.62

Cuadro N° 53: Resumen de presupuesto – estructura aislada.
Fuente: Elaboración propia

C.D. estructura convencional	C.D. estructura aislada	Incremento de costo S/.	Incremento de costo %
S/. 1,677,003.64	S/. 1,762,432.62	S/. 85,428.98	5.09%

Cuadro N° 54: Comparativo del costo directo de ambas estructuras
Fuente: Elaboración propia

En el cuadro anterior presentamos los costos directos de la estructura convencional (S/. 1,677,003.64) y estructura aislada (S/. 1,762,432.62) evidenciando el incremento del costo en S/. 85,428.98 equivalente a un 5.09%.

5.4.- RESULTADOS DE LA DIFERENCIA EN VOLUMEN DE CONCRETO EN LA CIMENTACIÓN CON LA APLICACIÓN DEL SISTEMA AISLADO.

Al culminar el diseño definitivo de los sistemas estructurales tanto convencional como aislado se realizó un cuadro comparativo de volumen de concreto requerida para ambos casos.

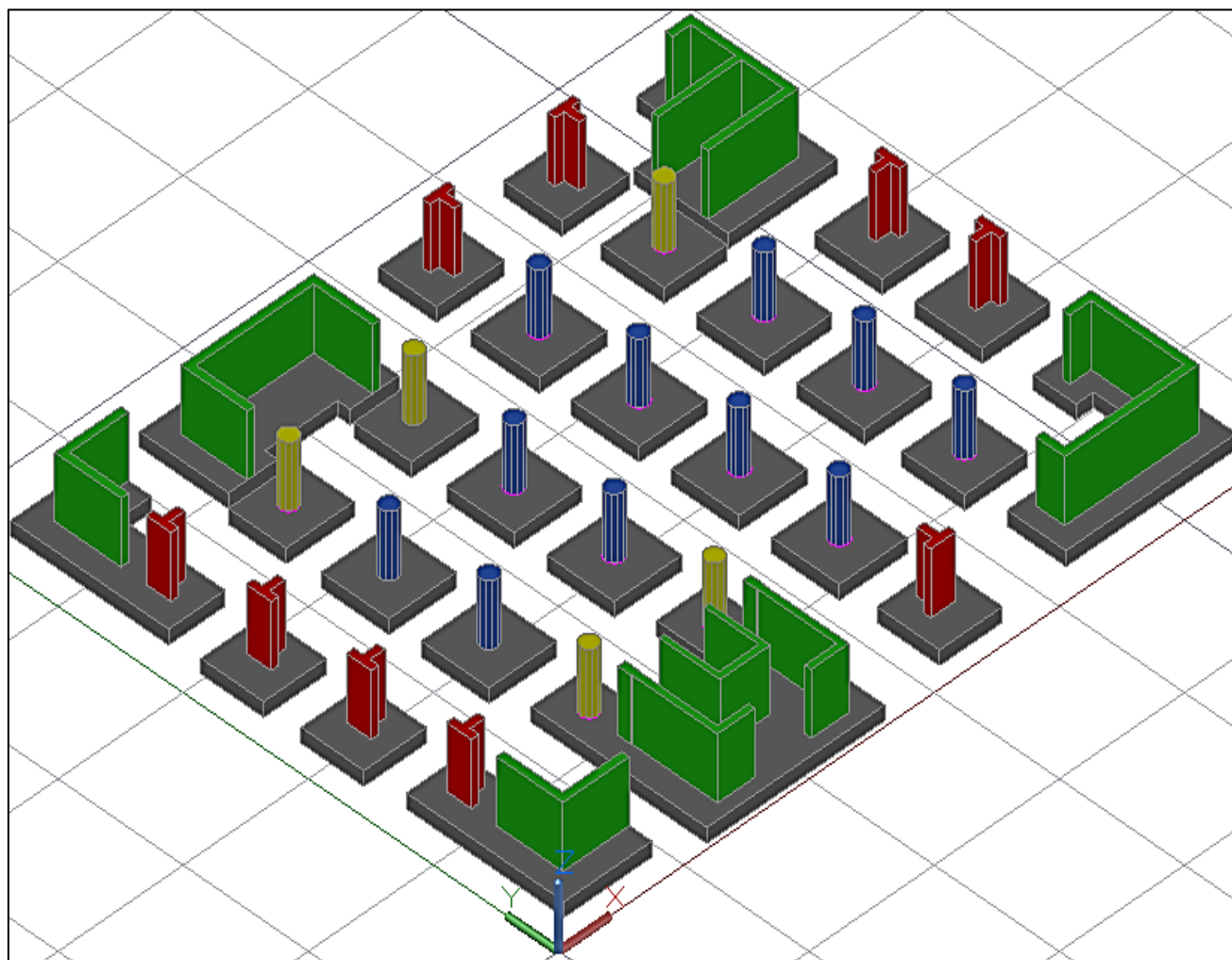


Gráfico N° 110: Resultado final del diseño de cimentación en la estructura convencional.

