



UNIVERSIDAD
PRIVADA
DEL NORTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE SOBRE RESISTENCIA EN ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO CON AISLADORES DE BASE TIPO LRB MEDIANTE UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), TRUJILLO”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autores:

Br. Frank Alex Gil Guzman

Br. Luis Oswaldo Jave Picon

Asesor:

Ing. Carlos Alberto Rodríguez Reyna

Trujillo – Perú

2018

APROBACIÓN DE LA TESIS

El asesor y los miembros del jurado evaluador asignados, **APRUEBAN** la tesis desarrollada por los Bachilleres **Frank Alex Gil Guzman y Luis Oswaldo Jave Picon**, denominada:

**“DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE SOBRE RESISTENCIA EN
ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO CON
AISLADORES DE BASE TIPO LRB MEDIANTE UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO
LINEAL (PUSHOVER), TRUJILLO”**

Ing. Carlos Alberto Rodríguez Reyna
ASESOR

Ing. Cesar Leónidas Cancino Rodas
JURADO
PRESIDENTE

Ing. Julio Félix Valeriano Murga
JURADO

Msc. Ing. Alejandro Segundo Vera Lázaro
JURADO

DEDICATORIA

A DIOS,

Por darme salud y permitirme
culminar un gran paso en mi
formación profesional.

A mi Madre y Padre,

Beatriz y Alex
Por su apoyo constante
en cada etapa de mi vida.
Los quiero.

A mi Pachita,

Por confiar incondicionalmente
en cada meta que me planteo.

A mi Tato,

Por el simple hecho
de llegar a mi vida en
el momento indicado.

Frank Alex Gil Guzman

A Dios,

Porque sin él nada habría sido posible.

A mis Padres

Nina Picon y Santos Jave

Por brindarme la oportunidad de
mejorar en cada etapa de mi vida.

A mi Esposa Milagritos,

Por su amor incondicional
día a día. Es el amor de
mi vida.

A mi Hijo Luis André,

Mi motor y motivo que me
da esta hermosa vida.

A toda mi familia,

Por todo el apoyo que me han brindado.

Luis Oswaldo Jave Picon

AGRADECIMIENTO

A nuestro asesor el Ing. Carlos Rodríguez Reyna por su apoyo incondicional y la motivación de inculcarnos en la rama de estructuras, y todos los ingenieros que nos brindaron sus conocimientos y consejos.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Contenido

<u>APROBACIÓN DE LA TESIS</u>	ii
<u>DEDICATORIA</u>	iii
<u>AGRADECIMIENTO</u>	v
<u>ÍNDICE DE CONTENIDOS</u>	vi
<u>ÍNDICE DE TABLAS</u>	vii
<u>ÍNDICE DE FIGURAS</u>	ix
<u>RESUMEN</u>	xii
<u>ABSTRACT</u>	xiii
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	14
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO.....	22
CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA	140
CAPÍTULO 4. RESULTADOS.....	144
CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN	167
CONCLUSIONES.....	170
RECOMENDACIONES.....	171
REFERENCIAS	172
ANEXOS	174

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla n.º 2. 1. Dimensiones del aislador y placas de montaje.....	30
Tabla n.º 2. 2. Propiedades, desplazamiento y carga axial en función del diámetro del aislador....	30
Tabla n.º 2. 3. Propiedades del material.	32
Tabla n.º 2. 4. Valores de f_1 para un aislador circular.....	36
Tabla n.º 2. 5. Valores de f_2 para un aislador circular.....	37
Tabla n.º 2. 6. Controles que debe cumplir el espesor de la goma.....	38
Tabla n.º 2. 7. Límites para f'_c	53
Tabla n.º 2. 8. Características de las varillas corrugadas.....	56
Tabla n.º 2. 9. Calidades del acero de refuerzo.....	57
Tabla n.º 2. 10. Combinaciones de carga.....	60
Tabla n.º 2. 11. Factores de reducción de resistencia.....	61
Tabla n.º 2. 12 Factor de reducción de resistencia, para momento y fuerza axial.....	62
Tabla n.º 2. 13. Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio.....	63
Tabla n.º 2. 14. Longitudes de desarrollo a tracción.....	64
Tabla n.º 2. 15. Valores de coeficiente β_1	67
Tabla n.º 2. 16. Espesores mínimos para luces de losas macizas.....	72
Tabla n.º 2. 17. Tipo de secciones de vigas de acuerdo a su luz libre.....	73
Tabla n.º 2. 18. Momentos de inercia y área de las secciones transversales permitidos.....	80
Tabla n.º 2. 19. Refuerzo transversal para columnas en pórticos resistentes a momento.....	88
Tabla n.º 2. 20. Resistencia nominal del nudo a cortante.....	92
Tabla n.º 2. 21. Zonificación sísmica.....	96
Tabla n.º 2. 22. Factores de zona "Z".....	96
Tabla n.º 2. 23. Clasificación de los perfiles de suelo.....	97
Tabla n.º 2. 24. Factor "S".....	97
Tabla n.º 2. 25. Periodo "TP" y "TL".....	97
Tabla n.º 2. 26. Sistemas estructurales.....	98
Tabla n.º 2. 27. Categoría de las edificaciones.....	100
Tabla n.º 2. 28. Parámetros para procedimientos no lineales- vigas de concreto armado.....	116
Tabla n.º 2. 29. Parámetros para procedimientos no lineales- columnas de concreto armado.....	117
Tabla n.º 3. 1. Operacionalización de variables.....	140
Tabla n.º 3. 2. Matriz de consistencia.....	141
Tabla n.º 4. 1.Descripción de modelos estructurales.....	144

Tabla n.º 4. 2. Dimensionamiento de elementos estructurales.	145
Tabla n.º 4. 3. Dimensionamiento de aisladores.	146
Tabla n.º 4. 4. Metrado de cargas del edificio empotrado.	146
Tabla n.º 4. 5. Parámetros de análisis sísmico en sistema empotrado.	147
Tabla n.º 4. 6. Derivas en dirección "X" e "Y".	148
Tabla n.º 4. 7. Metrado de cargas del edificio aislado.	148
Tabla n.º 4. 8. Parámetros de análisis sísmico en sistema aislado.	149
Tabla n.º 4. 9. Propiedades dinámicas para sismos DE y MCE con materiales LB y UB.	150
Tabla n.º 4. 10. Periodos naturales de vibración.	154
Tabla n.º 4. 11. Aceleraciones espectrales.	155
Tabla n.º 4. 12. Factores de participación modal en dirección "X".	155
Tabla n.º 4. 13. Fuerzas en el centro de masas.	156
Tabla n.º 4. 14. Desplazamientos en el centro de masas.	156
Tabla n.º 4. 15. Derivas de entrepiso.	156
Tabla n.º 4. 16. Cargas axiales, desplazamientos y rotaciones.	157
Tabla n.º 4. 17. Deformaciones angulares de compresión, rotación y corte.	158
Tabla n.º 4. 18. Controles de deformaciones.	158
Tabla n.º 4. 19. Espesor de placas SHIM.	159
Tabla n.º 4. 20. Controles por pandeo.	159
Tabla n.º 4. 21. Espesor de placas exteriores.	159
Tabla n.º 4. 22. Diseño por flexión de la viga.	161
Tabla n.º 4. 23. Diseño por cortante de la viga.	162
Tabla n.º 4. 24. Solicitaciones de fuerzas de diseño para columna.	163
Tabla n.º 4. 25. Factor de sobre resistencia.	164
Tabla n.º 4. 26. Factores de sobre resistencia.	165

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura n.º 2. 1. Aislador elastomérico.	27
Figura n.º 2. 2. Aislador de péndulo de fricción.	28
Figura n.º 2. 3. Aislador elastomérico con núcleo de plomo.	29
Figura n.º 2. 4. Dimensiones de un aislador con núcleo de plomo.	31
Figura n.º 2. 5. Descripción de desprendimiento del aislador.	33
Figura n.º 2. 6. Cargas, desplazamientos y giro actuando en un aislador.	33
Figura n.º 2. 7. Área efectiva de un aislador elastomérico.	35
Figura n.º 2. 8. Área reducida en un aislador elastomérico.	35
Figura n.º 2. 9. Esfuerzos que gravitan en la placa de acero intermedia del aislador.	40
Figura n.º 2. 10. Carga crítica de pandeo cuando existe desplazamiento.	46
Figura n.º 2. 11. Método del área reducida para determinar el espesor de placas externas.	49
Figura n.º 2. 12. Compresión de testigo de concreto.	52
Figura n.º 2. 13. Curvas esfuerzo-deformación de concretos de diferentes resistencias.	52
Figura n.º 2. 14. Representación gráfica del módulo de elasticidad del concreto.	53
Figura n.º 2. 15. Tipos de corrugaciones en las barras de refuerzo.	55
Figura n.º 2. 16. Zona de fluencia del acero estructural.	57
Figura n.º 2. 17. Curvas esfuerzo-deformación de los aceros estructurales.	58
Figura n.º 2. 18. Módulo de elasticidad del acero estructural.	58
Figura n.º 2. 19. Diagrama único esfuerzo-deformación del acero y del concreto.	59
Figura n.º 2. 20. Diseño por capacidad resistente.	60
Figura n.º 2. 21 Distribución de la deformación unitaria a tracción de un elemento.	62
Figura n.º 2. 22. Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción ϵ_t	62
Figura n.º 2. 23. Longitud de desarrollo por flexión en una viga continua.	64
Figura n.º 2. 24. Espaciamiento mínimo de refuerzo.	65
Figura n.º 2. 25. Suposiciones de diseño de concreto armado.	66
Figura n.º 2. 26. Recomendaciones de diseño.	75
Figura n.º 2. 27. Estribos transversales que cruzan las fisuras por corte.	76
Figura n.º 2. 28. Espaciamiento de estribos en viga.	77
Figura n.º 2. 29. Momentos probables horarios y antihorarios.	78
Figura n.º 2. 30. Nomograma para estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral.	80
Figura n.º 2. 31. Columna sometida a cargas con excentricidades cada vez mayores.	82
Figura n.º 2. 32. Curva de interacción para columna con límite de carga máxima.	83
Figura n.º 2. 33. Superficie de interacción para flexión biaxial.	84
Figura n.º 2. 34. Principio del método de contorno de carga.	86
Figura n.º 2. 35. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas.	88

Figura n.º 2. 36. Momentos probables para columnas.	89
Figura n.º 2. 37. Diagrama de cuerpo libre de momentos nominales en columnas y vigas.	90
Figura n.º 2. 38. Diagrama de cuerpo libre en un nudo viga-columna.	91
Figura n.º 2. 39. Diagrama de cuerpo libre de fuerzas cortantes con $1.25 f_y$	92
Figura n.º 2. 40. Área efectiva del nudo y características de un nudo confinado.	93
Figura n.º 2. 41. Espectro de respuesta ($\zeta=0.02$) para el movimiento del terreno de El Centro.....	94
Figura n.º 2. 42. Zonas sísmicas.	95
Figura n.º 2. 43. Espectros de respuesta, elástico, inelástico y amortiguado.	100
Figura n.º 2. 44. Comportamiento histerético de un aislador elastomérico.	102
Figura n.º 2. 45. Geometría de una goma.....	108
Figura n.º 2. 46. Longitud de rotula plástica.	113
Figura n.º 2. 47. Curva Pushover y modelo bilineal.....	114
Figura n.º 2. 48. Procedimiento para hallar relaciones momento curvatura en vigas.	115
Figura n.º 2. 49. Procedimiento para hallar relaciones momento curvatura en columnas.....	116
Figura n.º 2. 50. Curva de capacidad sísmica y factores de sobre resistencia y ductilidad.	118
Figura n.º 2. 51. Descripción de grillas en planta y altura.	120
Figura n.º 2. 52. Propiedades del concreto.	121
Figura n.º 2. 53. Esfuerzo de compresión del concreto.	121
Figura n.º 2. 54. Propiedades del acero de refuerzo.	122
Figura n.º 2. 55. Esfuerzo de fluencia del acero.....	122
Figura n.º 2. 56. Sección de columna de concreto armado.	123
Figura n.º 2. 57. Sección de viga de concreto armado.	123
Figura n.º 2. 58. Espesor de losa maciza de concreto armado.....	124
Figura n.º 2. 59. Modelo estructural en 3D.....	124
Figura n.º 2. 60. Definición de tipos de cargas.	125
Figura n.º 2. 61. Cargas del piso típico.	125
Figura n.º 2. 62. Cargas de azotea.	126
Figura n.º 2. 63. Espectro de respuesta E030-2016.....	126
Figura n.º 2. 64. Porcentajes de masa de la estructura.....	127
Figura n.º 2. 65. Caso de carga para análisis dinámico modal espectral.	127
Figura n.º 2. 66. Definición de pisos.	128
Figura n.º 2. 67. Sección de viga de aislación.....	128
Figura n.º 2. 68. Sección de capitel.	129
Figura n.º 2. 69. Propiedades de aislador LRB – DE_LB.	129
Figura n.º 2. 70. Propiedades de aislador LRB – DE_UB.....	130
Figura n.º 2. 71. Propiedades de aislador LRB – MCE_LB.	130
Figura n.º 2. 72. Propiedades de aislador LRB – MCE_LB.	131
Figura n.º 2. 73. Modelado 3D de estructura aislada.....	131

Figura n.º 2. 74. Espectros de respuesta de diseño y máximos considerados.....	132
Figura n.º 2. 75. Casos de carga dinámico modal espectral para aislación sísmica.....	133
Figura n.º 2. 76. Sección armada de columna.	134
Figura n.º 2. 77. Sección armada de viga.	134
Figura n.º 2. 78. Rotulas plásticas de vigas y columnas.....	135
Figura n.º 2. 79. Patrón de cargas del primer modo.....	135
Figura n.º 2. 80. Caso de carga por gravedad.	136
Figura n.º 2. 81. Caso de carga lateral.	136
Figura n.º 2. 82. Combinaciones de carga para verificación de aisladores.	137
Figura n.º 2. 83. Combinaciones de carga para diseño de elementos de concreto armado.	138
Figura n.º 4. 1. Espectro de respuesta reducido de aceleraciones.	147
Figura n.º 4. 2. Diagrama de histéresis y espectro de respuesta DE_LB.....	150
Figura n.º 4. 3. Diagrama de histéresis y espectro de respuesta DE_UB.	151
Figura n.º 4. 4. Diagrama de histéresis y espectro de respuesta MCE_LB.	152
Figura n.º 4. 5. Diagrama de histéresis y espectro de respuesta MCE_UB.	153
Figura n.º 4. 6. Superposición de las curvas de histéresis.	154
Figura n.º 4. 7. Desplazamientos laterales del centro de masas para cada sismo.	157
Figura n.º 4. 8. Diseño de aislador LRB, en planta, corte y 3D.....	160
Figura n.º 4. 9. Diseño de columna de 50 cm x 50 cm.....	163
Figura n.º 4. 10. Curva Pushover y Curva Bilineal.	164
Figura n.º 4. 11. Factores de sobre resistencia de modelos estructurales.	165
Figura n.º 4. 12. Factor de sobre resistencia para modelos de 4 ejes.	166
Figura n.º 4. 13. Factor de sobre resistencia para modelos de 5 ejes.	166

RESUMEN

La presente tesis tiene por objetivo determinar el factor de sobre resistencia en estructuras aporticadas de concreto armado con aisladores de base tipo LRB mediante un análisis estático no lineal (Pushover), con la finalidad de estipular un factor que se adapte a las sollicitaciones sísmicas de nuestro país, debido a que en nuestra actual norma de diseño sismorresistente no se contempla dicho factor, que permite pasar de un espectro elástico a uno inelástico para diseñar adecuadamente.

La tesis se divide en 5 capítulos, en el primer capítulo se presenta una descripción de los problemas que conllevan a realizar la tesis, como son la falta de normas propias de nuestro país, la presencia constante de sismos, y las nuevas tecnologías de protección sísmica; la justificación, que se basa en investigaciones desarrolladas por el Dr. Roberto Aguiar Falconí, en cuanto al procedimiento para encontrar el factor de sobre resistencia y Constantinou, M. & Kalpakidis, I, en cuanto al diseño de aisladores sísmicos; se presentan también las limitaciones que se tuvieron para el desarrollo de la tesis, como son las capacitaciones en cuanto al diseño de aisladores y por último el objetivo fundamental que será el factor de sobre resistencia.

En el segundo capítulo se describen los antecedentes de trabajos realizados con la finalidad de demostrar que los procedimientos tienen fundamento válido y por ende la obtención de resultados confiables; para fundamentar más la tesis se presentan las bases teóricas con las cuales se realizarán todos los cálculos necesarios para hallar dicho factor, las bases teóricas se subdividen en el aislamiento sísmico, el concreto estructural, el análisis dinámico modal espectral, el análisis no lineal estático (Pushover), el factor de reducción de sobre resistencia y la modelación estructural mediante el programa educativo ETABS.

En el tercer capítulo se describe la metodología de trabajo que se realizara en función de datos y procedimientos estadísticos.

En el cuarto capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis, se inicia por los resultados completos de un modelo estructural, como son el diseño de sus aisladores, el diseño de sus elementos estructurales, y la obtención de la curva de capacidad; y la obtención de su factor de sobre resistencia, por último, se presentan los resultados de los factores de sobre resistencia de todos los modelos a analizar.

En el quinto capítulo se mencionan las discusiones en cuanto a los resultados obtenidos, de los cuales se interpretan para tener una respuesta más clara de dichos resultados.

Posteriormente se presentan las conclusiones, las recomendaciones, las referencias y los anexos.

ABSTRACT

The objective of this thesis is to determine the over strength factor in reinforced concrete structures with LRB type insulators using a non-linear static analysis (Pushover), in order to stipulate a factor that adapts to the seismic stresses of our country, due to the fact that in our current seismic design norm, this factor is not considered, which allows us to go from an elastic spectrum to an inelastic spectrum to design properly.

The thesis is divided into 5 chapters, the first chapter presents a description of the problems that lead to the thesis, such as the lack of proper standards of our country, the constant presence of earthquakes, and new seismic protection technologies ; the justification, which is based on research developed by Dr. Roberto Aguiar Falconí, regarding the procedure to find the over-resistance factor and Constantinou, M. & Kalpakidis, I, regarding the design of seismic isolators; the limitations that were had for the development of the thesis are also presented, as are the trainings in terms of the design of insulators and finally the fundamental objective that will be the factor of over resistance.

In the second chapter we describe the background of work done in order to demonstrate that the procedures have a valid basis and therefore obtain reliable results; to further substantiate the thesis the theoretical bases are presented with which all the necessary calculations will be made to find this factor, the theoretical bases are subdivided into seismic isolation, structural concrete, spectral modal dynamic analysis, static nonlinear analysis (Pushover), the factor of over-strength reduction and structural modeling through the ETABS program.

The third chapter describes the work methodology that will be carried out based on statistical data and procedures.

In the fourth chapter, the results obtained from the analysis are presented, starting with the complete results of a structural model, such as the design of its insulators, the design of its structural elements, and the obtaining of the capacity curve; and the obtaining of its over-resistance factor, finally, the results of the over-resistance factors of all the models to be analyzed are presented.

In the fifth chapter the discussions are mentioned regarding the results obtained, of which they are interpreted to have a clearer answer of said results.

Subsequently, the conclusions, recommendations, references and annexes are presented.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

“El factor que más ha influido en el establecimiento de la práctica actual del diseño sismorresistente de edificios, ha sido la experiencia que ha derivado del comportamiento observado de los diferentes tipos de estructuras que han sufrido sismos severos” (Bazán y Meli, 2013, p. 33), este es uno de los principales problemas que tienen que solucionar los ingenieros civiles debido al comportamiento de las estructuras frente a eventos sísmicos que se presentan en la vida útil de los edificios, respecto a lo anteriormente dicho, Bazán y Meli (2013) definen que los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generados por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida dicha corteza.

Al hablar de eventos sísmicos y de responsabilidad profesional; Aguiar, Almazán, Dechent y Suárez (2008) menciona que “Es importante crear conciencia de que los sismos no matan, lo que matan son las estructuras si es que no han sido diseñadas en forma adecuada” (p. 1), por tal motivo los profesionales inmersos en el diseño estructural debemos preservar la vida de las personas frente a diversos eventos sísmicos, en vista a que las estructuras presentan distintos problemas por causa de los sismos, este problema también se presenta en nuestro territorio, por lo cual Villareal y Oviedo (2009) mencionan que “El Perú es un país altamente sísmico y según la clasificación mundial le corresponde 9 grados en la escala de Mercalli Modificada” (p. 7), en base a estos problemas se han realizado investigaciones para poder proveer a las estructuras más ductilidad, amortiguamiento, rigidez, disipación de energía y aislación sísmica que permitan que las estructuras tengan una respuesta favorable frente a estos eventos sísmicos, estas investigaciones respecto a la disipación de energía, se basan en que “Los principios de la física que gobiernan la disipación de energía sobre fenómenos dinámicos fueron estudiados hace ya más de dos siglos” (Aguiar et al, 2008, p. 16), por tal motivo dentro de las nuevas innovaciones para contrarrestar estas fuerzas sísmicas inducidas por los sismos se han incorporado sistemas de protección sísmica, “Estos avances pueden estar divididos en tres grupos: sistemas pasivos, tales como aislamiento en la base y dispositivos suplementarios de disipación de energía; sistemas activos, los cuales requieren la participación activa de dispositivos mecánicos cuyas características están hechas para cambiar durante la respuesta sísmica basándose en medidas de respuesta; sistemas híbridos, los cuales combinan los sistemas pasivos y activos en una manera tal que la seguridad del edificio no este comprometida incluso si el sistema activo fallase” (Villarreal y

Oviedo, 2009, p. 6), existen muchas investigaciones respecto a sistemas de protección sísmica, que se adaptan cada una dependiendo del sistema y características de la estructura, por tal motivo nos basaremos en sistemas más específicos y más comerciales a nivel mundial en los cuales se encuentran la aislación sísmica, Aguiar et al (2008) mencionó que “La aislación basal hoy en día se considera como un diseño estratégico que está dirigido a reducir la cantidad de energía de entrada a las fundaciones de una estructura” (p. 24); dentro de la aislación sísmica se encuentran los aisladores elastoméricos, del cual, Aguiar et al (2008) definió que un aislador elastomérico “está compuesto por capas alternadas de goma y placas de acero unidas entre sí por un proceso de vulcanización. De este modo, la rigidez del apoyo es controlada por el espesor de las capas de goma. Así, mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el apoyo en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical” (p. 24).

A partir de lo anterior, Hernández (2013) en su informe de un modelo estructural con aislamiento sísmico, de un hospital de 4 pisos y 6 ejes tanto en dirección “x” como en “y” demostró que las fuerzas cortantes sísmicas en cada nivel se reducen más de 50%, llegando incluso a valores cercanos a 70% de disminución en el último nivel del edificio, se comprobó que las derivas se pueden reducir en más de 75% cuando se utilizan aisladores sísmicos, habiéndose obtenido valores que sobrepasan aún el 90%, el amortiguamiento total del edificio aislado sísmicamente es mayor que el 5% típicamente considerado en edificaciones con base fija, alcanzándose un valor aproximado del 15%; el uso de un sistema de aislamiento sísmico permitió cumplir con el requerimiento de deriva máxima establecido en la Norma Técnica Peruana E.030-2006 Diseño Sismorresistente, sin necesidad de la existencia de placas y/o muros portantes y el comportamiento estructural del edificio aislado, referido esencialmente a los elementos estructurales, será óptimo en caso de sismos moderados, y muy eficiente durante sismos severos. Esto nos demuestra que el uso del aislador sísmico resulta muy eficaz en el desempeño sísmico es por ello que “El futuro de la ingeniería sísmica, será una masificación de las construcciones con aisladores de base.” (Aguiar et al, 2008, p. 6).

“Al evaluar el punto referente a los costos por daño y reparación de la estructura se parte del hecho que la estructura aislada tendrá un comportamiento que generara menos daño, abalado en que los esfuerzos sobre la estructura aislada son menores que en la convencional y además el factor de reducción R utilizado en el diseño de la estructura convencional es de 7.2 que significa un comportamiento inelástico importante durante un sismo severo lo cual es sinónimo de daños, en cambio para la estructura aislada este mismo factor se considera igual a 2, que es comportamiento prácticamente en el rango elástico, significando un bajo nivel o ausencia de daños” (Arriagada, 2005, p. 187).

Por tal motivo, los diseños y procedimientos para incorporar aisladores elastoméricos con núcleo de plomo en una estructura convencional se basan según el Reglamento Nacional de Edificaciones del año 2016 en su capítulo de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, en que “Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente: “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” (Art. 3.9), el problema que conlleva a diseñar con dichas normas es que no se adecuan totalmente a la realidad de nuestro país, por lo cual se necesitan muchas investigaciones para tener parámetros confiables en cuanto al análisis sísmico de dichos aisladores, por lo cual los problemas en el diseño de estos sistemas es que en nuestra Norma Técnica Peruana E.030-2016 Diseño Sismorresistente, no contamos con un Coeficiente Básico de Reducción Sísmica para sistemas de pórticos de concreto armado sobre aisladores de base elastoméricos con núcleo de plomo, este coeficiente es esencial para determinar la fuerza cortante en la base, según Aguiar (2010), menciona que el factor de reducción sísmica es un parámetro que depende del sistema estructural para poder pasar de un espectro de diseño elástico a un espectro de diseño inelástico.

De lo anteriormente mencionado se han realizado muchas investigaciones para el cálculo de factores de reducción, según Freeman (1990) y Uang (1991) citado por Aguiar (2010) menciona que el factor de reducción sísmica R , será igual a la multiplicación de los factores de ductilidad, sobre resistencia y redundancia, con dichos parámetros mencionados se puede determinar el factor de reducción sísmica R para diversos sistemas estructurales, “El mencionado factor ha venido siendo determinado en base a tres fuentes: La observación del desempeño estructural ante sismos pasados; por procedimientos técnicos en base a ciertos principios y por criterios planteados por experimentados investigadores en el tema.” (Gálvez, 2008, p. 2), por lo cual el factor de reducción sísmica para aislación basal, según Aguiar et al (2008) menciona que del orden de 2, motivo por el cual es necesario realizar un análisis conservador que nos proporcione el valor de reducción de fuerzas sísmicas; en base a nuestro problema de estudio, el cual se delimitará a la ciudad de Trujillo, en donde no existen edificios con aisladores sísmicos, pero el diseño de estas estructuras se deben realizar de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones del año 2016 en su capítulo Norma E.030 Diseño sismorresistente, en donde manifiesta que “Establecimientos de salud, como hospitales, institutos o similares, según clasificación del Ministerio de Salud, ubicados en las zonas sísmicas 3 y 4 que alojen cualquiera de los servicios ..., tendrán un sistema de protección sísmica por aislamiento o disipación de energía” (Art. 3.1), puesto que en la ciudad de Trujillo, nos encontramos en una zona sísmica 4, la construcción de edificaciones

esenciales como hospitales, institutos, etc. se tiene que diseñar con sistemas de protección sísmica.

Cabe mencionar que, para tener un diseño confiable mediante la incorporación de aisladores sísmicos, deberán tener parámetros que se adecuen a la normatividad de nuestro país y una de las características importantes sería la obtención de un factor de reducción sísmica con la cual podríamos calcular nuestra fuerza cortante de diseño y obtener los desplazamientos y esfuerzos de nuestra estructura.

Para finalizar, nuestro trabajo de investigación se basará en determinar el factor de sobre resistencia, que es uno de los factores implicados en el cálculo del factor de reducción de las fuerzas sísmicas. Dado que el factor de sobre resistencia implica un incremento en el diseño, debido a que “normalmente se coloca una mayor cantidad de armadura por el sistema constructivo” (Aguilar, 2007, p. 40), lo cual se ve reflejado también en una mayor capacidad sísmica resistente de la edificación.

1.2. Formulación del problema

¿Cuál es el factor de sobre resistencia en estructuras aporticadas de concreto armado con aisladores de base tipo LRB en la ciudad de Trujillo?

1.3. Justificación

La presente tesis generará un conocimiento tecnológico en la Ingeniería Estructural debido a que se obtendrá un factor de sobre resistencia que forma parte del factor de reducción sísmica para pórticos sobre aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, mediante este factor podemos diseñar de una forma confiable.

La implementación de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo tienen un buen desempeño durante un evento sísmico porque reduce las fuerzas entre 30% a 40% en la superestructura, otro beneficio será los costos de reparación post-sismo que serían mínimos en comparación de un edificio sin aisladores sísmicos, también se puede conocer sobre este sistema de protección sísmica que se emplea en la actualidad, para poder comprender el funcionamiento y diseño del mismo, con dicho sistema se están desarrollando nuevos proyectos en nuestro país y el mundo.

El factor de sobre resistencia para pórticos con aisladores de base elastoméricos con núcleo de plomo se obtendrá mediante una serie de modelos estructurales, variando el número de pisos, número de ejes y distancia en planta, obteniendo factor de sobre resistencia para cada modelo, con los datos estadísticos, nos permite determinar el rango de nuestro factor de sobre resistencia. Toda esta metodología se calcula de acuerdo al libro del Dr. Aguiar Falconí denominado "Análisis del factor de reducción de las fuerzas sísmicas".

Esta investigación es necesaria llevar a cabo para poder encontrar valores que consideren características propias de nuestra ciudad y generar parámetros para la Norma Técnica Peruana E.030-2016 Diseño Sismorresistente. Si bien es cierto se necesita realizar muchas más investigaciones, esta tesis es un aporte y guía para personas interesadas en el tema.

Los principales beneficiarios respecto al tema de interés serán los usuarios porque mediante el uso de aisladores sísmicos en las estructuras, estas tendrán seguridad cuando incurriera en un evento sísmico, también los costos de diseños son levemente superiores a su similar de base fija, incrementándose la inversión en un rango de 3% al 10%, porcentaje que es menor desde el punto de vista de protección que se entrega a la estructura. Además, ingenieros civiles dedicados a la rama estructural quienes diseñan basándose en los parámetros que proporciona la Norma Técnica Peruana E.030-2016 Diseño Sismorresistente, mediante este aporte tendrán diseños confiables, otro de los beneficiarios directos serán los estudiantes de ingeniería que requieran realizar investigaciones para sustentar su tesis de grado, con la cual mediante este trabajo servirá como una cita bibliográfica para sus tesis.

1.4. Limitaciones

Una de las limitaciones con respecto al aislamiento sísmico es que es un sistema relativamente nuevo en nuestro país, motivo por el cual no forma parte de la formación profesional de pregrado, lo que implica mayor investigación y aprendizaje del tema de estudio, como son capacitaciones, revistas, libros y documentos.

Por otro lado, el programa con el cual desarrollaremos la presente tesis tiene una licencia educativa, por ende, nos implica realizar cálculos manuales con la finalidad de validar los resultados obtenidos del programa.

Además el concreto se definirá en este caso como un material isotrópico, esta ley de comportamiento describe un mecanismo de daño local asimétrico de los concretos, con efecto de restauración de rigidez. Esta misma ley tiene como objetivo la modelación del comportamiento elástico frágil del concreto más simple posible. El material isotrópico tiene una variación de 2% con el material ortotrópico.

También el no contar con normativa, investigaciones, para el diseño de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo en nuestro país, nos implica partir del estado del arte del diseño de aislamiento sísmico descritas en las investigaciones de la Universidad de Buffalo por Constantinou, M. & Kalpakidis, I, para poder implementar en nuestra Norma Técnica Peruana E.030-2016 Diseño Sismorresistente.

Por otra parte, en la elección de nuestros modelos a analizar se escogieron modelos regulares y no se agregó el 5% de excentricidad accidental en el centro de masas, lo que implica no estudiar casos de torsión, que complicaría aún más la presente investigación, sin embargo, al tener modelos regulares se puede interpretar los resultados de forma más clara y concisa, lo que conlleva a soluciones de diseño inmediatas.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

- Determinar el factor de sobre resistencia en estructuras aporticadas de concreto armado con aisladores de base tipo LRB en la ciudad de Trujillo.

1.5.2. Objetivos específicos

- Caracterizar modelos estructurales.
- Realizar un análisis sísmico dinámico modal espectral con base empotrada.
- Realizar un análisis sísmico dinámico modal espectral con base aislada.
- Realizar el análisis no lineal estático (PUSHOVER).
- Obtener la curva bilineal de capacidad.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes

La tesis realizada por Soriano (2014), sobre la comparación de la respuesta estructural del pabellón A de la Universidad Privada del Norte con aisladores sísmicos elastoméricos y sin aisladores sísmicos. Demostró que para la estructura con aisladores sísmicos, la respuesta estructural tiene un mejor comportamiento que el edificio sin aisladores sísmicos, debido a que las derivas y fuerzas en la base son minimizados, aunque los aisladores presentan un mayor desplazamiento a nivel de diafragmas y diferentes valores de desplazamientos absolutos para el análisis tiempo-historia, para la estructura con aisladores respecto de la estructura convencional las derivas de entrepiso se han disminuido en varios porcentajes. En promedio se ha disminuido en un 60%, teniendo como máximo un 88% para el sismo de Lima de 1974 y un mínimo del 34% para el sismo de Ica, para el análisis de fuerzas en la base se concluye que el resultado es variado. En promedio se ha disminuido en un 79%, teniendo como máximo un 93% para el sismo de Lima del año 1966, y un mínimo de 49% para el espectro de la Norma Técnica Peruana E.030-2006 Diseño Sismorresistente. Al evaluar dichos resultados, podemos concluir que los aisladores de base elastoméricos proporcionan un mejor desempeño sísmico, reduciendo las fuerzas de diseño en la estructura, producto de los desplazamientos relativos (derivas) que son significativos, es por ello que en la presente tesis incluimos el uso de aisladores de base elastoméricos.

El trabajo realizado por Aguiar, Vergara y Guaygua (2014), sobre el análisis sísmico de una estructura con aisladores FPS (Frictional Pendulum System) de primera y segunda generación y elastoméricos con núcleo de plomo. Demostrando que se analizó y diseño los aisladores sísmicos para una estructura de tres pisos, todo esto con el propósito de ayudar al lector a comprender el diseño de estos dispositivos de control pasivo, y con bastante detalle el marco teórico que conduce al diseño de aisladores FPS de la primera y segunda generación y de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo; de acuerdo a las investigaciones desarrolladas en la Universidad de Buffalo al año 2011, y por último sustentan haber aportado a la socialización del diseño de estructuras con aisladores sísmicos, habida cuenta que es una muy buena opción para estructuras situadas en zonas de alta peligrosidad sísmica. Al interpretar dicho trabajo vemos que, gracias a este aporte, podemos diseñar nuestros aisladores de base elastoméricos con núcleo de plomo de manera confiable, de acuerdo al marco teórico detallado, y con la particularidad que podemos utilizar el espectro de nuestra norma peruana y obtener factores más acordes con nuestra realidad sísmica.

La tesis realizada por Korswagen, Arias y Huaranga (2012), acerca de tipos, comportamientos y consideraciones en el uso de aisladores sísmicos en el Perú. Demostraron que el procedimiento de diseño de los aisladores y de la estructura es un análisis que puede resultar tedioso al ser iterativo, también se ha concluido que el espectro de la Norma Técnica Peruano E.030-2006, Diseño Sismorresistente no está optimizado para periodos mayores a 2 segundos, como es el caso del periodo predominante de las estructuras aisladas; y por último describe que al aislar una estructura se puede esperar una reducción de las fuerzas sísmicas finales de diseño del orden de 2, sin embargo, la reducción real de las fuerzas sin considerar los factores R, entre una estructura convencional y una aislada (con la estructuración adecuada), es mayor a 10. Al evaluar el diseño de aisladores observamos que existe un procedimiento estándar, pero es iterativo para predimensionar los aisladores, por otra parte, la norma E.030-2016 Diseño Sismorresistente, se contempla una modificación del espectro para periodos largos en donde los aisladores tienen sus periodos fundamentales, motivo por el cual podemos utilizar dicho espectro en el análisis de nuestros modelos aislados.

La tesis realizada por Villagómez Molero (2015), sobre lineamientos para el análisis y diseño de edificios aislados al contribuir con el desarrollo de una normativa que regule el diseño de edificios aislados en el Perú, por tal razón elaboró un documento que presenta lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones aisladas, dado que en el Perú no existen procedimiento ni normativas que regulen el uso de sistemas de aislamiento en edificaciones, es por ello que se recurre a normas internacionales, por lo que es imprescindible contar con una norma propia que reúna los conocimientos sobre los sistemas de aislamiento en el mundo con las características de los terremotos y práctica ingenieril peruana. Dicho estudio demostró que para la elaboración de cualquier proyecto con aislamiento sísmico, es necesario conocer los tipos de dispositivos que se manejan en la actualidad para así mejorar la factibilidad técnica y económica del proyecto, y que la norma sismorresistente peruana no contempla una zona de desplazamientos constante para el espectro de diseño, respecto a lo anteriormente descrito se determinó esta zona de desplazamientos basándose en la tendencia de los espectros de las señales recopiladas y propone un espectro de diseño para ser aplicado en el análisis sísmico de las estructuras sísmicamente aisladas. Al evaluar dichos lineamientos son válidos, dado que el diseño de edificios aislados se deben realizar con normas propias de cada país, motivo por el cual el espectro para periodos largos en la Norma Técnica Peruana E.030-2016 Diseño Sismorresistente, contempla dicha modificación, pero no describe los procedimientos para el diseño o análisis de los aisladores, por otro lado dicho trabajo nos da una perspectiva más clara del proceso que se realiza para el diseño de los aisladores, motivo por el cual, aporta significativamente al trabajo en curso.

La tesis realizada por Vergara y Zevallos (2014), sobre diseño por desempeño y análisis sísmico no-lineal estático de un edificio de 6 pisos en la localidad de Trujillo, La libertad, la gran ventaja del diseño o la evaluación estructural basada en el desempeño, es la acertada estimación de la demanda en términos de la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura. A partir de dicha estimación es posible diseñar una edificación para que se comporte bajo ciertos niveles de desempeño para los cuales fue diseñada. De igual manera es posible determinar la vulnerabilidad sísmica de estructuras que han sido diseñadas bajo criterios y demandas sísmicas. Demostraron que en el análisis del edificio de 6 niveles utilizando la demanda de la norma peruana, para este trabajo en particular obtienen un desempeño generoso respecto al punto de control, esto nos indica que la norma peruana es conservadora y que el análisis no lineal estático Pushover, sirve para el monitoreo de la deformación de desempeño de la estructura, considerando que las secciones poco a poco se van agrietando por lo tanto produce desplazamientos más considerables; cabe mencionar que la Norma Técnica peruana E.030-2016 Diseño Sismorresistente, no considera un factor de reducción de la demanda sísmica propio a cada estructura, mientras que normas como FEMA-356 y ATC-40 si realizan un cálculo para cada estructura ya que el amortiguamiento histerético está en función al decaimiento de las secciones de la estructura a lo largo del evento sísmico, sin embargo la norma peruana nos presenta valores conservadores y que el coeficiente de reducción tanto en la zona de aceleraciones con la de velocidades de la curva demanda, están en función directa con el amortiguamiento efectivo calculado, encontrando así que la fluencia efectiva en fuerza cortante de la estructura global fue $V_{f.e}=525.06$ ton, la fuerza cortante del colapso fue $V_{colapso} = 1447.98$ ton y la fuerza cortante demanda $V_{demanda} = 625.50$ ton, en donde la sobre resistencia neta de la estructura es $V_{col}/V_{f.e}=2.8$, la sobre resistencia demandada de la estructura de la estructura es $V_{col}/V_d=2.3$ y en conclusión que la estructura, siendo la sobre resistencia neta 2.8 y la sobre resistencia demandada 2.3, indica que la estructura ante dicho sismo de diseño si incursiona en el estado inelástico. Al evaluar el trabajo realizado verificamos que la Norma Técnica peruana E.030-2016 Diseño Sismorresistente, no contempla dicha reducción en su espectro de respuesta producto del amortiguamiento efectivo propio de cada estructura, lo que no conlleva a un buen diseño de nuestras estructuras aisladas, motivo por el cual nosotros si contemplaremos dicho factor de amortiguamiento descrito en AASHTO Guide Specification for Seismic Isolation Design (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1999) y por último, como podemos observar que existen dos tipos de sobre resistencia, una neta y una demandada, en el cálculo de la presente tesis obtendremos el valor de la sobre resistencia neta.

El trabajo realizado por Aguiar (2006), sobre el análisis de los factores que intervienen en el cálculo del factor de reducción de las fuerzas sísmicas, el mismo que permite pasar del espectro elástico al espectro de diseño inelástico y que se encuentra estipulado en las normativas sísmicas en forma muy general, para varias tipologías estructurales. Demostró que los factores que intervienen para el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, que se utiliza para pasar del espectro elástico al espectro de diseño inelástico son: ductilidad, sobre resistencia y redundancia; de donde se obtuvo el factor de reducción de las fuerzas sísmicas para 10 edificios, encontrando que estos varían entre 2.2 y 6.7, cantidades que están muy por debajo del valor estipulado por el CEC-2000 para esta tipología estructural, que es de 10. En nuestro caso el factor de sobre resistencia debe ser evaluada, dado que interviene en el cálculo del factor de reducción de las fuerzas sísmicas, y comprendiendo la metodología de cálculo, podemos calcular dicho factor de sobre resistencia para nuestro tema de estudio, con la particularidad de que incluiremos los aisladores de base con núcleo de plomo. Como podemos observar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas para pórticos de concreto armado de acuerdo a la normativa del CEC-2000, es del orden de 10, pero en el análisis se encuentran valores que varían entre 2.2 y 6.7, motivo por el cual dicho factor estipulado por la norma CEC-2000 no es correcto; otro caso parecido es con nuestra Norma Técnica Peruana E.030-2016 Diseño Sismorresistente, que le da un valor de $R = 8$, y no contempla dicho análisis para el cálculo apropiado del factor de reducción de las fuerzas sísmicas, lo mismo ocurre con el factor de reducción de las fuerzas sísmicas para pórticos de concreto armado sobre aisladores de base con núcleo de plomo, en donde algunas normas estipulan un factor de $R = 2$, este valor es estipulado de acuerdo a ensayos y metodología de acuerdo a sus registros sísmicos, en nuestro caso, no se pueden tomar los mismos valores y parámetros, porque nuestros registros sísmicos, son totalmente distintos, es por ello que esta tesis se sustenta en obtener uno de los factores que interviene en el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, el cual es el factor de sobre resistencia.

1.2 Bases teóricas

1.2.1 Aislamiento sísmico

1.2.1.1 Introducción

Villarreal y Oviedo (2008), mencionan que:

El aislamiento de la base es una estrategia de diseño que se fundamenta en el desacoplamiento de la estructura del movimiento del suelo, para proteger a esta del efecto de los sismos. Se consigue a partir de dispositivos flexibles al movimiento horizontal y rígido al desplazamiento vertical, ubicados entre los cimientos y la superestructura. Su presencia alarga el periodo fundamental, con lo cual desacopla de forma parcial la estructura del movimiento del terreno y limita la entrada de energía. Es reciente la introducción de amortiguamiento estructural para limitar los desplazamientos de la superestructura a valores aceptables.

El aislamiento en la base es más recomendable en estructuras rígidas sobre terrenos rígidos. El principal inconveniente que se presenta en estructuras con una elevada relación altura-ancho son los elevados momentos de volteo que pueden suponer la pérdida de equilibrio. Además, al incrementarse la altura las ventajas obtenidas al variar el período de vibración disminuyen. (p.29).

Aguiar, Almazán, Dechent y Suárez (2008), mencionan que:

La aislación hoy en día se considera como un diseño estratégico que está dirigido a reducir la cantidad de energía de entrada a las fundaciones de una estructura.

A través de la reducción de la respuesta sísmica como una consecuencia al corrimiento del periodo fundamental de la estructura.

A través de una limitación de las fuerzas transmitidas a la fundación. Una alta capacidad de amortiguamiento de los aisladores permite controlar y reducir los desplazamientos relativos. (p. 24).

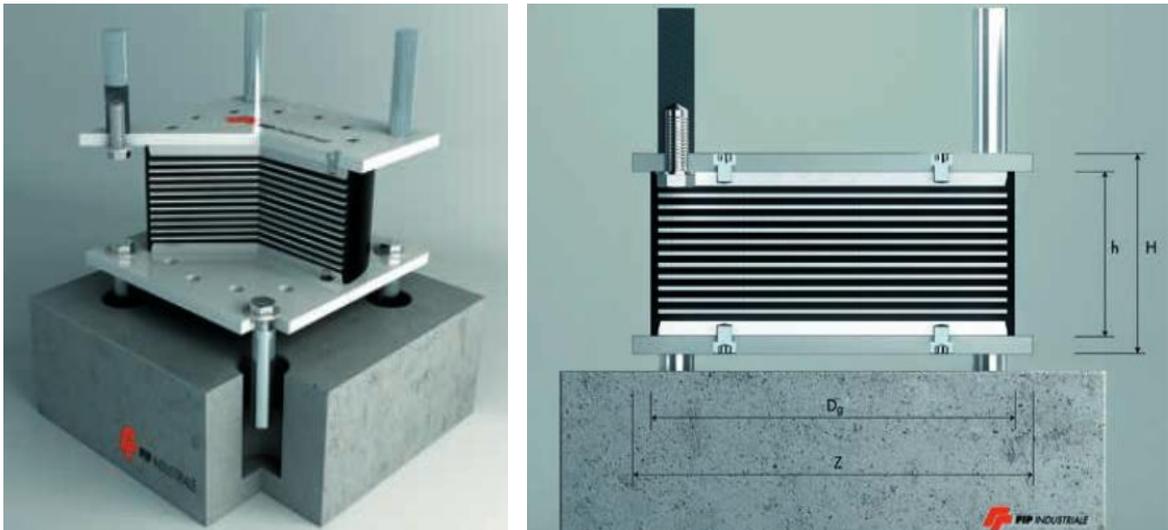
La eficiencia del diseño se logra cuando las fuerzas finales son como máximo iguales a las que se obtendrían con un diseño sin aislación, con la diferencia, de que en el diseño aislado no se esperan danos por comportamiento inelástico de la estructura (Korswagen Eguren, Arias Riese; & Huaranga Huamaní, 2012).

1.2.1.2 Tipos de aisladores sísmicos

1.2.1.2.1 Aisladores elastoméricos

“Este apoyo está compuesto por capas alternadas de goma y placas de acero unidas entre sí por un proceso de vulcanización. De este modo, la rigidez del apoyo es controlada por el espesor de las capas de goma. Así, mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el apoyo en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical” (Aguiar et.al., 2008, p. 24).

Figura n.º 2. 1. Aislador elastomérico.



Fuente: Elastomeric Isolators – FIP INDUSTRIALE.

“A objeto de aumentar la capacidad de disipación de un sistema de aislación basal como el mostrado, se puede elegir entre varias alternativas tales como: a) Agregar aditivos a la goma para aumentar sus propiedades de amortiguamiento, b) Incorporar un corazón de plomo en el centro del disipador para aprovechar las propiedades disipativas del plomo y así aumentar la disipación del aislador y c) Acoplar a los aisladores otros dispositivos tales como los amortiguamientos viscosos, de fricción o por extracción de plomo” (Aguiar et.al., 2008, p. 25).

1.2.1.2.2 Aisladores deslizantes

“Dentro de los sistemas de aislación basal existen los sistemas deslizantes (friccional). Uno de los representantes más conocidos de esta clase es el sistema de péndulo friccional FPS (Frictional Pendulum System). El apoyo FPS consiste de un deslizador (resbalador) articulado sobre una superficie de acero inoxidable esférica... Características de estos apoyos son la superficie deslizante esférica de acero inoxidable pulido y el deslizador articulado, que está revestido con un material compuesto de alta capacidad de soporte basado en politetrafluoroetileno (teflón) e instalados con la superficie deslizante boca abajo para evitar la contaminación de la interface de deslizamiento” (Aguiar et.al., 2008, p. 26).

Figura n.º 2. 2. Aislador de péndulo de fricción.