Fuente: Elaboración propia

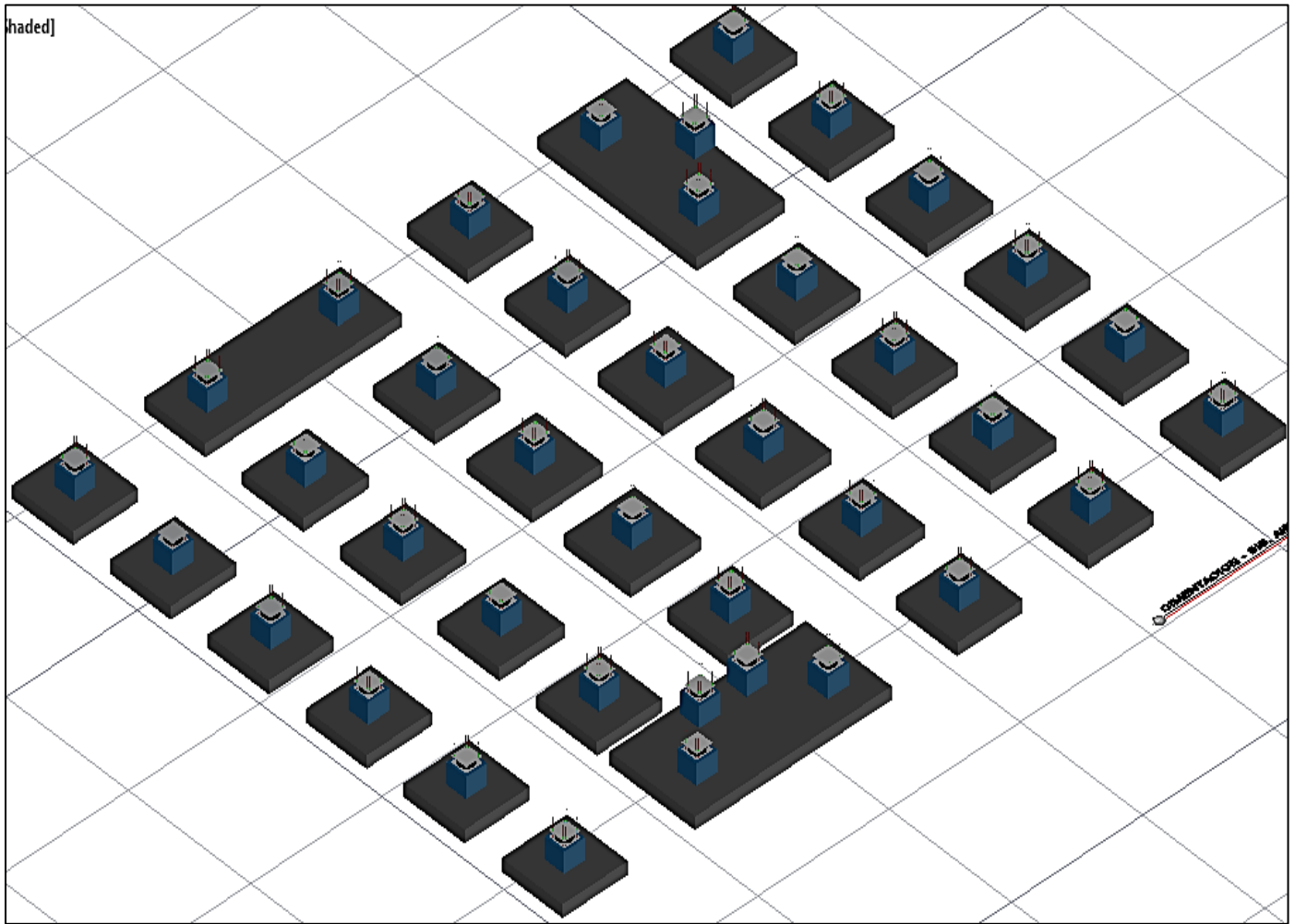


Gráfico N° 111: Resultado final del diseño de cimentación en la estructura aislada.