Fuente: Deslizadores en superficie curva (FIP) – FIP INDUSTRIALE

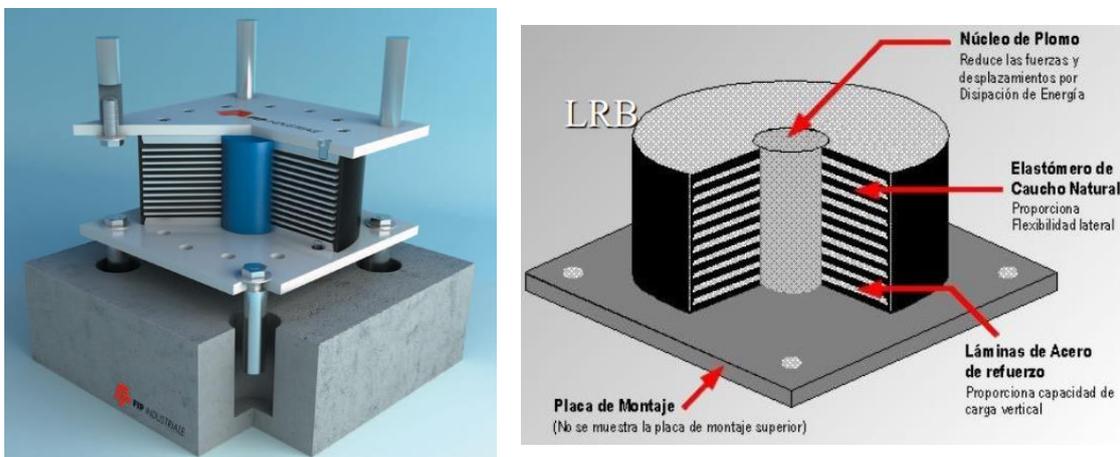
“El apoyo FPS es activado sólo cuando la fuerza de corte sobre la interface de aislación debida a las fuerzas sísmicas, supera la fuerza de fricción estática. Una vez en movimiento, el cursor articulado (deslizador) se mueve a lo largo de la superficie esférica cóncava, causando la elevación de la masa soportada, con movimientos equivalentes a los de un péndulo simple. Los resultados de aislación basal deseados se alcanzan por la geometría del apoyo y la gravedad” (Aguiar et.al., 2008, p. 26).

1.2.1.3 Estructuración

1.2.1.3.1 Aislador sísmico elastomérico con núcleo de plomo

Según el Centro de Computación de la Universidad de Chile ([CEC-UCHILE], 2010) describe que el aislador sísmico es un: Dispositivo que absorbe mediante deformaciones elevadas, la energía de entrada que el terreno transmite a una estructura producto de un sismo, al utilizar dicho dispositivo la estructura tiene una importante reducción de fuerzas que actúan sobre ella.

Figura n.º 2. 3. Aislador elastomérico con núcleo de plomo.



Fuente: Sistemas de protección sísmica de edificios – Pontificia Universidad Católica del Perú.
Lead Rubber Bearings (LRB-S03) – FIP INDUSTRIALE.

1.2.1.3.2 Losa de aislación

Son losas ubicadas en el sistema de aislación, las que proporcionan el comportamiento de diafragma rígido por ende un desplazamiento uniforme del sistema de aislación.

1.2.1.3.3 Viga de aislación

Son vigas ubicadas en el sistema de aislación y sirven para restringir el tema de deformaciones laterales y son de un peralte considerable.

“El peralte de las vigas también es importante para el control de las deformaciones laterales de las edificaciones conformadas por pórticos, puesto que influye directamente en la determinación de la rigidez lateral” (Blanco, 1990, p. 28).

1.2.1.3.4 Capitel

Es un elemento estructural con la finalidad de proporcionarle estabilidad al elemento aislador y generar de esta manera menos rotaciones para que el aislador no fallase, se ubican directamente debajo de las columnas de piso inferior como si fueran zapatas aisladas.

1.2.1.4 Predimensionamiento

1.2.1.4.1 Aislador sísmico elastomérico con núcleo de plomo

Consiste en determinar la carga axial total del edificio que gravita sobre cada uno de los aisladores para en función de esta determinar las dimensiones aproximadas de los componentes del aislador.

En la tabla n°. 2.1. Se presentan las dimensiones de los aisladores y en la tabla n°. 2.2. Se presentan las propiedades dependientes de las dimensiones del aislador.

Tabla n.º 2.1 Dimensiones del aislador y placas de montaje.

Tamaño del aislador				Dimensiones de placas de montaje					
Do	H	# capas de goma	Di	L	t	# de orificios	orificio (mm)	A (mm)	B (mm)
(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(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	4	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	4	27	50	50

Llamada : Aislamiento sísmico para edificaciones y puentes - Dynamic Isolation Systems.
Fuente : Microzonificación sísmica de Quito - Roberto Aguiar Falconí.
Elaboración : Propia.

Tabla n.º 2.2 Propiedades, desplazamiento y carga axial en función del diámetro del aislador.

Do (mm)	Propiedades del aislador			Desplazamiento Máximo qmax (mm)	Carga Axial Pmax (kg)
	Kd (T/m)	Qd (kg)	Kv (T/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	0-18000	> 50000	360	180000

Llamada : Aislamiento sísmico para edificaciones y puentes - Dynamic Isolation Systems.
Fuente : Microzonificación sísmica de Quito - Roberto Aguiar Falconí.
Elaboración : Propia.

1.2.1.4.1.1 Propiedades geométricas

“Se determina las dimensiones tentativas del aislador que son: D_o diámetro exterior; D_i , diámetro interior; para el caso de un aislador circular; t_r , altura de una capa de goma; t_s espesor de la placa shim de acero; T_r , altura total solo de gomas (suma de los espesores de las gomas); espesor de las placas exteriores inferior y superior t_{bp} , t_{ip} ; espesor de las placas exteriores que van dentro del aislador (si es que se requiere) t_{ip} ; recubrimiento de la goma C_s .” (Aguiar, 2013, p. 163).

Ecuación (2-1)

$$D_o \approx (3 \text{ a } 6) D_i$$

(Aguiar-Ec (8.3))

Donde:

D_o = Diámetro exterior.

D_i = Diámetro interior.

Ecuación (2-2)

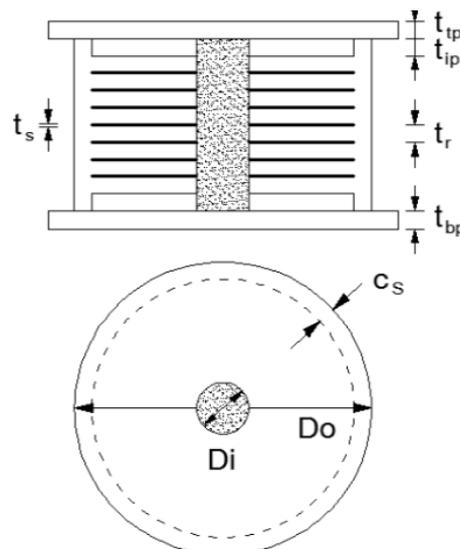
$$T_r \geq D_i$$

Donde:

T_r = Altura total de gomas.

D_i = Diámetro interior.

Figura n.º 2. 4. Dimensiones de un aislador con núcleo de plomo.



Llamada: LRFD-Based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators – Constantinou et.al.

Fuente: Microzonificación sísmica de Quito – Roberto Aguiar Falconí.

1.2.1.4.1.2 Propiedades de los materiales

“Se debe determinar el módulo de corte de la goma, G ; el módulo volumétrico de la goma, k ; el módulo de corte del plomo, G_p ; el esfuerzo de corte del plomo τ_{py} . Se deben dar dos valores para cada propiedad correspondientes al nivel inferior y nivel superior” (Aguiar, 2013, p. 164).

Tabla n.º 2.3	Propiedades del material.		
Nombre	Límite Inferior	Límite Superior	Unidades
Módulo Efectivo de Goma G	5.95	8.05	Kg/cm^2
Módulo Volumétrico de Goma G	2000	2000	$MPa.$
Módulo de Corte del Plomo G_p	127.5	172.5	$MPa.$
Esfuerzo de Corte del Plomo τ_{py}	85	115	Kg/cm^2

Llamada	: Aislamiento sísmico para edificaciones y puentes - Dynamic Isolation Systems.
Fuente	: Microzonificación sísmica de Quito - Roberto Aguiar Falconí.
Elaboración	: Propia.

1.2.1.4.2 Losa de aislación

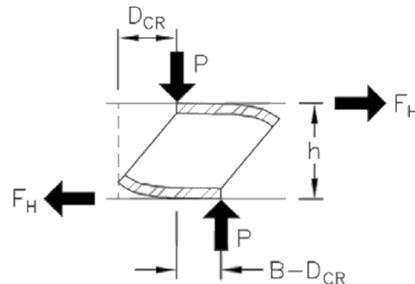
La losa de aislación se pre dimensionará de igual manera que una losa de piso común de acuerdo a 1.2.2.6.1.

1.2.1.4.3 Viga de aislación

De acuerdo a Muñoz (2016), en su presentación como conferencista mencionó que: Las vigas de aislación deben proveer rigidez a la base de las columnas y soporten los momentos por excentricidad de carga en los aisladores, evitando así que se los giros provocados por las columnas provoquen que las láminas de caucho y acero del aislador se desprendan lo que generaría una falla grave (ver figura n.º. 2.5), dado que los aisladores son los que sostienen a la superestructura.

Es por ello que se recomienda que las vigas de aislación tengan un peralte del orden de 1/6 a 1/8 de su luz libre y el ancho deberá ser de 1/2 a 3/4 de su peralte.

Figura n.º 2. 5. Descripción de desprendimiento del aislador.



Fuente: LRFD-Based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators – Constantinou et.al.

1.2.1.4.4 Capitel

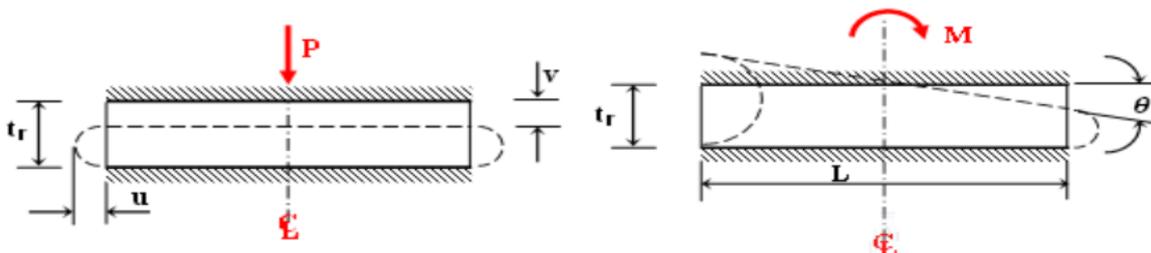
De acuerdo a Muñoz (2016), en su presentación como conferencista mencionó que: Los capiteles deberán tener la suficiente altura para permitir el desarrollo de barras de acero por compresión proporcionadas por las columnas y suficiente longitud debido a la longitud de desarrollo de las vigas de aislación en tracción, dicho capitel también funciona como una zapata aislada por lo que sus dimensiones tiene que sobrepasar la columna que soporta, se establece que para columnas de 50x50, capiteles de 80x80; columnas de 60x60, capiteles de 90x90, y su altura tiene que establecerse con la finalidad de obtener un dado de concreto.

1.2.1.5 Controles mínimos

1.2.1.5.1 Control de espesor de goma

Constantinou et al. (2011) citado por Aguiar (2013) describe que “se presenta una goma de espesor t_r , que ha sufrido un desplazamiento horizontal u ; un desplazamiento vertical v ; y una rotación θ , por efecto de la carga axial P y del momento M . Interesa, en este apartado controlar que el espesor de la goma sea el adecuado, en base a las deformaciones angulares por: compresión γ_c , por rotación γ_r y por desplazamiento horizontal γ_s . (pp. 188 - 189).

Figura n.º 2. 6. Cargas, desplazamientos y giro actuando en un aislador.



Llamada: LRFD-Based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators – Constantinou et.al.

Fuente: Microzonificación sísmica de Quito – Roberto Aguiar Falconí.

1.2.1.5.1.1 Área reducida de goma

“En la parte izquierda de la figura n.º 2.7 se presenta una goma con sus dos placas de acero que tienen espesor t_s , se entiende que a los lados de estas placas estará otra goma vulcanizada. El área que trabaja al corte se ha denominado A ; ahora cuando se deforma lateralmente como se indica en la parte derecha de la figura n.º 2.7, se tiene un área reducida a compresión que se denomina A_r , la misma que se calcula de la siguiente manera:” (Aguiar, 2013, p.189).

Ecuación (2-3)

$$A_r = A \left(\frac{\delta - \text{sen } \delta}{\pi} \right)$$

(Aguiar-Ec (8.26))

Donde:

A_r = Área reducida.

A = Área.

δ = Deformación equivalente.

Ecuación (2-4)

$$\delta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{u}{D_0} \right)$$

(Aguiar-Ec (8.27))

Donde:

δ = Deformación equivalente.

u = Desplazamiento horizontal.

D_0 = Diametro exterior.

Ecuación (2-5)

$$A = \frac{\pi}{4} (D_0^2 - D_i^2)$$

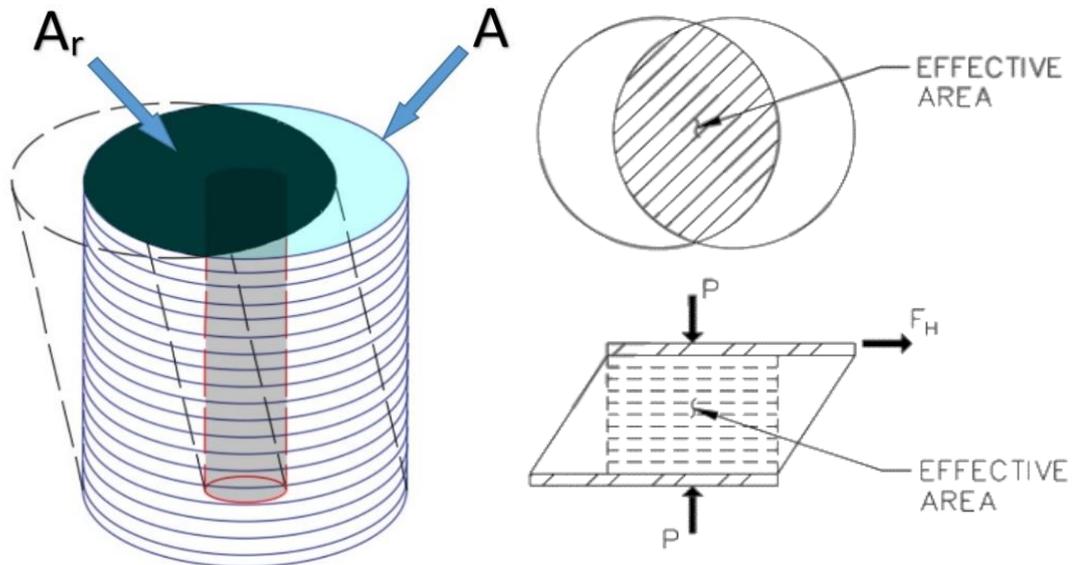
Donde:

A = Área.

D_0 = Diametro exterior.

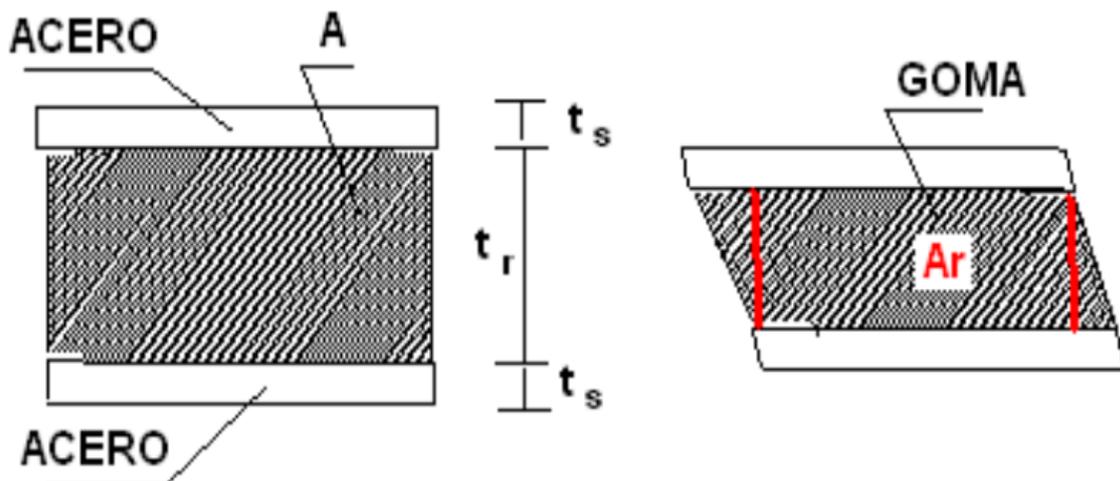
D_i = Diámetro interior.

Figura n.º 2. 7. Área efectiva de un aislador elastomérico.



Fuente: LRFD-Based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators – Constantinou et.al.

Figura n.º 2. 8. Área reducida en un aislador elastomérico.



Llamada: LRFD-Based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators – Constantinou et.al.

Fuente: Microzonificación sísmica de Quito – Roberto Aguiar Falconí.

1.2.1.5.1.2 Cálculo de las deformaciones angulares

“Para cuando actúa una carga axial P_u , la máxima deformación angular por compresión γ_c se halla con la siguiente expresión” (Aguiar, 2013, p.189).

Ecuación (2-6)

$$\gamma_c = \frac{P_u}{A_r G S} f_1 \leq 3.5$$

(Aguiar-Ec (8.28))

Donde:

γ_c = Deformación angular por corte.

P_u = Carga axial.

A_r = Área reducida.

G = Módulo de corte de la goma.

S = Factor de forma.

“Se debe verificar que $\gamma_c \leq 3.5$ únicamente para el estado de cargas verticales, sin sismo. Con sismo γ_c puede ser mayor a 3.5 pero más adelante se indicará todos los controles que debe satisfacer. El factor f_1 , se necesita conocer el factor de forma S , y la relación k/G , siendo k el módulo volumétrico de la goma y G el módulo de corte de la goma” (Aguiar, 2013, p.190).

Tabla n.º 2.4

Valores de f_1 para un aislador circular.

S	k/G			
	2000	4000	6000	∞
5.0	1.02	1.01	1.01	1.00
7.5	1.05	1.03	1.02	1.00
10.0	1.10	1.05	1.03	1.00
12.5	1.15	1.08	1.05	1.00
15.0	1.20	1.11	1.07	1.00
17.5	1.27	1.14	1.10	1.00
20.0	1.34	1.18	1.13	1.00
22.5	1.41	1.23	1.16	1.00
25.0	1.49	1.27	1.19	1.00
27.5	1.57	1.32	1.23	1.00
30.0	1.66	1.37	1.26	1.00

Llamada : LRFD - Based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators - Michael C. Constantinou.

Fuente : Microzonificación sísmica de Quito - Roberto Aguiar Falconí.

Elaboración : Propia.

“La deformación angular por rotación γ_r se halla con la siguiente expresión:” (Aguiar, 2013, p.195).

Ecuación (2-7)

$$\gamma_r = \frac{D_0^2 \theta}{t_r T_r} f_2$$

(Aguiar-Ec (8.29))

Donde:

γ_r = Deformación angular por rotación.

D_0 = Diametro exterior.

θ = Rotación.

t_r = Espesor de capa de goma.

T_r = Altura de capas de goma.

“Donde θ es la rotación en el aislador para el estado de cargas verticales, sin sismo; f_2 es el factor que afecta al corte” (Aguiar, 2013, p.195).

Tabla n.º 2.5

Valores de f_2 para un aislador circular.

S	k/G			
	2000	4000	6000	∞
5.0	0.37	0.37	0.37	0.37
7.5	0.36	0.36	0.37	0.37
10.0	0.34	0.36	0.36	0.37
12.5	0.33	0.35	0.36	0.37
15.0	0.32	0.34	0.35	0.37
17.5	0.30	0.33	0.34	0.37
20.0	0.28	0.32	0.33	0.37
22.5	0.27	0.31	0.32	0.37
25.0	0.25	0.29	0.32	0.37
27.5	0.24	0.28	0.31	0.37
30.0	0.23	0.27	0.30	0.37

Llamada : LRFD - Based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators - Michael C. Constantinou.

Fuente : Microzonificación sísmica de Quito - Roberto Aguilar Falconí.

Elaboración : Propia.

“La deformación angular por corte se encuentra con la siguiente ecuación:” (Aguiar, 2013, p.196).

Ecuación (2-8)

$$\gamma_s = \frac{u}{T_r}$$

(Aguiar-Ec (8.30))

Donde:

γ_s = Deformación angular por corte.

u = Desplazamiento horizontal.

T_r = Altura de capas de goma.

“Para que el espesor de la goma sea el adecuado, se debe verificar lo presentado en la tabla n.º 2.6, para los estados de carga que ahí se indican, si para algún estado de carga no cumple se debe incrementar el espesor de la goma” (Aguiar, 2013, p.196).

Tabla n.º 2.6	Controles que debe cumplir el espesor de la goma.	
	Estado de Carga	Control
	$1.2 D + 1.6 L$	$\gamma_c + \gamma_r + \gamma_s < 6$
	$1.2 D + 0.5 L + 1.0 S_{DE}$	$\gamma_c + 0.5 \gamma_r + \gamma_s < 7$
	$1.2 D + 0.25 L + 1.0 S_{MCE}$	$\gamma_c + 0.25 \gamma_r + \gamma_s < 9$

Llamada	: LRFD - Based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators - Michael C. Constantinou.
Fuente	: Microzonificación sísmica de Quito - Roberto Aguilar Falconí.
Elaboración	: Propia.

Donde:

D = Carga Muerta

L = Carga viva

S_{DE} = Sismo Moderado (períodos de retorno de 475 años)

S_{MCE} = Sismo Máximo Considerado (períodos de retorno de 2475 años)

1.2.1.5.2 Control de placas SHIM

“Un aislador elastomérico está conformado por una serie de gomas de espesor t_r , las mismas que estar vulcanizadas a unas placas de acero de espesor t_s a las que en este apartado se van a denominar *placas SHIM* para diferenciar de las placas principales del aislador que van en los extremos” (Aguiar, 2013, p .196).

“Se va a verificar que el espesor de la placa t_s sea capaz de soportar los esfuerzos máximos de tracción a corte τ_{max} que se generan en las placas debido a los esfuerzos radial σ_r , angular σ_θ y vertical σ_z y son los siguientes:” (Aguiar, 2013, p .201).

Ecuación (2-9)

$$\sigma_r = \sigma_\theta = \frac{t_r P}{t_s A_r} \left(\frac{3 + \nu}{2} \right)$$

(Aguiar-Ec (8.31))

Donde:

$\sigma_r =$ *Esfuerzo radial.*

$\sigma_\theta =$ *Esfuerzo angular.*

$t_r =$ *Espesor de capas de goma.*

$t_s =$ *Espesor de placas SHIM.*

$P =$ *carga axial.*

$A_r =$ *Área reducida.*

$\nu =$ *Módulo de poisson.*

Ecuación (2-10)

$$\sigma_z = -2 \frac{P}{A_r}$$

Donde:

$\sigma_z =$ *Esfuerzo vertical.*

$P =$ *carga axial.*

$A_r =$ *Área reducida.*

“Para el acero $\nu = 0.3$; A_r es el área reducida que trabaja a corte. El signo menos de σ_z significa que el esfuerzo es de compresión. Al reemplazar $\nu = 0.3$ en la ecuación (2-9) se halla:” (Aguar, 2013, p .202).

Ecuación (2-11)

$$\sigma_r = \sigma_\theta = 1.65 \frac{t_r P}{t_s A_r}$$

Donde:

σ_r = Esfuerzo radial.

σ_θ = Esfuerzo angular.

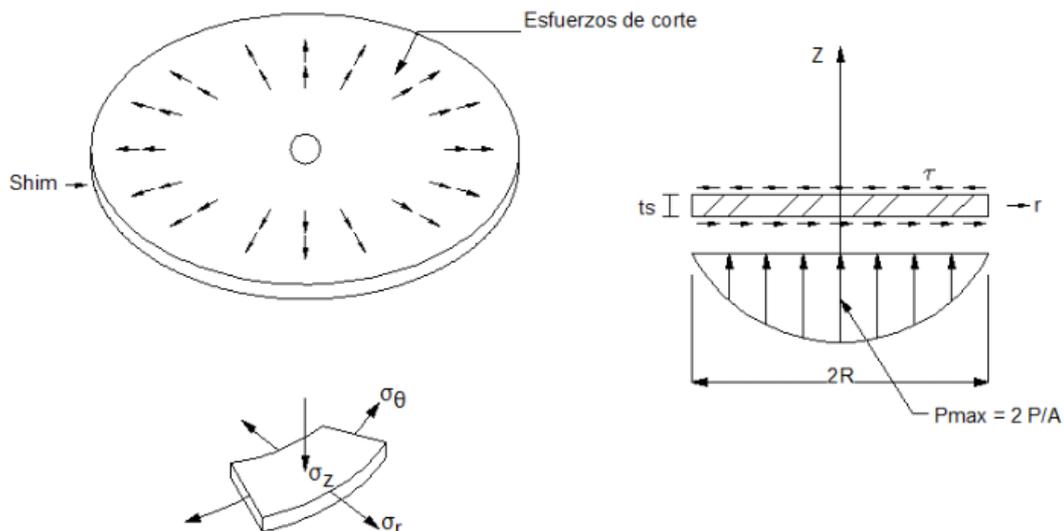
t_r = Espesor de capas de goma.

t_s = Espesor de placas SHIM.