Fuente: Elaboración propia

Concreto requerido en estructura convencional - cimentación	Concreto requerido en estructura aislada - cimentación	Incremento de M3 de concreto	Incremento en %
198.29 m ³	224.72 m ³	26.43 m ³	13.33%

Cuadro N° 55: Comparativo de volumen de concreto en cimentación.

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en el cuadro anterior existe un incremento de 26.43 m³ de concreto requerido en la cimentación de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional siendo esto un 13.33% más. Este incremento se debe a que en la cimentación de la estructura aislada se incluyeron dados de concreto de 0.80mX0.80m

y con una altura de 1.10 que sirven de pedestal al aislador elastomérico con núcleo de plomo LRB, garantizando así una altura adecuada de 1.80m para su correcta inspección y mantenimiento.

CAPITULO VI

DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

De los resultados obtenidos luego de haber realizado la investigación correspondiente y basándonos en los antecedentes recopilados, en las normativas nacionales e internacionales y los cálculos matemáticos para el diseño de los aisladores sísmicos, se precisa lo siguiente:

1. Respecto a la Hipótesis General: Que la fuerza cortante por caso de carga de sismo de diseño para ambas direcciones de análisis se redujo entre 50% a 60%, así mismo los desplazamientos en un 20% a 50%, conllevando esto a la reducción de las secciones de los elementos estructurales verticales, en coherencia con la hipótesis establecida e información recabada.
2. Sobre la primera Hipótesis específica: El uso de aisladores sísmicos de base brinda beneficios satisfactorios para la protección de la estructura asegurando su correcta operación antes, durante y después de un evento sísmico de gran magnitud, ya que reduce la distorsión de entrepiso en un 20% a 50%, ratificando hipótesis establecida e información recabada.
3. Sobre la segunda Hipótesis específica: La edificación aislada resultó más costosa por S/. 85,428.98 equivalente a un 5.09%, en comparación con la edificación convencional, por el incremento de un piso técnico, así mismo 39 unidades de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) conjuntamente con sus respectivos dados de concreto superior en inferior.

Sin embargo, este incremento es justificado con la importancia de su funcionalidad durante y después de un evento sísmico de gran magnitud y adicionándole la protección del equipamiento que llegan a ser grandes inversiones, ya que la función de la edificación es hospitalaria, fortaleciendo la hipótesis establecida e información recabada.

4. Sobre la tercera Hipótesis específica: La cimentación de la estructura aislada requiere 26.43 m³ adicional al volumen de concreto de la cimentación convencional, siendo equivalente a un 13.33%, confirmando la hipótesis establecida.

CONCLUSIONES

De los datos obtenidos durante el desarrollo de este trabajo de Tesis acerca del análisis y diseño comparativo de una estructura de 8 niveles con y sin aislador sísmico de función hospitalaria, se desprenden las siguientes conclusiones:

1. Se concluye 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.
2. En conclusión, se determinó el beneficio directo con la aplicación del sistema de aislación que fue reducir las derivas en un 52.30% de la superestructura conllevando esto a asegurar su correcta operación antes durante y después de un evento sísmico de gran magnitud, disminuir severamente la percepción sísmica en el interior de la edificación aislada y garantizar la conservación del equipamiento interno de la edificación.

3. Se concluye, de acuerdo al análisis económico comparativo de ambas estructuras, se obtuvo que el costo directo de la estructura convencional es de S/. 1,677,003.64 y la estructura aislada es de S/. 1,762,432.62 evidenciando así el incremento del costo en S/. 85,428.98 equivalente a un 5.09%. Sin embargo, este incremento es justificado con la importancia de su funcionabilidad durante y después de un evento sísmico de gran magnitud y adicionándole la protección del equipamiento que llegan a ser grandes inversiones.

4. En conclusión, la cimentación de la estructura aislada requiere mayor volumen de concreto en comparación con la cimentación de la estructura convencional, ya que el volumen de la cimentación de la estructura convencional es de 198.29 m³ y de la estructura aislada es de 224.72 m³, siendo esto un aumento de 26.43 m³ equivalente en un 13.33% en volumen de concreto.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda para obtener un comportamiento estructural beneficioso de la infraestructura hospitalaria se debe diseñar previamente con los requisitos mínimos de la Norma E.030, y luego aplicar el sistema de aislación según la Norma ASCE7-10 para cumplir los objetivos de límite de distorsión de entre piso, así mismo podemos obtener una infraestructura que brinde altos niveles de seguridad y protección sísmica tanto para la estructura como para sus contenidos en el interior,
2. Para futuros estudios se recomienda desarrollar un análisis estático no lineal (Pushover) para el sistema de aislamiento y determinar si se cumple el desempeño esperado según la normativa ASCE 7-10 para edificaciones aisladas. Este estudio es válido debido a que existe una probabilidad de que se experimenten sismos mayores a los contemplados en las normas de diseño sismorresistente.
3. Se recomienda la implementación en la normativa E030 (Diseño sismorresistente) una filosofía de diseño para estructuras con sistemas de aislación adecuadas a nuestra propia realidad.

4. El aislamiento sísmico pertenece al campo de las técnicas de protección sísmica pasivas, se recomienda la inclusión de su dictado en la currícula de la carrera, al menos en un nivel introductorio, para poder fomentar nuevos trabajos de investigación de este tema.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A. BIBLIOGRAFÍA

1. ACI 3018S-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. USA: ACI.
2. Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
3. Bozzo, L., & Barbat, A. (2004). *Diseño sismorresistente de edificios*. Barcelona: Reverté.
4. Bridgestone. (2013). *Seismic isolation product line-up*. Tokyo: Bridgestone Corporation.
5. Centro Peruano Japonés. (2007). *Investigaciones Sísmicas Y Mitigación De Desastres (CISMID)*. Lima: Red Acelerográfica (REDACIS) Base de Datos.
6. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: Macro.
7. Mohamed Mehdi, M. (2010). *Apuntes del Curso de Concreto Armado II*. Huancayo: UPLA.
8. Mohamed Mehdi, M. (2010). *Concreto Armado I*. Huancayo: UPLA.
9. Morales Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: ICG.
10. Muñoz Pelaez, A. (2009), *Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica*. Lima: PUCP.
11. Naeim, F., & Kelly, J. (1999). *Desing of seismic isolated structures: from theory to practice*. Canada: Jhon Wiley.
12. Norma ASCE/SEI 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. USA: American Society of Civil Engineers.
13. Ottazzi Pasino, G. (2012). *Apuntes del curso de concreto armado*. Lima: PUCP.

B. PÁGINAS WEB

1. Álvarez, M. (2010). *Sistema de Protección Sísmica*. Recuperado de http://www.sirve.cl/wp-content/uploads/Hospitales_Aislacion.pdf
2. Bartolomé, R, A. (2009). *Construcción de edificios estructurales por muros delgados de concreto armado de ductilidad limitada*. Recuperado de <http://blog.pucp.edu.pe/media/688/20070716-%20Construccion%20-%20Ductilidad%20limitada.pdf>
3. Blanco, B, A. (2007). *Problemática de las Edificaciones de Concreto*. Recuperado de http://abbings.com/descargas/estructuracion_concreto.pdf.
4. Bridgestone. (2007). *Seismic isolation product line-up*. Recuperado de http://www2.bridgestone-dp.jp/global/construction/antisismic_rubber/
5. Fernández, D, V. (2007). *Análisis Estructural de un Edificio Aislado Sísmicamente y Diseño de su Sistema de Aislamiento*. Recuperado de <http://www.acreditacionfic.uni.edu.pe/files/analisisestructedifaislad.pdf>
6. Humberto, V. (1997). *Diseño de Aisladores para un edificio de Aulas*. Recuperado de https://boroschek.files.wordpress.com/2013/01/1997_disec3b1o-aisladores-simicos.pdf
7. Proaño, T, L. (2014). *Construcción del Nuevo Edificio Con Aisladores Sísmicos Para La Biblioteca De La Facultad De Ingeniería Civil*. Recuperado de <https://drive.google.com/folderview?id=0B9nKI1tYMgmecnrfaE1BR0F3R3M&usp=sharing>