P = carga axial.

A_r = Área reducida.

Figura n.º 2. 9. Esfuerzos que gravitan en la placa de acero intermedia del aislador.



Llamada: LRFD-Based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators – Constantinou et.al.

Fuente: Microzonificación sísmica de Quito – Roberto Aguilar Falconí.

“Por otra parte, el esfuerzo cortante máximo τ_{max} es:” (Aguiar, 2013, p .202).

Ecuación (2-12)

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_r - \sigma_z}{2}$$

Donde:

τ_{max} = Esfuerzo máximo.

σ_r = Esfuerzo radial.

σ_z = Esfuerzo vertical.

Al reemplazar σ_r y σ_z se tiene:

Ecuación (2-13)

$$\tau_{max} = \frac{1.65 \frac{t_r}{t_s} \frac{P}{A_r} + 2 \frac{P}{A_r}}{2} = \frac{P}{2 A_r} \left(2 + 1.65 \frac{t_r}{t_s} \right)$$

Donde:

τ_{max} = Esfuerzo máximo.

t_r = Espesor de capas de goma.

t_s = Espesor de placas SHIM.

P = carga axial.

A_r = Área reducida.

“Ahora bien, el esfuerzo máximo del acero a tracción es $0.6 f_y$. Donde f_y es el esfuerzo de fluencia del acero; si a este esfuerzo consideramos un factor de minoración de esfuerzos de 0.9. Se tiene que el esfuerzo máximo del acero es:” (Aguiar, 2013, p .202).

Ecuación (2-14)

$$\tau_{max} = 0.54 f_y$$

Donde:

τ_{max} = Esfuerzo máximo.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

Con lo que se tiene:

Ecuación (2-15)

$$0.54 f_y = \frac{P}{2 A_r} \left(2 + 1.65 \frac{t_r}{t_s} \right)$$

Donde:

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

t_r = Espesor de capas de goma.

t_s = Espesor de placas SHIM.

P = carga axial.

A_r = Área reducida.

Al despejar el valor de t_s de esta última ecuación se tiene:

Ecuación (2-16)

$$t_s = \frac{1.65 t_r}{1.08 f_y \frac{A_r}{P} - 2}$$

Donde:

t_s = Espesor de placas SHIM.

P = carga axial.

A_r = Área reducida.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

t_r = Espesor de capas de goma.

“Lógicamente que para que el diseño tenga un factor de seguridad, el espesor de las placas de acero debe ser mayor al indicado en la última ecuación. Se denomina α al valor de 1.65, que es para placas de acero sin orificio, con lo que se tiene” (Aguiar, 2013, p .203).

Ecuación (2-17)

$$t_s \geq \frac{\alpha t_r}{1.08 f_y \frac{A_r}{P} - 2}$$

(Aguiar-Ec (8.32))

Donde:

t_s = *Espesor de placas SHIM.*

α = *Factor de seguridad.*

P = *carga axial.*

A_r = *Área reducida.*

f_y = *Esfuerzo de fluencia del acero.*

t_r = *Espesor de capas de goma.*

“Las normas AASHTO (2010) recomiendan que el valor de $\alpha = 3$ para placas de acero con orificios. De tal manera que $\alpha = 1.65$ se utilizará para placas sin orificios. Finalmente el espesor de la placa $t_s \geq 1.9 \text{ mm}$ ” (Aguiar, 2013, p .203).

“Al examinar la ecuación (2-17) se concluye que a mayor ancho de goma se tiene mayor ancho de placa de acero” (Aguiar, 2013, p .203).

Constantinou et al. (2011) citado por Aguiar (2013), menciona que, “únicamente para el sismo MCE, el esfuerzo de fluencia del acero se incrementa en 30%”. (p .203).

1.2.1.5.3 Control de pandeo

“El problema de pandeo ha sido estudiado por Kelly (1993) quien determinó la siguiente expresión para encontrar la carga crítica de pandeo en una posición no deslaza del aislador, P_{cr} ” (Aguiar, 2013, p .205).

Ecuación (2-18)

$$P_{cr} = \frac{\pi \sqrt{\lambda} G S A_c}{T_r}$$

(Aguiar-Ec (8.33))

Donde:

P_{cr} = Carga crítica de pandeo.

G = Módulo de corte de la goma.

S = Factor de forma.

A_c = Área a corte.

T_r = Altura de espesores de goma.

“Donde $\lambda = 2$, para aisladores circulares y $\lambda = 2.25$ para aisladores rectangulares. Se recuerda que el radio de giro se obtiene con la siguiente ecuación” (Aguiar, 2013, p .205).

Ecuación (2-19)

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

r = Radio de giro.

I = Momento de inercia.

A = Área.

“Para un aislador circular sin orificio $r = \frac{D}{4}$; el factor de forma $S = \frac{D}{4 t_r}$ y el área que trabaja al corte es $A = \frac{\pi D^2}{4}$. Donde D es el diámetro del aislador sin orificio; t_r es el ancho de una goma. Al reemplazar $\lambda = 2$ y las ecuaciones que definen r , S , A , se obtiene:” (Aguiar, 2013, p .205).

Ecuación (2-20)

$$P_{cr} = 0.2181 \frac{G D^4}{t_r T_r}$$

(Aguiar-Ec (8.34))

Donde:

P_{cr} = Carga crítica de pandeo.

G = Módulo de corte de la goma.

D = Diámetro del aislador sin orificios.

t_r = Espesor de capas de goma.

T_r = Altura de espesores de goma.

1.2.1.5.3.1 Pandeo en aisladores con o sin núcleo de plomo

Constantinou et al. (2011) citado por Aguiar (2013), menciona que “ahora bien, para un aislador circular con o sin núcleo de plomo pero que tenga un orificio en la mitad, la carga crítica de pandeo sin tener desplazamiento horizontal se obtiene con la siguiente ecuación” (p. 205).

Ecuación (2-21)

$$P_{cr} = 0.2181 \frac{G D_o^4 \left(1 - \frac{D_i}{D_o}\right) \left(1 - \frac{D_i^2}{D_o^2}\right)}{t_r T_r \left(1 + \frac{D_i^2}{D_o^2}\right)}$$

(Aguiar-Ec (8.35))

Donde:

P_{cr} = Carga crítica de pandeo.

G = Módulo de corte de la goma.

D_o = Diámetro exterior.

D_i = Diámetro interior.

t_r = Espesor de capas de goma.

T_r = Altura de espesores de goma.

“La carga crítica de pandeo cuando el aislador tiene un desplazamiento lateral, P'_{cr} , como se indica en la figura n.º 2.10 se halla con la siguiente ecuación” (Aguiar, 2013, p. 205).

Ecuación (2-22)

$$P'_{cr} = P_{cr} \frac{A_r}{A}$$

(Aguiar-Ec (8.36))

Donde:

P'_{cr} = Carga crítica de pandeo con desplazamiento lateral.

P_{cr} = Carga crítica de pandeo sin desplazamiento lateral.

A = Área.

A_r = Área reducida.

“Todas las variables han sido ya definidas. Mientras más desplazamiento lateral tiene el aislador el área reducida A_r es menor y por lo tanto, la carga crítica P'_{cr} disminuye. Para restringir el desplazamiento lateral se debe verificar que cumpla.” (Aguiar, 2013, p .206).

Ecuación (2-23)

$$P'_{cr} > 0.15 P_{cr}$$

(Aguiar-Ec (8.37))

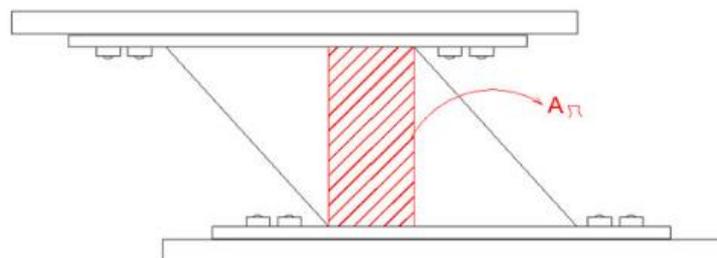
Donde:

P'_{cr} = Carga crítica de pandeo con desplazamiento lateral.

P_{cr} = Carga crítica de pandeo sin desplazamiento lateral.

Si no cumple la ecuación (2-23) se debe rediseñar el aislador.

Figura n.º 2. 10. Carga crítica de pandeo cuando existe desplazamiento.



Llamada: LRFD-Based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators – Constantinou et.al.

Fuente: Microzonificación sísmica de Quito – Roberto Aguiar Falconí.

“Los controles (factores de seguridad) adicionales a verificar son los siguientes:”
(Aguiar, 2013, p .206).

Para cargas verticales

Ecuación (2-24)

$$\frac{P'_{cr}}{P_u} > 2$$

(Aguiar-Ec (8.38))

Donde:

P'_{cr} = Carga crítica de pandeo con desplazamiento lateral.

P_u = Carga última.

Para cargas verticales más simo MCE

Ecuación (2-25)

$$\frac{P'_{cr}}{P_u} > 1.1$$

(Aguiar-Ec (8.39))

Donde:

P'_{cr} = Carga crítica de pandeo con desplazamiento lateral.

P_u = Carga última.

1.2.1.5.4 Control de placas exteriores

“Se aplica el Método del Área Reducida para determinar el espesor de las placas exteriores del aislador, cuyos espesores se indicaron en la figura n.º 107 y tienen la siguiente nomenclatura: t_{tp} , t_{bp} , espesores de la placa superior e inferior; t_{ip} espesor de la placa que está inmersa en el aislador en caso de requerirse. En la figura inferior de 8.5 se observa el recubrimiento de la goma C_s y los diámetros exterior e interior D_o , D_i ”
(Aguiar, 2013, p .208).

1.2.1.5.4.1 Método del área reducida

“El método determina una columna rectangular equivalente de dimensiones $0.75 L \times b$, para el aislador. Dónde:” (Aguiar, 2013, p .208).

Ecuación (2-26)

$$L = D_0 - 2 C_s$$

(Aguiar-Ec (8.40))

Donde:

L = Largo de columna rectangular equivalente.

D_0 = Diámetro exterior.

C_s = Recubrimiento de la goma.

Ecuación (2-27)

$$b = \frac{A_r}{L}$$

(Aguiar-Ec (8.41))

Donde:

b = Ancho de la columna rectangular equivalente.

L = Largo de columna rectangular equivalente.

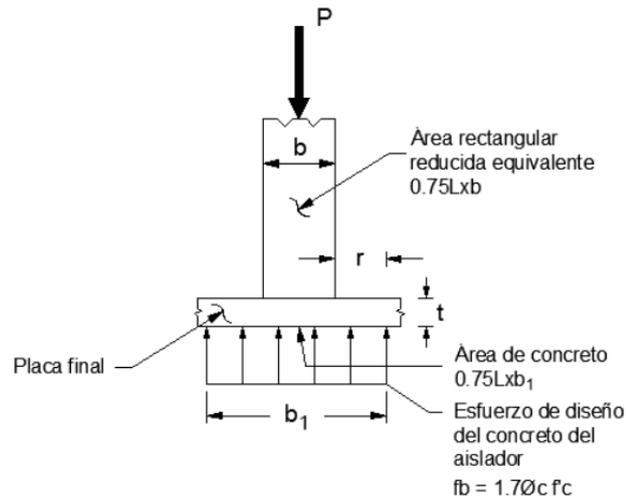
A_r = Área reducida.

“Para el sismo DE el desplazamiento lateral u es igual al desplazamiento lateral debido al sismo De más 50% del desplazamiento lateral obtenido ante cargas verticales” (Aguiar, 2013, p .209).

“Para el sismo MCE el desplazamiento lateral u es igual al desplazamiento lateral del sismo MCE más el 25% del desplazamiento lateral encontrado ante cargas verticales” (Aguiar, 2013, p .209).

“En la figura n.º 2.11 se presenta el Método del Área Reducida, que está basado en el diseño de una columna con dos placas en los extremos desarrollado por DeWolf y Ricker (1990). En esta figura al espesor de la placa se ha denominado t pero que es igual a $t_{bp} + t_{ip}$ si se trata de la placa inferior o $t_{tp} + t_{ip}$ si se trata de la placa superior” (Aguiar, 2013, p .209).

Figura n.º 2. 11. Método del área reducida para determinar el espesor de placas externas.



Llamada: LRFD-Based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators – Constantinou et.al.

Fuente: Microzonificación sísmica de Quito – Roberto Aguiar Falconí.

“El modelo considera que el esfuerzo del *concreto* [las cursivas son mías], que aparece en la parte inferior de la figura n.º 2.11, denominado f_b es igual a:” (Aguiar, 2013, p .209).

Ecuación (2-28)

$$f_b = 1.7 \phi_c f_c'$$

(Aguiar-Ec (8.42))

Donde:

f_b = Esfuerzo del concreto.

ϕ_c = Factor de minoración de esfuerzos.

f_c' = Resistencia del concreto a compresión.

“Donde f_c' es la resistencia del *concreto* a compresión de los elementos estructurales (Losa de aislación); el valor de 1.7 corresponde al incremento de la resistencia del *concreto* por el confinamiento que este tiene [las cursivas son mías]; ϕ_c es el factor de minoración de esfuerzos, para el sismo DE el valor de $\phi_c = 0.65$ y para el sismo MCE este factor vale 1” (Aguiar, 2013, p .209).

“El esfuerzo del hormigón f_b , producto de la carga axial P actúa en una superficie de dimensiones $0.75 L \times b_1$ de tal manera que:” (Aguiar, 2013, p .209).

Ecuación (2-29)

$$b_1 = \frac{P}{0.75 L f_b}$$

(Aguiar-Ec (8.43))

Donde:

b_1 = Ancho del concreto.

L = Largo de columna rectangular equivalente.

f_b = Esfuerzo del concreto.

P = Carga axial.

Ecuación (2-30)

$$r = \frac{b_1 - b}{2}$$

(Aguiar-Ec (8.44))

Donde:

r = Brazo de momento.

b_1 = Ancho del concreto.

b = Ancho de la columna rectangular equivalente.

El momento al inicio del voladizo, por unidad de longitud, es:

Ecuación (2-31)

$$M_u = \frac{f_b r^2}{2}$$

(Aguiar-Ec (8.45))

Donde:

M_u = *Momento último.*

r = *Brazo de momento.*

f_b = *Esfuerzo del concreto.*

El espesor de las placas de acero requerido se encuentra con la siguiente expresión.

Ecuación (2-32)

$$t \geq \sqrt{\frac{4 M_u}{\phi_b f_y}}$$

(Aguiar-Ec (8.46))

Donde:

t = *Espesor de placas SHIM.*

M_u = *Momento último.*

r = *Brazo de momento.*

ϕ_b = *Factor de minoración de esfuerzos por sismos.*

f_y = *Esfuerzo de fluencia de las placas de acero.*

“Para el sismo DE, el valor de $\phi_b = 0.9$ y para el sino MCE, $\phi_b = 1.0$ ” (Aguiar, 2013, p .210).

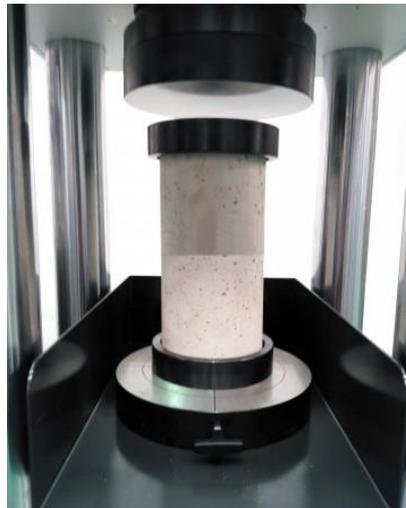
1.2.2 Concreto estructural

1.2.2.1 Concreto

1.2.2.1.1 Esfuerzo a la compresión

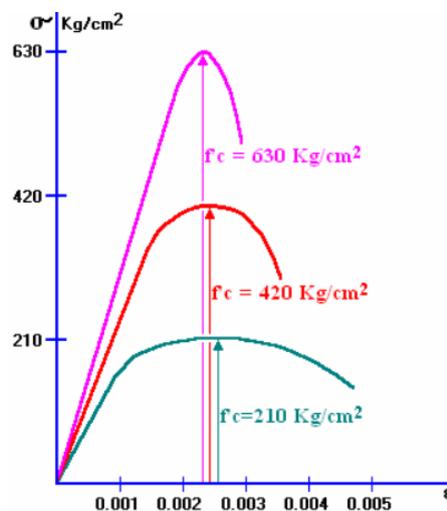
“La resistencia a la compresión del hormigón se determina en muestras cilíndricas estandarizadas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, llevadas hasta la rotura mediante cargas incrementales relativamente rápidas, que duran unos pocos minutos. Esta resistencia se la mide luego de 28 días de fraguado bajo condiciones controladas de humedad” (Romo, 2010, p. 14).

Figura n.º 2. 12. Compresión de testigo de concreto.



Fuente: IBERTEST – Advance Testing Solutions.

Figura n.º 2. 13. Curvas esfuerzo-deformación de concretos de diferentes resistencias.



Fuente: Temas de hormigón armado – Marcelo Romo Proaño.

En la tabla n.º 2.7. Se presentan la resistencia a la compresión del concreto, mínima y máxima que se utilizan de acuerdo a su aplicación.

Tabla n.º 2.7	Límites para $f'c$
---------------	--------------------

Aplicación	Concreto	$f'c$ Mínimo, (Kg/cm ²)	$f'c$ Máximo, (Kg/cm ²)
General	Peso normal y liviano	170	Ninguno
Pórticos especiales resistente a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	210	Ninguno
	Liviano	210	350

Nota	: Las unidades son equivalentes a sistema mks.
Fuente	: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).
Elaboración	: Propia.

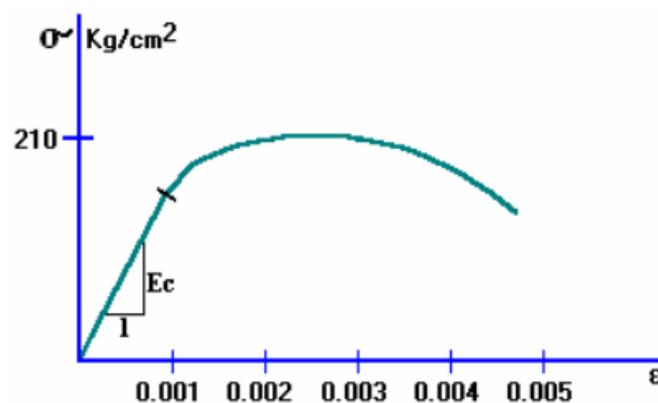
1.2.2.1.2 Peso específico

“En general, el concreto de peso normal tiene una densidad (peso unitario) entre 2155 y 2560 kg/m³, y comúnmente se toma entre 2320 y 2400 kg/m³.”(ACI-318, 2014, p.37).

1.2.2.1.3 Módulo de elasticidad

“Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.” (ACI-318, 2014, p.43).

Figura n.º 2. 14. Representación gráfica del módulo de elasticidad del concreto.



Fuente: Temas de hormigón armado – Marcelo Romo Proaño.

Para concreto de peso normal

Ecuación (2-33)

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c} \text{ (en Kg/cm}^2\text{)}$$

(ACI.318-Ec (19.2.2.1(b)))

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

1.2.2.1.4 Módulo de corte

“En ausencia de resultados experimentales confiables, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del concreto se podrá suponer igual a:” (E.060, 2009, Art. 8.5.4).

Ecuación (2-34)

$$G = \frac{E_c}{2,3}$$

(E.060-Ec (8-4))

Donde:

G = Módulo de corte del concreto.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

1.2.2.1.5 Módulo de poisson

“Al someter un cilindro de concreto a cargas de compresión, éste no sólo se acorta a lo largo, sino que también se expande lateralmente. La proporción de esta expansión lateral respecto al acortamiento longitudinal se denomina módulo de Poisson. Su valor varía de aproximadamente 0.11 para concretos de alta resistencia hasta 0.21 para concretos de bajo grado, con un valor promedio de aproximadamente 0.16. No parece haber ninguna relación directa entre el valor de esta proporción y la relación agua-cemento, cantidad de curado, tamaño del agregado, etcétera” (McCormac & Russel, 2011, p. 13).

1.2.2.2 Refuerzo de acero

“El acero es una aleación basada en hierro, que contiene carbono y pequeñas cantidades de otros elementos químicos metálicos. Generalmente el carbono representa ente el 0.5% y el 1.5% de la aleación” (Romo, 2010, p. 42).

“El acero también se utiliza para ayudar al concreto a soportar los esfuerzos de compresión, por ejemplo, en el caso de las columnas o elementos que trabajan en compresión o flexocompresión. Esto ayuda a reducir las secciones transversales de las columnas y se puede entender si se compara la resistencia en compresión de un concreto normal, digamos de 210 Kg/cm^2 , con la resistencia del acero de refuerzo que utilizamos en nuestro medio que es de $4,200 \text{ Kg/cm}^2$, es decir cada centímetro cuadrado de acero equivale a 20 cm^2 de concreto trabajando en compresión” (Ottazzi, 2004, p. 43).

“El acero empleado en el *concreto* armado normalmente debe presentar relaves (varillas corrugadas) [las cursivas son mías], con excepción del acero empleado en zunchos espirales, en cuyo caso puede ser liso. Comercialmente es distribuido en varillas con distintos diámetros nominales” (Romo, 2010, p. 42).

“El refuerzo de acero se distribuye normalmente en barras o varillas de sección básicamente circular, con resaltes o corrugaciones en la superficie para mejorar la adherencia con el concreto. Los aceros lisos casi no se usan como refuerzo, salvo el de 1/4" que se utiliza en nuestro medio, para el refuerzo de retracción y temperatura en los aligerados y para estribos de columnas y elementos secundarios” (Ottazzi, 2004, p. 43).

Figura n.º 2. 15. Tipos de corrugaciones en las barras de refuerzo.



Fuente: Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado – Gianfranco Ottazzi Pasino.

“Los productores de acero en los Estados Unidos distinguen los distintos diámetros asignándolos un número relacionado con el diámetro de la barra expresado en octavos de pulgada (por ejemplo la barra #5 es de 5/8”, la #6 es de 3/4”). El área de las barras puede ser calculada directamente del diámetro nominal. Las barras de producción nacional vienen en longitudes de 9 m, bajo pedido Aceros Arequipa puede fabricar barras de 12 m de longitud” (Ottazzi, 2004, p. 44).

Tabla n.º 2.8

Características de las varillas corrugadas.