8. Rendón, J. (2009). *El Aislamiento Sísmico de Estructuras*. Recuperado de <http://es.scribd.com/doc/177228646/Uso-de-Aisladores-Sismicos-Jorge-Rendon-pdf#scribd>
9. Saavedra, Q, M. (2005). *Análisis De Edificios Con Aisladores Sísmicos Mediante Procedimientos Simplificados*. Recuperado de <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2005/bmfcis1121a/doc/bmfcis1121a.pdf>
10. SENCICO (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones - E.030: Diseño Sismoresistente*, Recuperado de <http://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

ANEXOS



MATRIZ DE CONSISTENCIA

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO CON Y SIN AISLADORES SÍSMICOS DE UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES EN EL DISTRITO DE EL TAMBO, HUANCAYO - 2017”

PROBLEMA	OBJETIVOS	MARCO TEÓRICO	VARIABLES	HIPÓTESIS	METODOLOGÍA
<p>PROBLEMA GENERAL: ¿Cuáles serán los resultados de un análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles en el distrito El Tambo, Huancayo – 2017?</p> <p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS: - ¿Cuáles serán los beneficios que se obtienen de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional? - ¿Cuál será la diferencia de costo de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional? - ¿Cuál será la diferencia en volumen de concreto en la cimentación de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL: Determinar los resultados de un análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles en el distrito El Tambo, Huancayo – 2017.</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS: - Determinar los beneficios que se obtienen de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional. - Determinar la diferencia en costo de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional. - Determinar la diferencia en volumen de concreto en la cimentación de la estructura aislada en comparación con la estructura convencional.</p>	<p>ANIL NACIONAL: Korswagen, P., Arias, J., & Huaranga, P. (2012). ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON AISLADORES SÍSMICOS EN EL PERÚ (tesis de pregrado), Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú. Muñoz, J. (2013). ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA HOSPITALARIA CON AISLADORES SÍSMICOS EN LA CIUDAD DE AREQUIPA (tesis de pregrado), Universidad Católica de Santa María, Perú. Morales, Luisa., & Contreras, J. (2012). PROTECCIÓN DE UNA EDIFICACION EXISTENTE CON DISIPADORES DE ENERGÍA (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú. Jacobso, Y., & Quispe, Juan. (2014). DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DUAL Y CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE PARA UNA CLINICA DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE TRUJILLO (tesis de pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego Trujillo, Perú.</p>	<p>VARIABLE 1: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL Un análisis dinámico estructural ayuda a predecir el comportamiento esperado de la estructura ante futuros sismos y a determinar los parámetros de seguridad en los que el diseño estructural se considera viable midiendo las fuerzas y deformaciones que se pueden presentar en cada elemento estructural y su funcionamiento en conjunto.</p> <p>VARIABLE 2: AISLADORES SÍSMICOS. Consisten en unos elementos elastoméricos colocados en la base de la estructura, cuya flexibilidad permite minimizar los daños por sismo. Están conformados por láminas de caucho natural intercaladas con placas de acero, las cuales son vulcanizadas entre sí y poseen un núcleo de plomo que aumenta su capacidad de amortiguamiento y rigidez horizontal</p>	<p>Hipótesis General: Los resultados de un análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles son significativos ya que se reducen los desplazamientos y fuerza cortante en un 30% a 50%.</p> <p>Hipótesis General: - El beneficio directo es la reducción de la distorsión de entrepiso de la edificación aislada. - El costo de una estructura aislada será mayor a la de una estructura convencional. - La cimentación de la estructura aislada será de mayor volumen de concreto entre un 10% a 30% en comparación de la estructura convencional, ya que se adicionarán pedestales de soporte de los aisladores sísmicos.</p>	<p>Tipo: Según el estudio el tipo de investigación y su desarrollo, así como contrastación de las hipótesis corresponde al tipo Aplicativo.</p> <p>Nivel: De acuerdo a los propósitos y a la naturaleza de la investigación se emplea en nivel del tipo Descriptivo – Comparativo – Explicativo.</p> <p>Método de investigación: Método Científico.</p> <p>Diseño de investigación: Diseño de investigación es Experimental.</p> <p>Muestra y Población: La población corresponde a todas las edificaciones de 8 niveles del distrito del Tambo y el tipo de muestreo es no probabilístico y está definida por una edificación de 8 niveles de función hospitalaria, que fue seleccionada aleatoriamente por conveniencia.</p> <p>Técnicas para recolección de Datos: Se emplea como técnica de recopilación de información la observación estructurada mediante el registro sistemático, válido y confiable de bibliografía referente al análisis y diseño de edificaciones con aislamiento sísmico.</p>