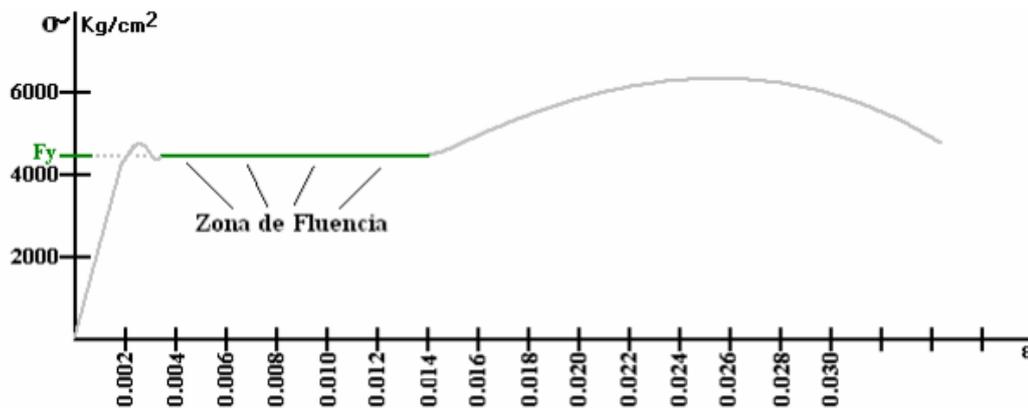
Designación	Diámetro (in)	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	Peso (Kg/m)	Observaciones
2	1/4	6.4	0.32	0.25	Liso
3	3/8	9.5	0.71	0.56	
4	1/2	12.7	1.29	0.994	
5	5/8	15.9	2	1.552	
6	3/4	19.1	2.84	2.235	
8	1	25.4	5.1	3.973	
11	1 3/8	35.8	10.06	7.907	
6 mm(*)		6	0.28	0.222	Ac. Arequipa
8 mm		8	0.5	0.395	Ac. Arequipa
12 mm		12	1.13	0.888	Ac. Arequipa
7	7/8	22.2	3.87	3.042	No disponible
9	1 1/8	28.7	6.45	5.06	No disponible
10	1 1/4	32.3	8.19	6.404	No disponible
14	1 11/16	43	14.52	11.38	No disponible
18	2 1/4	57.3	25.81	20.24	No disponible

Nota	: (*) Acero de 6 mm corrugado. También se comercializa en rollos.
Fuente	: Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado – Gianfranco Ottazzi Pasino.
Elaboración	: Propia.

1.2.2.2.1 Esfuerzo de fluencia

“Se define como el esfuerzo bajo el cual el acero continúa deformándose sin necesidad de incrementar las cargas e tracción. En el diagrama esfuerzo – deformación de los aceros tradicionales, la fluencia coincide con una recta horizontal o casi horizontal, a continuación del rango elástico y de un pequeño tramo de transición. El esfuerzo asociado se identifica como ‘ F_y ’.” (Romo, 2010, p. 45)

Figura n.º 2. 16. Zona de fluencia del acero estructural.



Fuente: Temas de hormigón armado – Marcelo Romo Proaño.

Tabla n.º 2.9

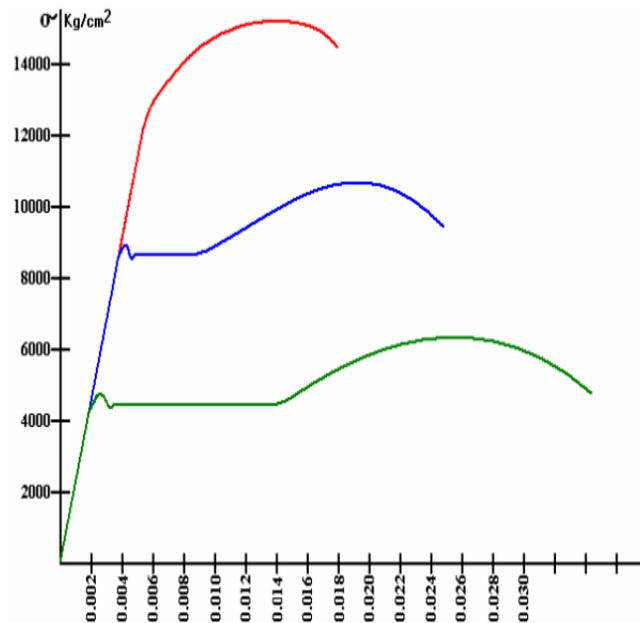
Calidades del acero de refuerzo.

Grado	ASTM	$f_y \text{ min}$ (Kg/cm ²)	$f_y \text{ max}$ (Kg/cm ²)	$f_u \text{ min}$ (Kg/cm ²)	f_u/f_y (min)
40	A 615	2,800	--	4,200	--
60	A 615	4,200	--	6,300	--
75	A 615	5,300	--	7,000	--
60	A 706	4,200	5,500	5,600	1.25

Fuente : Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado - Gianfranco Ottazzi Pasino.

Elaboración : Propia.

Figura n.º 2. 17. Curvas esfuerzo-deformación de los aceros estructurales.



Fuente: Temas de hormigón armado – Marcelo Romo Proaño.

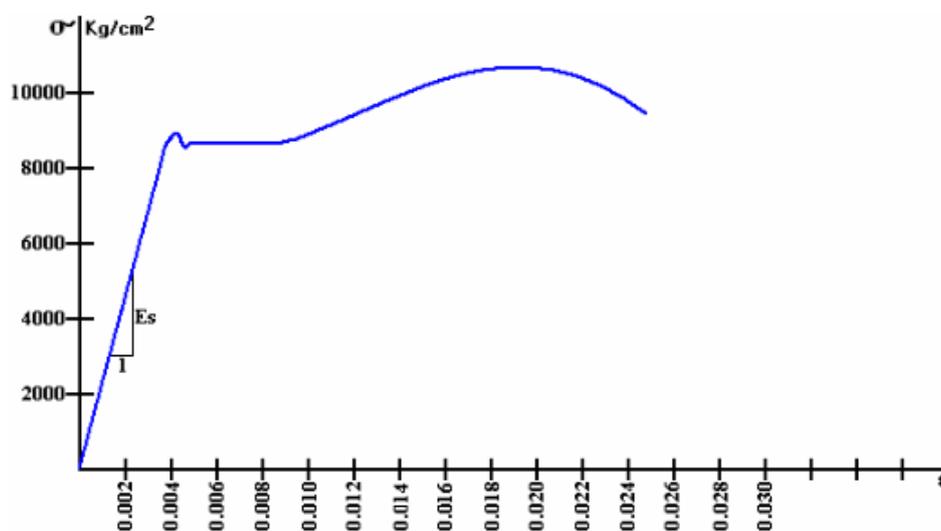
1.2.2.2.2 Módulo de elasticidad

“El módulo de elasticidad, E_s , para el barras y alambres no preesforzados puede tomarse como 200 000 MPa” (ACI.318, 2014, Art. 20.2.2.2).

Ecuación (2-35)

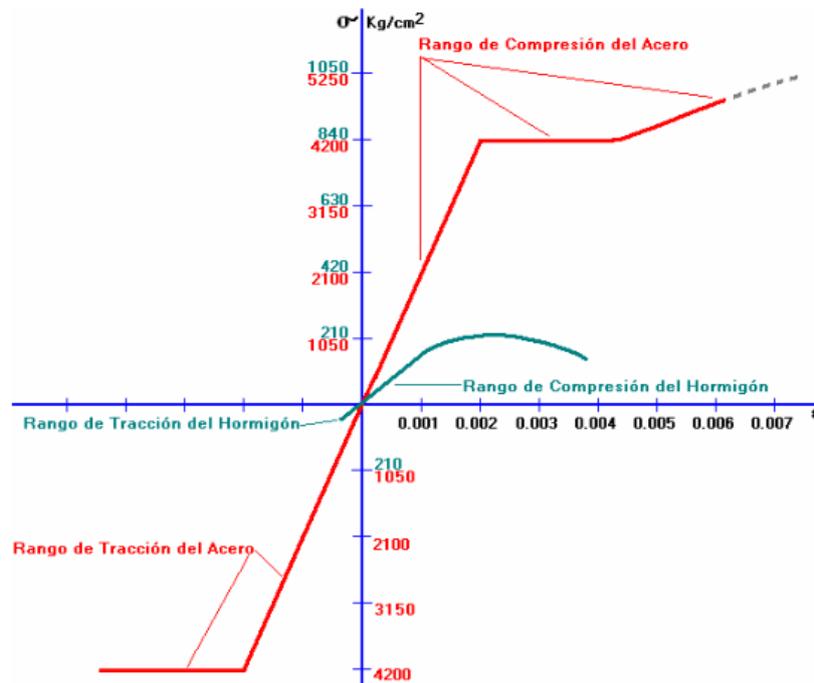
$$E_s = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

Figura n.º 2. 18. Módulo de elasticidad del acero estructural.



Fuente: Temas de hormigón armado – Marcelo Romo Proaño.

Figura n.º 2. 19. Diagrama único esfuerzo-deformación del acero y del concreto.



Fuente: Temas de hormigón armado – Marcelo Romo Proaño.

1.2.2.3 Fundamentos de diseño

1.2.2.3.1 Diseño por capacidad resistente

“La resistencia de diseño de un miembro y sus nodos y conexiones, en términos de momento, fuerza axial, cortante, torsión y aplastamiento, debe tomarse como la resistencia nominal S_n multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ aplicable.” (ACI-318, 2014, Art. 4.6.1).

“Las estructuras y miembros estructurales deben tener en todas sus secciones resistencias de diseño ϕS_n mayores o iguales a la resistencia requerida. U , calculada para las cargas y fuerzas mayoradas en las combinaciones requeridas por este Reglamento o por el reglamento general de construcción.” (ACI-318, 2014, Art. 4.6.2).

Ecuación (2-36)

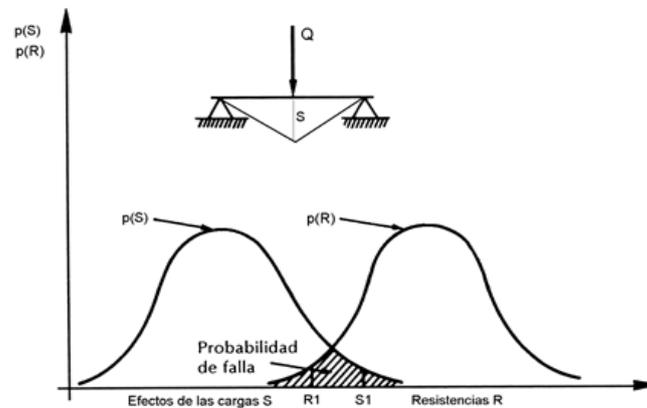
$$\phi S_n \geq S_u$$

Donde:

ϕS_n = Resistencia de diseño.

S_u = Resistencia requerida.

Figura n.º 2. 20. Diseño por capacidad resistente.



Fuente: Temas de hormigón armado – Marcelo Romo Proaño.

Es claro que para una distribución dada de los efectos de las cargas, la probabilidad de falla se puede reducir incrementando la resistencia de la estructura, esto equivale a correr hacia la derecha la curva de resistencias. También se puede reducir la probabilidad de falla reduciendo la dispersión en la resistencia.

1.2.2.3.2 Combinaciones y factores de carga

“La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas de la Tabla n.º 2.10” (ACI-318, 2014, Art. 5.3.1).

Tabla n.º 2.10	Combinaciones de carga.		
	Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
	$U = 1.4 D$	(5.3.1a)	D
	$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 L_r$	(5.3.1b)	L
	$U = 1.2 D + 1.0 L + 1.6 L_r$	(5.3.1c)	L_r
	$U = 1.2 D + 1.0 L + 1.0 E$	(5.3.1e)	E
	$U = 0.9 D + 1.0 E$	(5.3.1g)	E

Nota	: Combinaciones aplicables al diseño del proyecto.
Fuente	: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).
Elaboración	: Propia.

Donde:

D = Carga permanente.

L = Carga viva de piso.

L_r = Carga viva de azotea.

E = Carga de sismo.

1.2.2.3.3 Factores de reducción por resistencia

El reglamento para concreto estructural (ACI, 2014) citado por (MacGregor 1976; Winter 1979), describe que:

Los propósitos de los factores de reducción de la resistencia ϕ son: (1) tener en cuenta la probabilidad de existencia de miembros con una resistencia baja debida a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones, (2) tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de diseño, (3) reflejar la ductilidad disponible y la confiabilidad requerida para el elemento sometido a los efectos de carga en consideración, y (4) reflejar la importancia del elemento en la estructura (Art. R21.1.1).

Al hablar de los factores de reducción de capacidad se fundamenta en 2 aspectos, Romo (2010) sostiene que:

En primer lugar, los elementos estructurales no son construidos en obra con el mismo nivel de prolijidad que aquel que se logra en laboratorio, por lo que su capacidad real es algo menor; es decir que bajo cualquier tipo de sollicitación. En este caso el factor de reducción de capacidad debería ser único y los códigos han establecido una reducción conservadora del orden del 10% ($\phi \approx 0.90$).

En segundo lugar, existen sollicitaciones en la estructura que son más críticas que otras por los tipos de falla que generan: la falla por flexión es dúctil por estar controlada por la gran capacidad de alargamiento del acero de tracción, mientras que las fallas por cortante, por carga axial y por aplastamiento son fallas frágiles, por estar controladas por la rotura del hormigón a tracción la primera y compresión las dos últimas. (p. 89).

Tabla n.º 2.11 Factores de reducción de resistencia.

Acción o Elemento Estructural		(ϕ)
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9 de acuerdo con Tabla n.º 2.12.
(b)	Cortante	0.75
(c)	Torsión	0.75

Nota : Modificación de tabla original.
Fuente : Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).
Elaboración : Propia.

Tabla n.º 2.12

Factor de reducción de resistencia, para momento y fuerza axial.

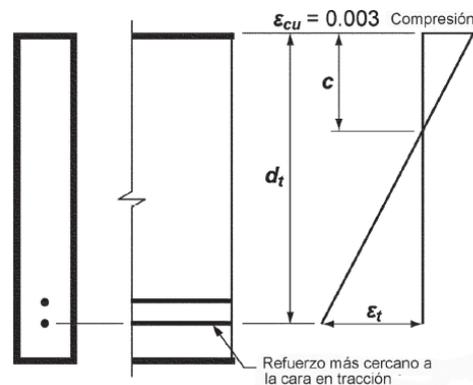
Deformación unitaria neta a tracción	Clasificación	(ϕ) Estribo
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.65
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0.005$	Transición	$0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})}$
$\varepsilon_t \geq 0.005$	Controlada por tracción	0.9

Nota : Modificación de tabla original.

Fuente : Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).

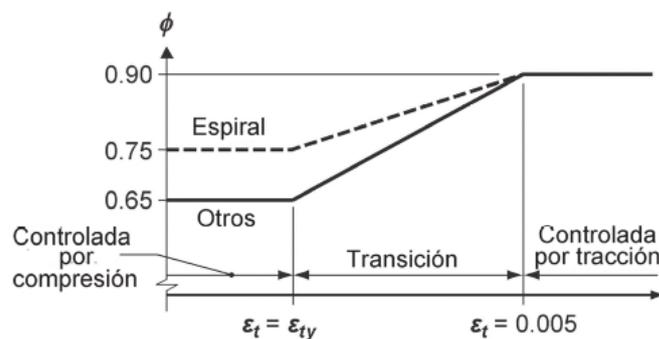
Elaboración : Propia.

Figura n.º 2. 21 Distribución de la deformación unitaria a tracción de un elemento.



Fuente: American Concrete Institute (ACI 318-2014).

Figura n.º 2. 22. Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción ε_t .



Fuente: American Concrete Institute (ACI 318-2014).

1.2.2.3.4 Recubrimiento de concreto para el refuerzo

“El recubrimiento de concreto para protección del refuerzo contra la intemperie y otros efectos se mide desde la superficie del concreto hasta la superficie exterior del acero para el cual el requisito de recubrimiento aplica. Cuando se prescriba un recubrimiento de concreto para una clase de elemento estructural, éste debe medirse hasta el borde exterior de los estribos o espirales.” (ACI, 2014, Art. R20.6.1.1).

Tabla n.º 2.13

Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio.

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo.	Vigas, columnas.	Armadura principal, estribos cerrados de confinamiento.	40

Nota	: Simplificación de tabla original.
Fuente	: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).
Elaboración	: Propia.

1.2.2.3.5 Longitudes de desarrollo

“La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de un miembro debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto, gancho, barra corrugada con cabeza o dispositivo mecánico, o una combinación de ellos.” (ACI, 2014, Art. 25.4.1.1).

“En la práctica, el concepto de longitud de desarrollo requiere longitudes o extensiones mínimas del refuerzo más allá de todos los puntos de esfuerzo máximo en el refuerzo. Tales esfuerzos máximos generalmente ocurren en los puntos donde se presentan los esfuerzos máximos y puntos del vano donde termina o se dobla el refuerzo adyacente.” (ACI, 2014, Art. R25.4.1.1).

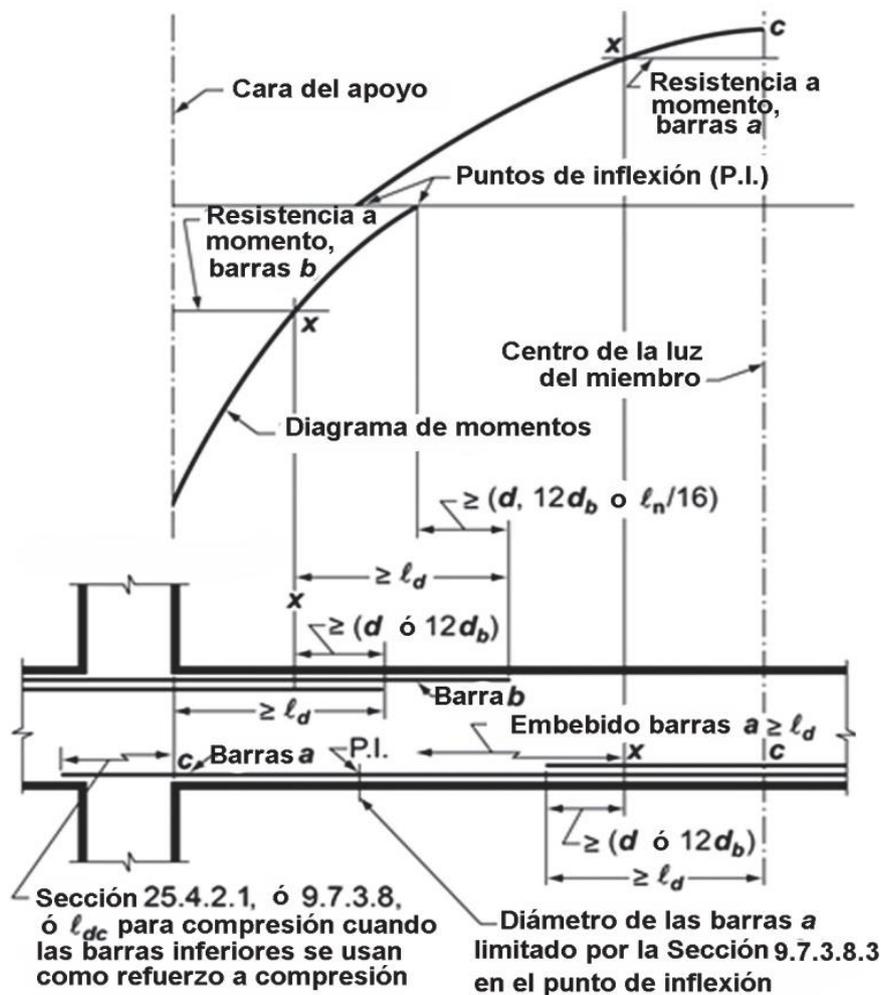
En la tabla n.º 2.14, se muestran las longitudes mínimas para el desarrollo de las barras de acero, dependientes del tipo y ubicación.

Tabla n.º 2.14 Longitudes de desarrollo a tracción.

Tipo	Ubicación	1/2"	5/8"	3/4"	1"
Recta	Superior	0.60	0.70	0.85	1.40
	Inferior	0.75	0.90	1.10	1.80
Con gancho		0.3	0.35	0.45	0.60

Nota : Unidades en metro lineal.
 Fuente : Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).
 Elaboración : Propia.

Figura n.º 2. 23. Longitud de desarrollo por flexión en una viga continua.



Fuente: American Concrete Institute (ACI 318-2014).

1.2.2.3.6 Espaciamiento mínimo del refuerzo

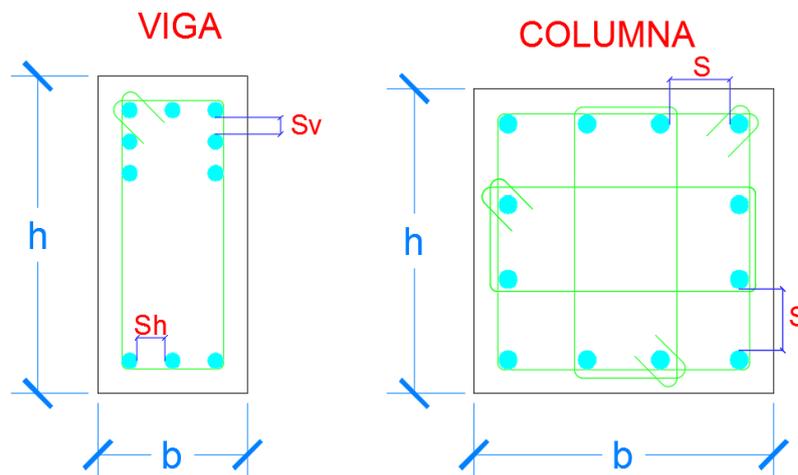
“Los límites mínimos se establecieron con el fin de permitir el flujo rápido del concreto dentro de los espacios comprendidos entre las barras y entre las barras y el encofrado sin formar hormigueros y con el objeto de evitar la concentración de barras en el mismo plano lo cual puede causar fisuración por cortante o retracción.” (ACI, 2014, Art. R.25.2).

“Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.” (ACI, 2014, Art. 25.2.1).

“Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.” (ACI, 2014, Art. 25.2.2).

“Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40 mm, $1.5d_b$, y $(4/3)d_{agg}$.” (ACI, 2014, Art. 25.2.3).

Figura n.º 2. 24. Espaciamiento mínimo de refuerzo.



Fuente: Elaboración propia.

1.2.2.3.7 Suposiciones de diseño para el concreto armado

“Deben satisfacerse dos condiciones fundamentales cuando se calcula la resistencia a flexión y fuerza axial por medio del método de diseño por resistencia del Reglamento: (1) equilibrio y (2) compatibilidad de deformaciones. Equilibrio se refiere al balance de las fuerzas de compresión y de tracción que actúan en la sección transversal para las condiciones de resistencia nominal.” (ACI, 2014, Art. R22.2.1).

“Las deformaciones unitarias en el concreto y el refuerzo no preesforzado deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.” (ACI, 2014, Art. 22.2.1.2).

“La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto debe suponerse igual a 0.003.” (ACI, 2014, Art. 22.2.2.1).

“Para refuerzo corrugado, ε_{ty} debe ser f_y/E_s . Para refuerzo corrugado Grado 420.” (ACI, 2014, Art.21.2.2.1).

“Se debe suponer un esfuerzo de $0.85f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia a de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión, tal como se calcula con:” (ACI, 2014, Art.22.2.2.4.1).

Ecuación (2-35)

$$a = \beta_1 c$$

(ACI-Ec (22.2.2.4.1))

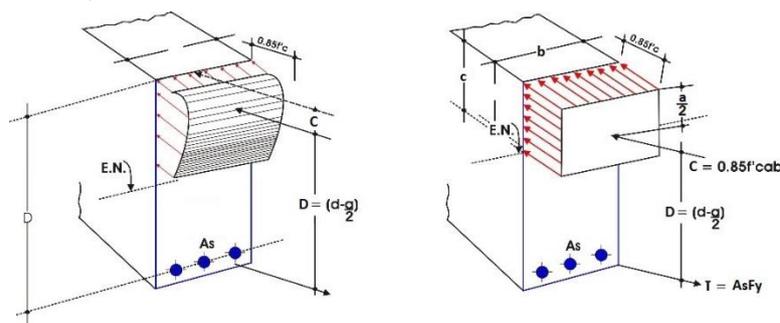
Donde:

a = Altura del esfuerzo distribuido.

β_1 = Factor de esfuerzo del concreto.

c = Distancia desde la deformación unitaria máxima del concreto al eje neutro.

Figura n.º 2. 25. Suposiciones de diseño de concreto armado.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla n.º 2.15	Valores de coeficiente β_1
f'_c (Kg/cm ²)	β_1
$170 \leq f'_c \leq 280$	0.85
$280 < f'_c < 550$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70}$
$f'_c \geq 550$	0.65

Nota	: Modificación de tabla original.
Fuente	: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).
Elaboración	: Propia.

1.2.2.3.7.1 Resistencia axial a compresión máxima

“La resistencia nominal axial a compresión, P_n , no debe ser mayor que $P_{n,max}$, como se define en la ecuación (2-36), donde P_0 se calcula con la ecuación (2-37) para miembros no preesforzados y compuestos de concreto y acero estructural.” (ACI, 2014, Art.22.4.2.1).

Ecuación (2-36)

$$P_{n,max} = 0.80P_0$$

(ACI-Ec (22.4.2.1(a)))

Donde:

$P_{n,max}$ = Peso máximo por compresión axial.

P_0 = Peso por compresión axial.

Ecuación (2-37)

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

(ACI-Ec (22.4.2.3))

Donde:

P_0 = Peso por compresión axial.

f'_c = Resistencia por compresión del concreto.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

A_g = Área bruta de la sección transversal.

A_{st} = Área total del refuerzo longitudinal.

1.2.2.3.7.2 Resistencia axial a tracción máxima

“La resistencia nominal axial a tracción de miembros no preesforzados, no debe tomarse mayor que $P_{nt,max}$, calculo por medio de:” (ACI, 2014, Art.22.4.3.1).

Ecuación (2-38)

$$P_{nt,max} = f_y A_{st}$$

(ACI-Ec (22.4.3.1))

Donde:

$P_{nt,max}$ = Peso máximo por tracción axial.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

A_{st} = Área total del refuerzo longitudinal.

1.2.2.3.7.3 Resistencia a cortante en una dirección

“La resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección, V_n , debe calcularse como:” (ACI, 2014, Art.22.5.1.1).

Ecuación (2-39)

$$V_n = V_c + V_s$$

(ACI-Ec (22.5.1.1))

Donde:

V_n = Resistencia nominal a corte.

V_c = Cortante resistente del concreto.

V_s = Cortante resistente del acero.

Cortante proporcionado por el concreto sin fuerza axial se determina mediante:

Ecuación (2-40)

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$$

(ACI-Ec (22.5.5.1))

Donde:

V_c = Cortante resistente del concreto.

f'_c = Resistencia a compresión del concreto.

b_w = Ancho de la sección.

d = Peralte efectivo.

Cortante proporcionado por el concreto sometido a fuerza axial se determina mediante:

Ecuación (2-41)

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

(ACI-Ec (22.5.6.1))

Donde:

V_c = Cortante resistente del concreto.

N_u = Carga axial mayorada normal.

f'_c = Resistencia a compresión del concreto.

b_w = Ancho de la sección.

d = Peralte efectivo.

El cortante máximo capaz de soportar los esfuerzos cortantes debe ser menor que el cortante ultimo aplicado que se determina mediante:

Ecuación (2-42)

$$V_u \leq \phi (V_c + 2.2\sqrt{f'_c} b_w d)$$

(ACI-Ec (22.5.1.2))

Donde:

V_u = Cortante último de diseño.

ϕ = Factor de reducción de fuerzas por cortante.

V_c = Cortante proporcionado por el concreto.

f'_c = Resistencia a compresión del concreto.

b_w = Ancho de la sección.

d = Peralte efectivo.

“En cada sección donde $V_u > \phi V_c$, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación (2-43):” (ACI, 2014, Art.22.5.10.1).

Ecuación (2-43)

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

(ACI-Ec (22.5.10.1))

Donde:

V_u = Cortante último de diseño.

ϕ = Factor de reducción de fuerzas por cortante.

V_c = Cortante resistente del concreto.

V_s = Cortante resistente del acero.

Para el cortante resistente del acero se debe calcular como:

Ecuación (2-44)

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

(ACI-Ec (22.5.10.5.3))

Donde:

V_s = Cortante resistente del acero.

A_v = Área efectiva de las ramas de la barras del estribo.

f_{yt} = Esfuerzo de fluencia del acero.

d = Peralte efectivo.

s = Espaciamiento entre estribos.

Para la simplificación del diseño por cortante se presenta la siguiente ecuación:

Ecuación (2-45)

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d}$$

(ACI-Ec (R22.5.10.5))

1.2.2.4 Estructuración

1.2.2.4.1 Losas macizas

“Tienen dos funciones principales desde el punto de vista estructural: la primera, ligada a las cargas de gravedad, que es la trasmisión hacia las vigas de las cargas propias de la losa, el piso terminado, la sobrecarga y eventualmente tabiques u otros elementos apoyados en ellos; y la segunda, ligada a las cargas de sismo, que es la obtención de la unidad de la estructura, de manera que esta tenga un comportamiento uniforme en cada piso, logrando que las columnas y muros se deformen una misma cantidad en cada nivel” (Blanco, 1990, p. 15).

“Los problemas se pueden generar cuando las losas tienen grandes aberturas o reducciones significativas en sus dimensiones, puesto que en esos casos ya no es factible asegurar que la losa siga siendo un elemento prácticamente indeformable en su plano, y probablemente los esfuerzos que tenga que transmitir excedan su capacidad resistente” (Blanco, 1990, p. 18).

1.2.2.4.2 Vigas

“Son los elementos que reciben la carga de las losas, y las transmiten hacia otras o directamente hacia las columnas o muros” (Blanco, 1990, p. 25).

“Generalmente las vigas forman los denominados ejes de la estructura, teniendo las columnas ubicadas en sus intersecciones. El conjunto formado por las vigas y las columnas recibe el nombre de pórticos” (Blanco, 1990, p. 25).

1.2.2.4.3 Columnas

“Son los elementos, generalmente verticales, que reciben las cargas de las losas y de las vigas con el fin de transmitirlos hacia la cimentación, y permiten que una edificación tenga varios niveles” (Blanco, 1990, p. 30).

“Las columnas son elementos principalmente sometidos a esfuerzos de compresión y simultáneamente a los de flexión (flexocompresión), debido a que tienen momentos flectores transmitidos por las vigas y reciben las cargas axiales de los diferentes niveles de la edificación. La sección transversal de la columna dependerá de la magnitud de la carga vertical que recibe y de la magnitud de los momentos flectores actuantes” (Blanco, 1990, p. 30).

“Lo que además debe buscarse es que las columnas exteriores tengan peralte adecuado en la dirección perpendicular al eje exterior o de fachada, de modo de contar con una adecuada longitud de anclaje para el refuerzo de la viga que llega a ese eje exterior y de proporcionar resistencia para los momentos de cargas de gravedad” (Blanco, 1990, p. 32).

1.2.2.5 Predimensionamiento

1.2.2.5.1 Losas macizas

“Las losas macizas pueden ser dimensionadas en forma aproximada considerando espesores menores en 5 cm, a los indicados para losas aligeradas; así se podrá tener.” (Blanco, 1990, p. 38).

Tabla n.º 2.16	Espesores mínimos para luces de losas macizas.	
	Espesor (cm)	Descripción
	12 ó 13	Para luces menores o iguales a 4.0 m.
	15	Para luces menores o iguales a 5.5 m.
	20	Para luces menores o iguales a 6.5 m.
	25	Para luces menores o iguales a 7.5 m.
Fuente	: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado - Antonio Blanco Blasco.	
Elaboración	: Propia.	

“La resistencia y rigidez de una losa armada en dos direcciones es muy buena, requiriéndose peraltes reducidos, pudiéndose considerar éstos del orden del cuarentavo de la luz o igual al perímetro del paño (suma de 4 lados) dividido entre 180” (Blanco, 1990, p. 39).

1.2.2.5.2 Vigas

“Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre; debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa de techo o piso” (Blanco, 1990, p. 39).

“El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. La Norma Peruana de Concreto Armado indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm” (Blanco, 1990, p. 39).

“La luz libre l_n no debe ser menor que $4d$.” (ACI, 2014, Art. 18.6.2.1(a)) y “El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250 mm.” (ACI, 2014, Art. 18.6.2.1(b)).

Tabla n.º 2.17 Tipo de secciones de vigas de acuerdo a su luz libre.

Luz libre (m)	Tipos
≤ 5.5	25x50, 30x50
≤ 6.5	25x60, 30x60, 40x60
≤ 7.5	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
≤ 8.5	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
≤ 9.5	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

Fuente	: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado - Antonio Blanco Blasco.
Elaboración	: Propia.

1.2.2.5.3 Columnas

“Si se trata de edificaciones con un buen número de pisos, tal que se pueda advertir que la carga axial es importante con relación al momento, se puede dimensionar buscando una sección total de modo que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo de compresión del orden de $0.45 f'c$ ” (Blanco, 1990, p. 41).

“Así para este tipo de edificios, se dispondrán columnas de 35x35, 40x40, 25x50, 30x60, 30x40, 30x50, o circulares de 40 ó 50 cm, de diámetro, escogiéndose estas diferentes alternativas según las dimensiones cuadradas o rectangulares de los paños, no olvidando la importancia de ubicar columnas con suficiente peralte en las dos direcciones, pues se trata de proporcionar la rigidez lateral en las dos direcciones” (Blanco, 1990, p. 42).

1.2.2.6 Diseño de vigas

1.2.2.6.1 Diseño por flexión

1.2.2.6.1.1 Refuerzo Mínimo

“Se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión $A_{s,min}$ en toda sección donde el análisis requiera refuerzo en tracción” (ACI, 2014, Art.9.6.1.1). “ $A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) o (b)” (ACI, 2014, Art.9.6.1.2).

Ecuación (2-46a)

$$A_{s,min} = \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

(ACI-Ec (9.6.1.2(a)))

Ecuación (2-46b)

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d$$

(ACI-Ec (9.6.1.2(b)))

Donde:

$A_{s,min}$ = Área de acero mínima por flexión.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

b_w = Ancho de la sección transversal.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

d = Peralte efectivo.

1.2.2.6.1.2 Determinación del área de acero

Se determina a partir de la fórmula general de diseño la cual se describe a continuación:

Ecuación (2-47)

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 M u}{1.7 \phi f'_c b d^2}} \right]$$

(Romo-Ec (7.5))

Donde:

A_s = Área de acero requerida.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

b = Ancho de la sección transversal.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

d = Peralte efectivo.

M_u = Momento último requerido.

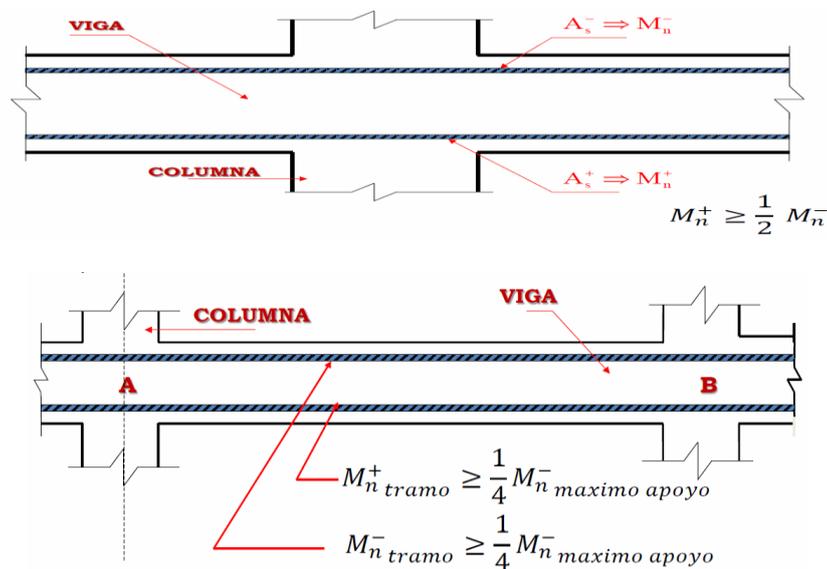
ϕ = Factor de reducción por flexión.

1.2.2.6.1.3 Recomendaciones de diseño sísmico para pórticos especiales a momento.

“Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como inferior. En cualquier sección, tanto para el refuerzo superior como para el inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser inferior a lo requerido por 1.2.2.6.1.1, y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025.” (ACI, 2014, Art. 18.6.3.1).

“La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.” (ACI, 2014, Art. 18.6.3.2).

Figura n.º 2. 26. Recomendaciones de diseño.



Fuente: Diseño Sismorresistente de Pórticos Resistentes a Momento en Estructuras de Concreto Armado - Sísmica Adiestramiento

1.2.2.6.1.4 Secciones críticas de corte de barras

“Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo son los puntos donde se presentan esfuerzos máximos y los puntos dentro del vano donde el refuerzo a tracción doblado o terminado ya no es necesario para resistir flexión.” (ACI, 2014, Art. 9.7.3.1).

“El refuerzo se debe extender más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, en una distancia igual al mayor entre d y $12d_b$, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de voladizos.” (ACI, 2014, Art. 9.7.3.3).

“El refuerzo continuo en tracción por flexión debe tener una longitud embebida no menor que l_d más allá del punto en donde el refuerzo doblado o terminado ya no se requiere para resistir la flexión.” (ACI, 2014, Art.9.7.3.4).

1.2.2.6.2 Diseño por cortante

1.2.2.6.2.1 Refuerzo Mínimo

“Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las secciones donde $V_u > 0.5\phi V_c$.” (ACI, 2014, Art. 9.6.3.1).

El $A_{v,min}$ debe ser mayor que (a) o (b).” (ACI, 2014, Art. 9.6.3.3).

Ecuación (2-48a)

$$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}$$

(ACI-Ec (9.6.3.3(a)))

Ecuación (2-48b)

$$A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

(ACI-Ec (9.6.3.3(b)))

Donde:

$A_{v,min}$ = Área de acero mínima por corte.

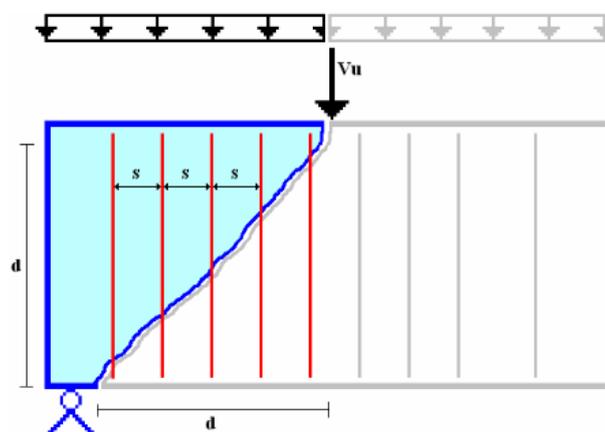
f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

b_w = Ancho de la sección transversal.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

s = Separación entre estribos.

Figura n.º 2. 27. Estribos transversales que cruzan las fisuras por corte.



Fuente: Temas de hormigón armado – Marcelo Romo Proaño.

1.2.2.6.2.2 Recomendaciones para espaciamiento de estribos de pórticos especiales a momento.

Según el American Concrete Institute (ACI, 2014), describe que:

Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

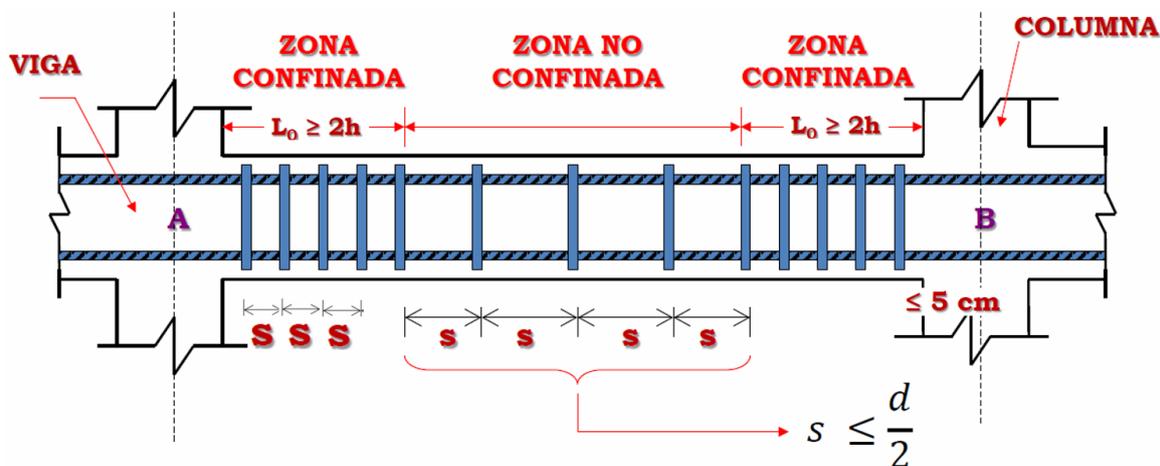
- (a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.
- (b) En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento. (Art. 18.6.4.1).

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (c):

- (a) $d/4$.
- (b) Seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas.
- (c) 150 mm. (Art. 18.6.4.4).

Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga. (Art. 18.6.4.6).

Figura n.º 2. 28. Espaciamiento de estribos en viga..



Fuente: Diseño Sismorresistente de Pórticos Resistentes a Momento en Estructuras de Concreto Armado - Sísmica Adiestramiento

1.2.2.6.2.3 Fuerza de diseño a cortante por capacidad

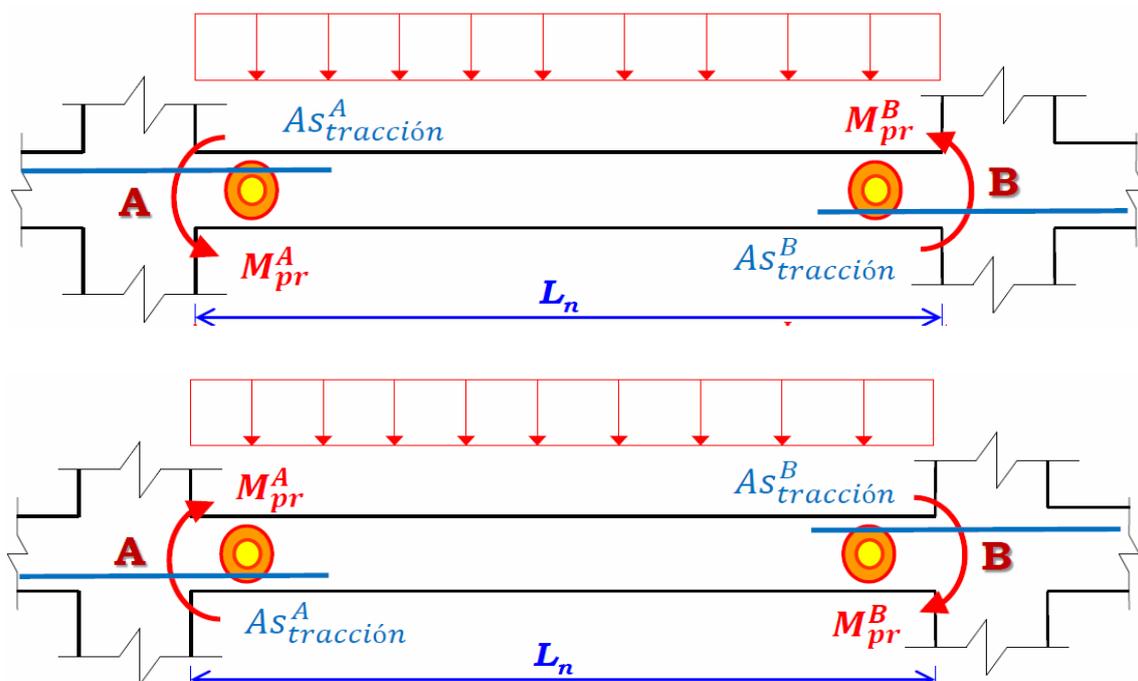
“La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia a flexión probable, M_{pr} , y que la viga está además cargada a lo largo de la luz con cargas aferentes gravitacionales mayoradas.” (ACI, 2014, Art. 18.6.5.1).

“El refuerzo transversal en los lugares identificados en 18.6.4.1 debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$ donde ocurran simultáneamente (a) y (b):

- (a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 18.6.5.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas;
- (b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c / 20$. (ACI, 2014, Art. 18.6.5.2).

“La resistencia a cortante requerida se determina usando un esfuerzo de al menos $1.25f_y$ para el refuerzo longitudinal”. (ACI, 2014, Art. R18.6.5).

Figura n.º 2. 29. Momentos probables horarios y antihorarios.



Fuente: Diseño Sismorresistente de Pórticos Resistentes a Momento en Estructuras de Concreto Armado - Sísmica Adiestramiento

1.2.2.7 Diseño de columnas

1.2.2.7.1 Verificación de esbeltez

“Se permite ignorar los efectos de esbeltez para columnas no arriostradas contra desplazamiento laterales” (ACI, 2014, Art. 6.2.5(a)). Cuando se cumpla con la ecuación (2-49).

Ecuación (2-49)

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

(ACI-Ec (6.2.5(a)))

Donde:

k = Factor de longitud efectiva.

l_u = Longitud libre de columna.

r = Radio de giro.

Se puede calcular el radio de giro, r , de acuerdo con la ecuación (2-50).

Ecuación (2-50)

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

(ACI-Ec (6.2.5.1))

Donde:

r = Radio de giro.

I_g = Inercia de la sección bruta.

A_g = Área de la sección bruta.

El factor de longitud efectiva se calcula con ayuda de los nomogramas y “para usar los nomogramas para una columna particular, se calculan los factores Ψ en cada extremo de la columna. El factor Ψ en un extremo de la columna es igual a la suma de las rigideces $\sum(EI/l)$ de las columnas que concurren en ese nudo, incluyendo la columna en consideración, dividida entre la suma de todas las rigideces de las vigas que concurren en el nudo. Como es casi imposible lograr un empotramiento perfecto, Ψ usualmente se toma igual a 1.0”. (McCormac & Russell, 2011, p. 315).

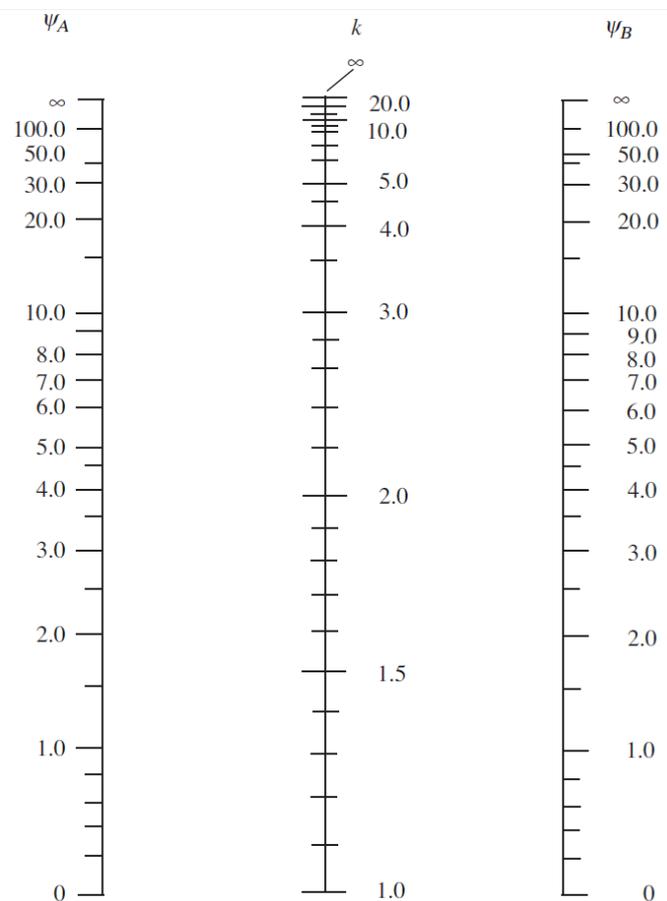
Los momentos de inercia y el área de las secciones transversales de los miembros deben calcularse de acuerdo con la tabla n.º 2.18.

Tabla n.º 2.18	Momentos de inercia y área de las secciones transversales permitidos.
----------------	---

Miembro	Momento de Inercia	Área de la Sección Transversal
Columnas	0.70 I _g	1.0 A _g
Vigas	0.35 I _g	1.0 A _g

Nota	: Modificación de tabla original.
Fuente	: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado - Antonio Blanco Blasco.
Elaboración	: Propia.

Figura n.º 2. 30. Nomograma para estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral.



Fuente: Diseño de concreto reforzado – McCormac & Russell.

1.2.2.7.2 Diseño por flexo-compresión

Con la finalidad de comprender la forma en que se comportan las columnas frente a sollicitaciones externas McCormac & Russell (2011), mencionan que:

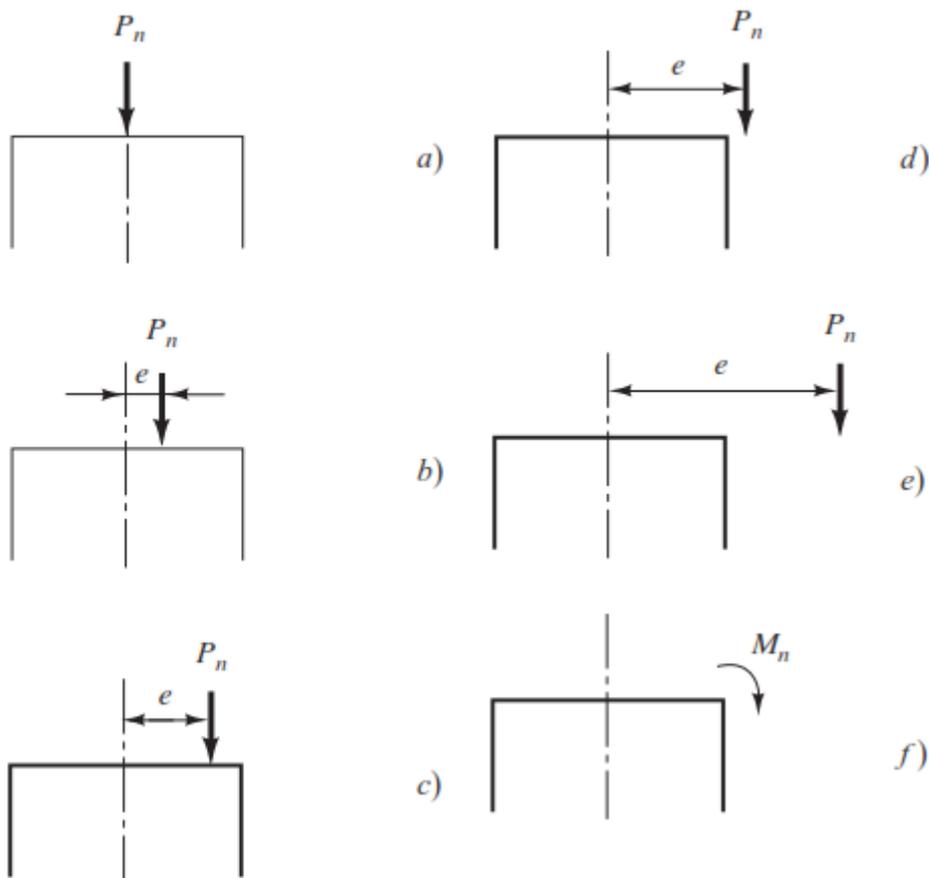
Las columnas se flexionarán bajo la acción de los momentos y éstos tendrán a producir compresión en un lado de las columnas y tensión en el otro. Según sean las magnitudes relativas de los momentos y las cargas axiales, hay varias formas en que las secciones pueden fallar. La figura n.º 2.31, muestra una columna que soporta una carga P_n . En las diversas partes de la figura, la carga se coloca cada vez con mayor excentricidad (produciendo así momentos cada vez mayores) hasta que finalmente en la parte (f) la columna está sujeta a un momento flexionante tan grande que el efecto de la carga axial es insignificante. Cada uno de los seis casos mostrados se analiza brevemente en los párrafos siguientes, donde las letras (a) a la (f) corresponden a las mismas letras en la figura. Se supone que la falla de la columna ocurre cuando la deformación unitaria a compresión en el concreto alcanza el valor de 0.003. (p. 275).

La forma de obtener el diagrama de interacción de una columna de acuerdo a McCormac & Russell (2011), es mediante los siguientes parámetros:

- a) Carga axial grande con momento despreciable: para esta situación, la falla ocurre por aplastamiento del concreto, habiendo alcanzado todas las varillas de refuerzo en la columna su esfuerzo de fluencia en compresión.
- b) Carga axial grande y momento pequeño, tal que toda la sección transversal está en compresión: cuando una columna está sujeta a un momento flexionante pequeño (es decir, cuando la excentricidad es pequeña), la columna entera estará en compresión, pero la compresión será más grande en un lado que en el otro. El esfuerzo de compresión máximo en la columna será de $0.85 f'c$, y la falla ocurrirá por aplastamiento del concreto, con todas las varillas trabajando a compresión.
- c) Excentricidad mayor que en el caso (b), por lo que empieza a desarrollarse tensión en un lado de la columna: si la excentricidad aumenta un poco respecto al caso precedente, empezará a desarrollarse tensión en un lado de la columna y el acero en ese lado estará en tensión, pero con un valor menor al correspondiente al esfuerzo de fluencia. En el lado opuesto el acero estará en compresión. La falla ocurre por aplastamiento del concreto en el lado de compresión.

- d) Condición de carga balanceada: a medida que aumenta la excentricidad, se llega a una condición en que las varillas de refuerzo en el lado de tensión alcanzan sus esfuerzos de fluencia al mismo momento que el concreto en el lado opuesto alcanza su compresión máxima de $0.85 f'c$. Esta situación se llama condición de carga balanceada.
- e) Momento grande con carga axial pequeña: si la excentricidad aumenta aún más, la falla se inicia por la fluencia de las varillas en el lado de tensión de la columna, antes que el aplastamiento del concreto.
- f) Momento grande sin carga axial apreciable: para esta condición, la falla ocurre como en una viga. (pp. 275 – 276).

Figura n.º 2. 31. Columna sometida a cargas con excentricidades cada vez mayores.

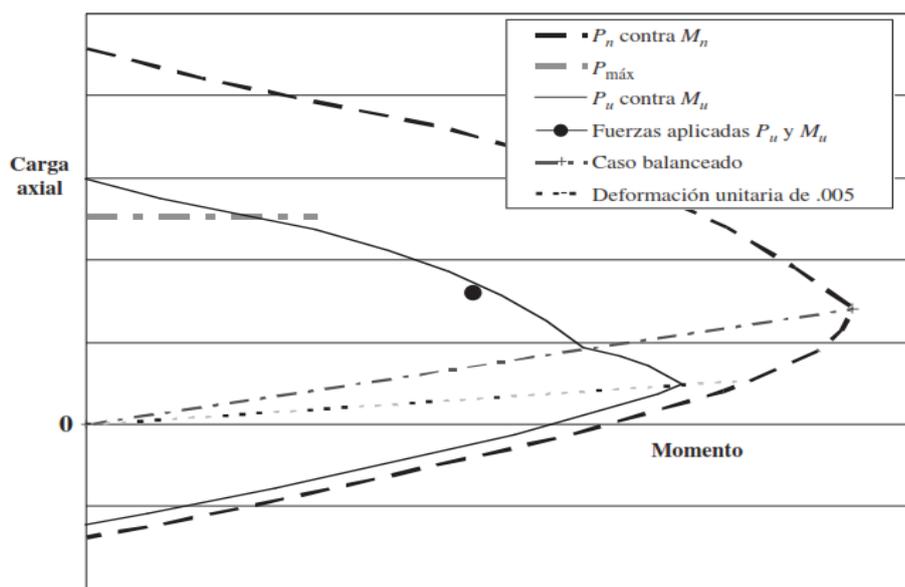


Nota: Modificación de figura original.

Fuente: Diseño de concreto reforzado – McCormac & Russell.

Al obtener la curva de interacción de la columna se compara con las fuerzas aplicables últimas, con la finalidad de que no sobre pase la resistencia factorada de la columna, como lo muestra las figura n.º 2.32.

Figura n.º 2. 32. Curva de interacción para columna con límite de carga máxima.



Fuente: Diseño de concreto reforzado – McCormac & Russell.

“El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.” (ACI, 2014, Art. 18.7.4.1).

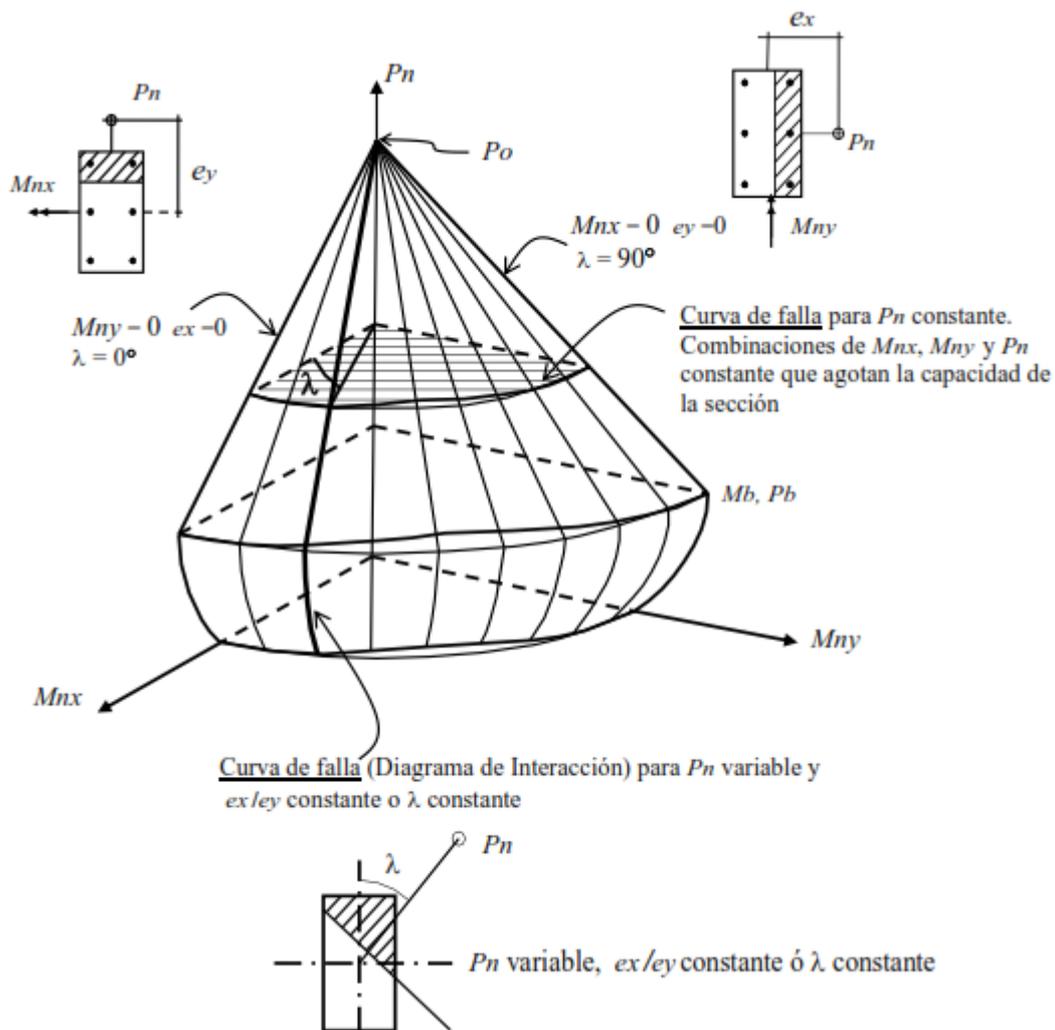
1.2.2.7.2.1 Columnas biaxiales

“En la práctica las columnas sometidas a carga axial y flexión biaxial, se presentan con más frecuencia que las vigas. Una situación típica es la de las columnas que soportan los efectos de las fuerzas laterales de sismo o viento. En este caso además de la flexión producida por las cargas verticales (de gravedad) alrededor de uno de los ejes principales, se producirá por el sismo o viento flexión alrededor del otro eje principal originando una sollicitación biaxial” (Ottazzi, 2004, p. 138).

“El problema de diseño de columnas en flexión biaxial es complejo numéricamente por la gran cantidad de iteraciones que es necesario realizar, recuerde que el eje neutro por lo general no es perpendicular a la excentricidad resultante o paralelo al vector momento resultante. Para el diseño normalmente se suele suponer un cierto arreglo de la armadura de refuerzo y el área de acero supuesta se va corrigiendo, hasta lograr que la capacidad de la columna sea adecuada para soportar las sollicitaciones externas” (Ottazzi, 2004, p. 139).

“Las secciones horizontales a través de la superficie de interacción representan el lugar geométrico de todas las posibles combinaciones de M_{nx} y M_{ny} que conjuntamente con una carga axial constante agotan la capacidad de la sección, se les denomina Curvas de Falla para carga constante o Contornos de Carga Constante. Las curvas de interacción que se presentaron para el caso de vigas en flexión biaxial, son un caso particular de los contornos de carga en el cual la carga axial es nula” (Ottazzi, 2004, p. 139).

Figura n.º 2. 33. Superficie de interacción para flexión biaxial.



Fuente: Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado – Gianfranco Ottazzi Pasino.

1.2.2.7.2.1.1 Método de Bresler o de la carga recíproca

“Proviene del código Ruso y se basa en una aproximación al perfil de la superficie de interacción. Este método intenta predecir la resistencia de una sección bajo carga axial y flexión biaxial, a partir de las resistencias a flexión uniaxial de la misma. Las diversas formas de la expresión de Bresler son:” (Ottazzi, 2004, p. 142).

Ecuación (2-51)

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

(Ottazzi-Ec (9-2))

Ecuación (2-52)

$$\frac{1}{P_{ur}} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

(Ottazzi-Ec (9-3))

Ecuación (2-53)

$$\frac{1}{P_{ur}} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

(Ottazzi-Ec (9-4))

Donde:

P_{ur} : Es la carga axial que resiste la columna en flexión biaxial.

ϕP_{nx} : Capacidad de la sección si solo existiera M_{ux} ($M_{uy} = 0$).

ϕP_{ny} : Capacidad de la sección si solo existiera M_{uy} ($M_{ux} = 0$).

ϕP_o : Capacidad de la sección si solo existiera carga axial ($e_x = e_y = 0$).

“Es claro que el método de Bresler es más una herramienta de análisis que de diseño, su utilización para el diseño obliga a suponer un área de acero y a aproximarse a la solución final por tanteos” (Ottazzi, 2004, p. 142).

De acuerdo a la fórmula de Bresler, Ottazzi (2004), recomienda que la fórmula de Bresler:

- Se limita a secciones simétricas con armaduras simétricas (secciones rectangulares).
- La fórmula funciona mejor que valores de P_{ux} y P_{uy} por encima del valor de la carga balanceada correspondiente.
- La carga axial actuante debe ser por lo menos mayor que $P_u \geq 0.1 \phi P_o$ es decir el método de Bresler no funciona para cargas axiales bajas cercanas a la flexión simple. (p. 143).

1.2.2.7.2.1.2 Método del contorno de carga

“Para valores menor de la carga axial P_u , se usará la siguiente ecuación:” (NTP E060, 2009, Art. 10.18).

Ecuación (2-75)

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$

(Ottazzi-Ec (9-4))

Donde:

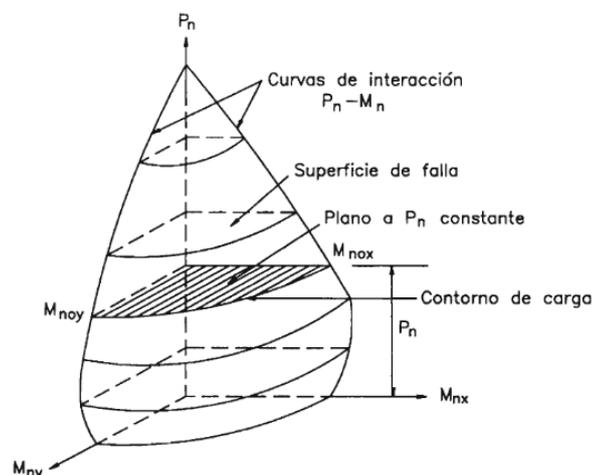
ϕM_{nx} : Resistencia de diseño de la sección con respecto al eje X.

ϕM_{ny} : Resistencia de diseño de la sección con respecto al eje Y.

M_{ux} : Momento último en dirección X.

M_{uy} : Momento último en dirección Y.

Figura n.º 2. 34. Principio del método de contorno de carga.



Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado –
Teodoro E. Harmsen.

1.2.2.7.3 Diseño por cortante

Según el American Concrete Institute describe que:

“Debe colocarse refuerzo transversal en una zona confinada con una longitud l_0 medida desde la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento. La longitud l_0 debe ser al menos igual al mayor de (a) hasta (c).

- (a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- (b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- (c) 450 mm. (Art. 18.7.5.1).

La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (c):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) S_0 según se calcule por medio de la ecuación (2-76).

El valor de S_0 de la ecuación (2-76) no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm. (Art. 18.7.5.3).

Ecuación (2-76)

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

(ACI-2014(18.7.5.3))

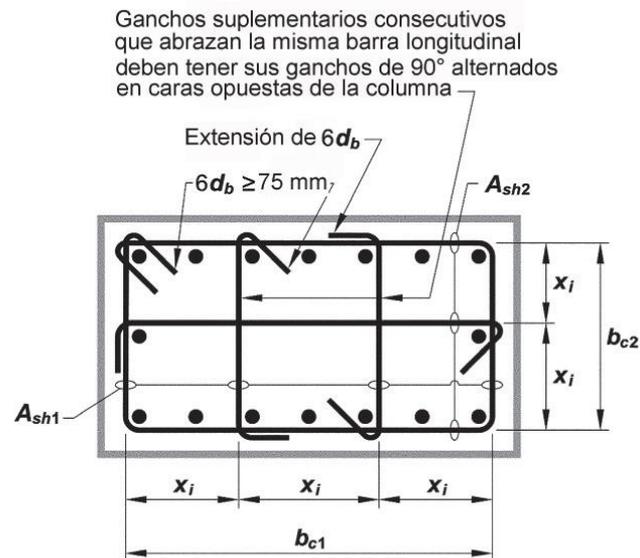
Donde:

S_0 : Separación del refuerzo transversal.

h_x : Espaciamiento de barras longitudinales.

Más allá de la longitud l_0 especificada en 18.7.5.5, la columna debe contener refuerzo de estribos cerrados de confinamiento, con un espaciamiento s que no exceda el menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna ó 150 mm. (Art. 18.7.5.5).

Figura n.º 2. 35. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas.



La dimensión x_j centro a centro entre las ramas de estribo no debe exceder 350 mm. El término h_x usado en la ecuación (18.7.5.3) se toma como el mayor valor de x_j .

Fuente: American Concrete Institute (ACI 318-2014).

“La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir lo exigido por la tabla n.º 2.19.” (ACI, 2014, Art. 18.7.5.4).

Tabla n.º 2.19

Refuerzo transversal para columnas en pórticos resistentes a momento.

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
$\frac{A_{sh}}{sb_c}$ para estribos cerrados de confinamiento	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ $f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} (a)$
			$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} (b)$

Nota : Modificación de tabla original a unidades MKS.

Fuente : Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).

Elaboración : Propia.

1.2.2.7.3.1 Fuerza de diseño a cortante por capacidad

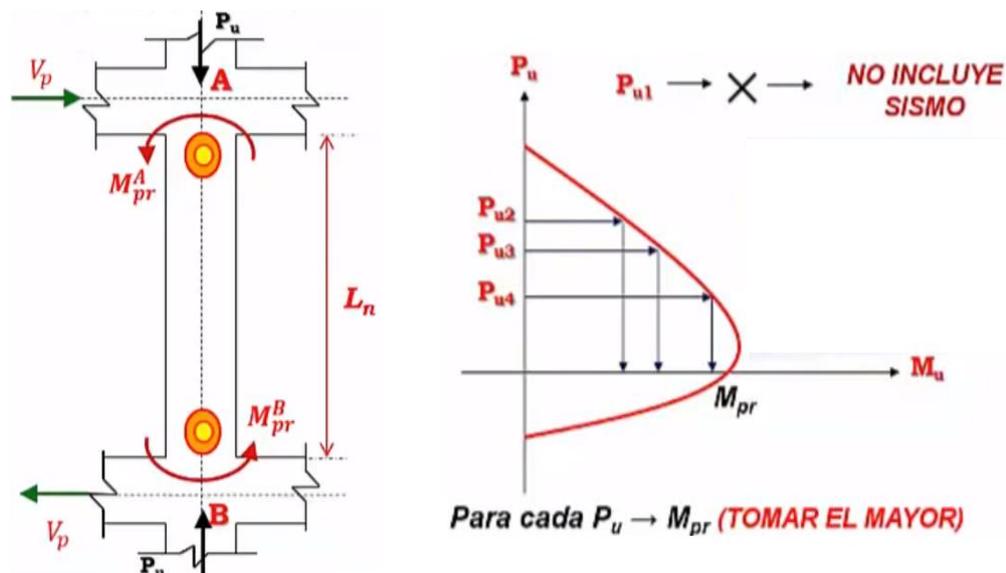
“La fuerza cortante de diseño V_e se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, M_{pr} , en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, P_u , que actúan en ella. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el M_{pr} de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso V_e puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.” (ACI, 2014, Art. 18.7.6.1.1).

“El refuerzo transversal en las longitudes l_0 , definidas en 18.7.5.1, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:

- (a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 18.7.6.1 representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de l_0 ;
- (b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c / 20$. (ACI, 2014, Art. 18.6.5.2).

“La resistencia efectiva del acero de refuerzo de al menos $1.25f_y$ ”. (ACI, 2014, Art. R18.7.6.1).

Figura n.º 2. 36. Momentos probables para columnas.



Fuente: Diseño Sismorresistente de Pórticos Resistentes a Momento en Estructuras de Concreto Armado - Sísmica Adiestramiento

1.2.2.7.4 Verificación de resistencia mínima a flexión

“Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con” (ACI, 2014, Art. 18.7.3.2).

Ecuación (2-77)

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nv}$$

(ACI-2014(18.7.3.2))

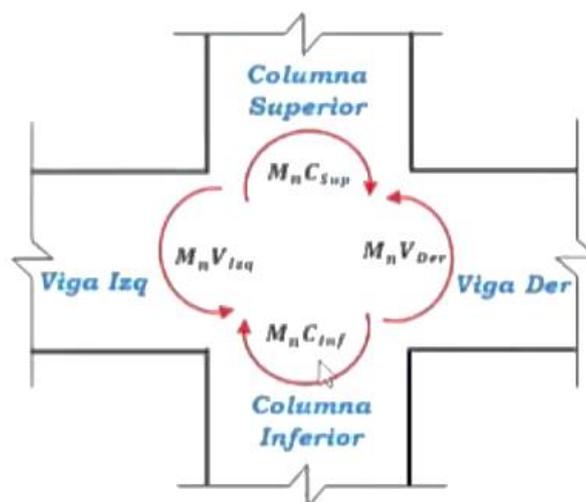
Donde:

$\sum M_{nc}$: Es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nv}$: Es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

“Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe cumplirse con la ecuación (2-77) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.” (ACI, 2014, Art. 18.7.3.2).

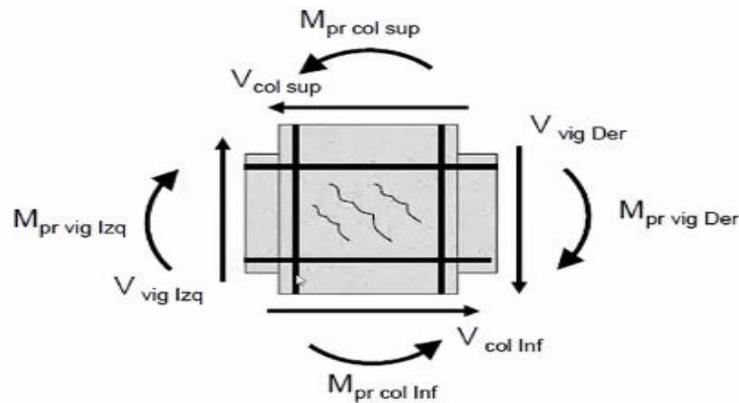
Figura n.º 2. 37. Diagrama de cuerpo libre de momentos nominales en columnas y vigas.



Fuente: Diseño Sismorresistente de Pórticos Resistentes a Momento en Estructuras de Concreto Armado - Sísmica Adiestramiento

1.2.2.8 Diseño de nudos

Figura n.º 2. 38. Diagrama de cuerpo libre en un nudo viga-columna.



Fuente: *Diseño Sismorresistente de Pórticos Resistentes a Momento en Estructuras de Concreto Armado - Sísmica Adiestramiento*

“Un nudo viga-columna debe considerarse restringido si el nudo está soportado lateralmente en sus cuatro lados por vigas de aproximadamente igual altura.” (ACI, 2014, Art. 15.2.4).

El American Concrete Institute (ACI, 2014) menciona que:

El área de todas las ramas del refuerzo transversal en cada dirección principal de los nudos viga-columna debe ser al menos la mayor de (a) y (b): (Art. 15.4.2).

Ecuación (2-78a)

$$A_{vn,min} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y}$$

(ACI-Ec (15.4.2(a)))

Ecuación (2-78b)

$$A_{vn,min} \geq 3.5 \frac{bs}{f_y}$$

(ACI-Ec (15.4.2(b)))

Donde:

$A_{vn,min}$ = Área de acero mínima por corte en nudos.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

b = Dimensión de la sección de la columna perpendicular.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

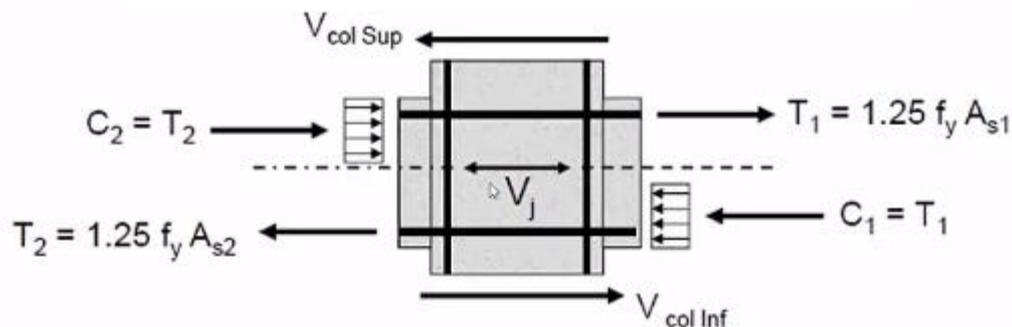
s = Separación entre estribos.

“Para nudos viga-columna, el espaciamiento del refuerzo transversal, s , no debe exceder la mitad de la altura de la viga de menor altura.” (Art. 15.4.2.2).

“Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25f_y$. (ACI, 2014, Art. 18.8.2.1).

“La altura h del nudo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nudo, que genere cortante en el nudo y que era parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.” (ACI, 2014, Art. 18.8.2.4).

Figura n.º 2. 39. Diagrama de cuerpo libre de fuerzas cortantes con $1.25 f_y$.



Fuente: Diseño Sismorresistente de Pórticos Resistentes a Momento en Estructuras de Concreto Armado - Sísmica Adiestramiento

1.2.2.8.1 Resistencia nominal del nudo a cortante

Tabla n.º 2.20

Resistencia nominal del nudo a cortante.

Configuración del nudo	V_n
Para nudos confinados en sus cuatro caras	$5.3\sqrt{f'_c} A_J$
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas	$4.0\sqrt{f'_c} A_J$
Para otros casos	$3.2\sqrt{f'_c} A_J$

Fuente : Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).

Elaboración : Propia.

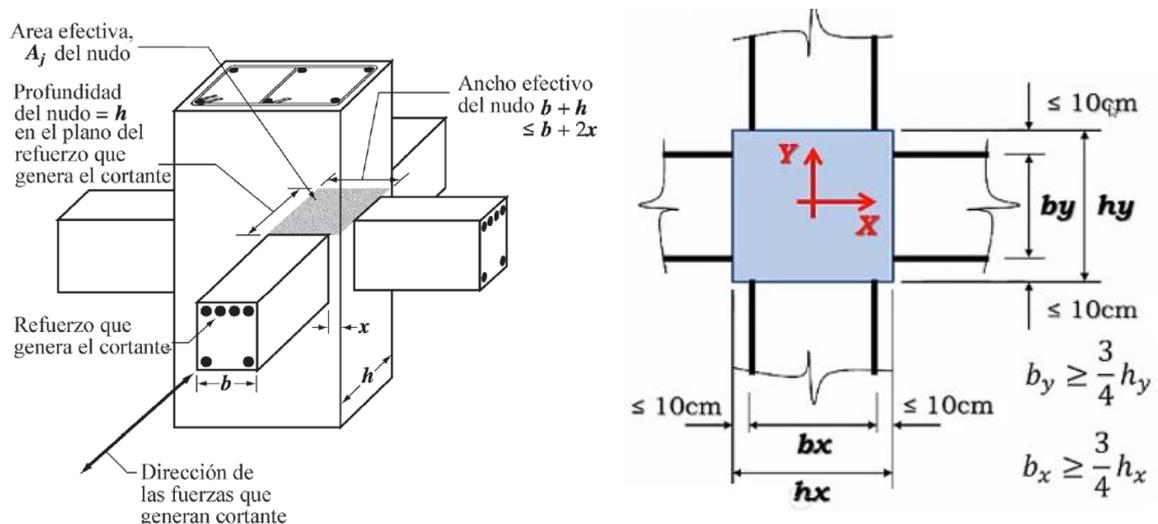
“En la tabla n.º 2.20, se considera que la cara de un nudo está confinada por una viga cuando el ancho de la viga es al menos tres cuartos del ancho efectivo del nudo.” (ACI, 2014, Art. 18.8.4.2).

El American Concrete Institute (ACI, 2014) describe que:

El área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, A_j , se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna, h . El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

- (a) El ancho de la viga más la altura del nudo.
- (b) Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de las vigas al lado de la columna. (Art. 18.8.4.3).

Figura n.º 2. 40. Área efectiva del nudo y características de un nudo confinado.



Fuente 1: American Concrete Institute (ACI 318-2014).

Fuente 2: Diseño Sismorresistente de Pórticos Resistentes a Momento en Estructuras de Concreto Armado - Sísmica Adiestramiento

1.2.3 Análisis dinámico modal espectral

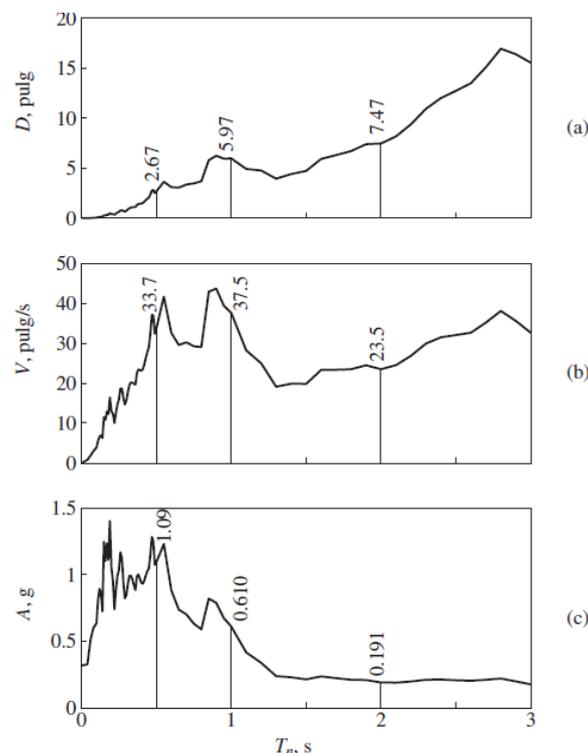
1.2.3.1 Espectro de respuesta

“G. W. Housner jugó un papel decisivo en la gran aceptación del concepto del espectro de respuesta del sismo (iniciado por M. A. Biot en 1932) como un medio práctico para caracterizar los movimientos del terreno y sus efectos sobre las estructuras. Ahora que es un concepto central en la ingeniería sísmica, el espectro de respuesta proporciona un medio conveniente para resumir la respuesta máxima de todos los posibles sistemas lineales de 1GDL a un componente particular del movimiento del terreno.” (Chopra, 2014, p. 207).

Existen espectros a nivel de desplazamiento, velocidad y aceleración, las normas aplican el espectro de aceleraciones del terreno con la finalidad de obtener respuestas aplicables al diseño del mismo.

En la figura n.º 2.41, se puede observar: (a) espectro de respuesta de deformación; (b) espectro de respuesta de pseudo-velocidad; (c) espectro de respuesta de pseudo-aceleración.

Figura n.º 2. 41. Espectro de respuesta ($\zeta=0.02$) para el movimiento del terreno de El Centro



Fuente: *Dinámica Estructural* – Anil K. Chopra.

1.2.3.1.1 Parámetros de espectro de pseudo aceleraciones

1.2.3.1.1.1 Zonificación y factor de zona

Se presenta el Mapa de Zonificación Sísmica (ver figura n.º 2.42), el cual se divide en 4 zonas sísmicas, a cada zona se le asigna un factor, “Este factor se interpreta como la máxima aceleración 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” (Norma Técnica E030 Diseño Sismorresistente, 2016, p. 4).

Figura n.º 2. 42. Zonas sísmicas.



Fuente: Norma Técnica Peruana E030-2016 Diseño Sismorresistente.

Tabla n.º 2.21

Zonificación sísmica.

REGIÓN (DPTO)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA ASIGNADA	ÁMBITO
LA LIBERTAD	TRUJILLO	EL PORVENIR	4	TODOS LOS DISTRITOS
		FLORENCIA DE MORA	4	
		HUANCHACO	4	
		LA ESPERANZA	4	
		LAREDO	4	
		MOCHE	4	
		POROTO	4	
		SALAVERRY	4	
		SIMBAL	4	
		TRUJILLO	4	
VÍCTOR LARCO HERRERA	4			

Nota	: Selección única del departamento de La Libertad
Fuente	: Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente.
Elaboración	: Propia.

En la tabla n.º. 2.22 se designa a cada zona su factor Z. Este factor se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla n.º 2.22

Factores de zona "Z".

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente	: Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente.
Elaboración	: Propia.

1.2.3.1.1.2 Perfiles de suelo

En la tabla n°. 2.23 resume valores típicos para distintos tipos de perfiles de suelo:

Tabla n.º 2.23 Clasificación de los perfiles de suelo.

PERFIL	VS	N60	Su
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente : Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente.
Elaboración : Propia.

1.2.3.1.1.3 Parámetro de sitio

En la tabla n°. 2.24 se determina que parámetros son adecuados al estudio.

Tabla n.º 2.24 Factor "S".

ZONA / SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente : Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente.
Elaboración : Propia.

En la tabla n°. 2.25 se presenta los periodos cortos y largos del tipo de suelo.

Tabla n.º 2.25 Periodo "TP" y "TL".

	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP	0,30	0,40	0,60	1,00
TL	3,00	2,50	2,00	1,60

Fuente : Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente.
Elaboración : Propia.

1.2.3.1.1.4 Factor de ampliación sísmica

Según la Norma Técnica Peruana E030- Diseño Sismorresistente (E030, 2016), menciona que el factor de ampliación sísmica se define por las siguientes expresiones: Este coeficiente se interpreta como el factor de ampliación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo. (Art. 2.5).

Ecuación (2-79)

$$C = \begin{cases} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\ T > T_L & C = 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right) \end{cases}$$

Donde:

C = factor de ampliación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo.

T = Periodo de la estructura.

T_p = Periodo corto.

T_L = Periodo largo.

1.2.3.1.1.5 Sistema estructural y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas

Tabla n.º 2.26

Sistemas estructurales.

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Nota	: Modificación de tabla original.
Fuente	: Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente.
Elaboración	: Propia.

1.2.3.1.1.6 Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

Se determina con la siguiente expresión:

Ecuación (2-79)

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Donde:

I_a = Irregularidad en altura, la cual se considerara 1, en caso de estructuras regulares.

I_p = Irregularidad en planta, la cual se considerara 1, en caso de estructuras regulares.

1.2.3.1.1.7 Categoría de las edificaciones y factor de uso

En la tabla n°. 2.27 cada estructura se clasifica de acuerdo con las categorías de uso e importancia (U) correspondientes con su factor.

Tabla n.º 2.27

Categoría de las edificaciones.		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud, como hospitales, institutos o similares, según clasificación del Ministerio de Salud, ubicados en las zonas sísmicas 4 y 3.	1,0
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:	1,5
	Hospitales no comprendidos en la categoría A1, clínicas, postas médicas, excepto edificios administrativos o de consulta externa.	
	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.	
	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.	
B Edificaciones Importantes	Edificios en centros educativos y de salud no incluidos en la categoría A.	1,3
	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como teatros, estadios, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales.	
	También se consideraran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	

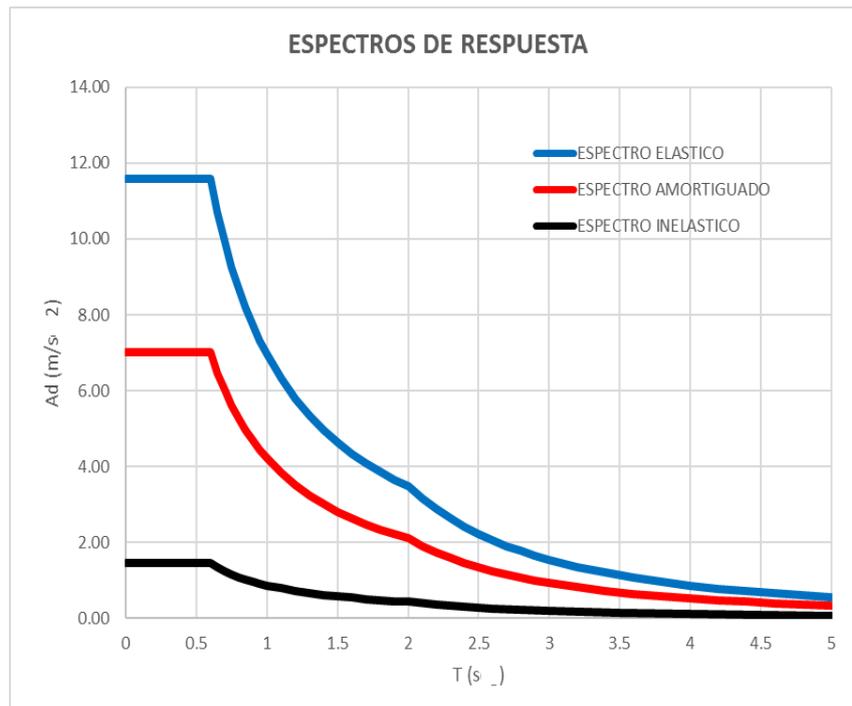
Nota 1 : Modificación de tabla original.

Fuente : Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente.

Elaboración : Propia.

1.2.3.1.2 Tipos de espectros para suelo S2, zona 4 y sistema de pórticos de concreto armado.

Figura n.º 2. 43. Espectros de respuesta, elástico, inelástico y amortiguado.



Fuente: Elaboración propia.

1.2.3.1.2.1 Espectro de pseudo-aceleraciones elástico

Correspondiente al espectro proporcionado por las normas sismorresistente dependiente de los factores Z, U, S, C .

Ecuación (2-80)

$$S_{a(E)} = Z \cdot U \cdot S \cdot C \cdot g$$

Donde:

$S_{a(E)}$ = Aceleración espectral elástica.

Z = Factor de zona.

U = Factor de uso.

S = Factor del tipo de suelo.

C = Factor de amplificación sísmica.

g = Coeficiente de gravedad.

1.2.3.1.2.2 Espectro de pseudo-aceleraciones inelástico

Corresponde al espectro de pseudo-aceleraciones elástico dividido entre el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.

Ecuación (2-81)

$$S_{a(I)} = \frac{S_{a(E)}}{R}$$

Donde:

$S_{a(I)}$ = *Aceleración espectral inelástica.*

$S_{a(E)}$ = *Aceleración espectral elástica.*

R = *Coficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.*

1.2.3.1.2.3 Espectro de pseudo-aceleraciones amortiguado o reducido

Corresponde al espectro de pseudo-aceleraciones elástico dividido entre el coeficiente de reducción por amortiguamiento de la estructura.

Ecuación (2-82)

$$S_{a(A)} = \frac{S_{a(E)}}{B}$$

Donde:

$S_{a(A)}$ = *Aceleración espectral amortiguado.*

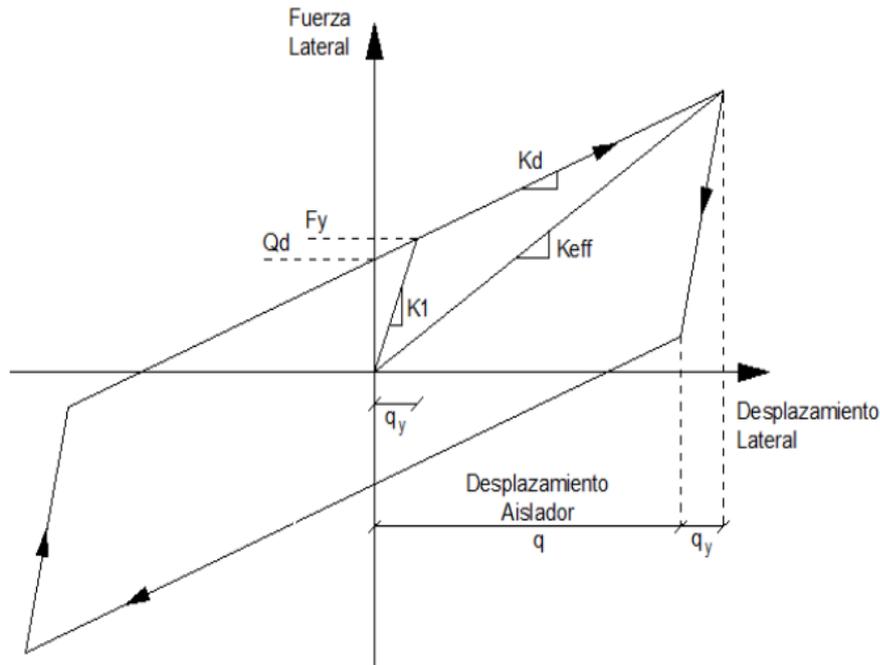
$S_{a(E)}$ = *Aceleración espectral elástica.*

B = *Coficiente de reducción por amortiguamiento.*

Dicho factor B , se describe en la ecuación (2-91).

1.2.3.2 Diagrama de la curva de histéresis

Figura n.º 2. 44. Comportamiento histerético de un aislador elastomérico.



Fuente: Michael C. Constantinou & Ioannis V. Kalpakidis – *LRFD Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators*.

1.2.3.2.1 Parámetros de la curva de histéresis

Para un aislador con núcleo de plomo Q_d se halla con la siguiente expresión:

Ecuación (2-83)

$$Q_d = A_L \tau_{py}$$

(Aguiar Et. Al - 2014, Ec (65))

Donde:

Q_d = Fuerza de esfuerzo nulo.

A_L = Área lateral del núcleo de plomo.

τ_{py} = Esfuerzo de corte del plomo.

Ecuación (2-84)

$$k_d = \frac{G A}{T_r}$$

(Aguiar Et. Al - 2014, Ec (66))

Donde:

k_d = Rigidez post elástica.

G = Módulo de corte de la goma.

A = Área de la sección transversal.

T_r = Altura de las gomas del aislador.

Ecuación (2-85)

$$F_y = Q_d + k_d q_y$$

(Aguiar Et. Al - 2014, Ec (67))

Donde:

F_y = Fuerza de fluencia cuando el aislador empieza a trabajar en el rango no lineal.

Q_d = Fuerza de esfuerzo nulo.

k_d = Rigidez post elástica.

q_y = Desplazamiento por fluencia.

Ecuación (2-86)

$$k_1 = \frac{F_y}{q_y}$$

(Aguiar Et. Al - 2014, Ec (68))

Donde:

k_1 = Rigidez elástica.

F_y = Fuerza de fluencia cuando el aislador empieza a trabajar en el rango no lineal.

q_y = Desplazamiento por fluencia.

Ecuación (2-87)

$$k_{EF} = k_a + \frac{Q_d}{q}$$

(Aguiar Et. Al - 2014, Ec (69))

Donde:

k_{EF} = Rigidez efectiva.

Q_d = Fuerza de esfuerzo nulo.

k_a = Rigidez post elástica.

q = Desplazamiento lateral del sistema.

1.2.3.2.2 Proceso de cálculo de la curva de histéresis

Se determina el peso total W_t que llega al sistema de aislación, el cual considera el peso de la losa de aislación y los aisladores, se debe definir el número de aisladores N a utilizar; se puede colocar un aislador en cada columna del edificio.

En estas condiciones, se obtiene multiplicando los parámetros que definen la curva de histéresis por el número de aisladores N .

Ecuación (2-88)

$$\begin{aligned} F_{ys} &= F_y N \\ Q_{ds} &= Q_d N \\ K_{ds} &= K_a N \\ K_{1s} &= K_1 N \end{aligned}$$

(Aguiar Et. Al - 2014, Ec (71))

Donde:

F_{ys} = Fuerza de fluencia total del edificio.

Q_{ds} = Fuerza de esfuerzo nulo total del edificio.

K_{ds} = Rigidez post elástica total del edificio.

K_{1s} = Rigidez elástica total del edificio.

Luego se impone un desplazamiento que se supone va a desarrollar el sistema de aislación q .

Posteriormente se determina la rigidez efectiva mediante la ecuación (2-87) y se calculan las propiedades dinámicas como son el periodo efectivo y el factor de amortiguamiento del sistema.

Ecuación (2-89)

$$T_{EF} = 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g K_{EF}}}$$

(Aguar Et. Al - 2014, Ec (74))

Donde:

T_{EF} = Periodo efectivo del sistema.

W_t = Peso total del edificio.

g = Coeficiente de gravedad.

K_{EF} = Rigidez efectiva total del edificio.

Ecuación (2-90)

$$\beta_{EF} = \frac{2Q_{ds}(q - q_y)}{\pi K_{EF} q^2}$$

(Aguar Et. Al - 2014, Ec (70))

Donde:

β_{EF} = Factor de amortiguamiento.

Q_{ds} = Fuerza de esfuerzo nulo total del edificio.

q = Desplazamiento lateral del sistema.

q_y = Desplazamiento por fluencia.

K_{EF} = Rigidez efectiva del edificio.

Después se obtiene el factor de reducción del espectro elástico.

Ecuación (2-91)

$$B = \left(\frac{\beta_{EF}}{0.05} \right)^{0.3}$$

(Aguar Et. Al - 2014, Ec (72))

Donde:

B = Factor de reducción del espectro elástico.

β_{EF} = Factor de amortiguamiento.

Con el periodo efectivo se ingresa al espectro amortiguado o reducido y se obtiene la aceleración espectral A_d , con la cual se puede obtener el desplazamiento de la estructura q .

Ecuación (2-92)

$$q = \left(\frac{T_{EF}}{2\pi} \right)^2 A_d$$

(Aguar Et. Al - 2014, Ec (75))

Donde:

q = Desplazamiento lateral del sistema.

T_{EF} = Periodo efectivo.

A_d = Aceleración espectral.

Y por último se compara el desplazamiento obtenido con el desplazamiento impuesto al inicio, si son iguales se finaliza el cálculo, de lo contrario se vuelve a repetir todo el proceso, imponiendo un nuevo desplazamiento.

1.2.3.2.3 Elemento aislador

La matriz de rigidez en coordenadas locales del elemento aislador k_0 viene dado por la siguiente expresión:

Ecuación (2-93)

$$k_0 = \begin{bmatrix} k_{EF} & 0 \\ 0 & k_v \end{bmatrix}$$

(Aguiar Et. Al - 2014, Ec (76))

Donde:

k_0 = Matriz de rigidez del elemento aislador.

k_{EF} = Rigidez efectiva.

k_v = Rigidez vertical.

Ecuación (2-94)

$$K_v = \frac{A}{T_r} \left[\frac{1}{6 G S^2} + \frac{4}{3k} \right]^{-1}$$

(Aguiar Et. Al - 2014, Ec (77))

Donde:

k_0 = Matriz de rigidez del elemento aislador.

k_{EF} = Rigidez efectiva.

k_v = Rigidez vertical.

A = Área transversal del aislador.

T_r = Altura de los espesores de goma.

G = Módulo de corte de la goma.

k = Módulo volumétrico de goma.

S = Factor de forma.

Ecuación (2-95)

$$S = \frac{\pi (D_o^2 - D_i^2)}{4 \pi D_o t_r}$$

(Aguiar Et. Al - 2014, Ec (78))

Donde:

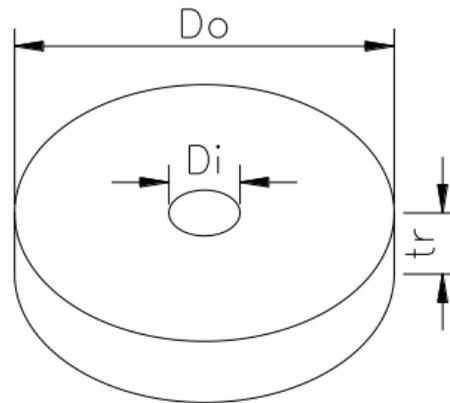
S = Factor de forma.

D_o = Diámetro exterior.

D_i = Diámetro interior.

t_r = Espesor de capas de goma.

Figura n.º 2. 45. Geometría de una goma.



Fuente: Análisis Sísmico de una Estructura con Aisladores FPS de Primera y
 Segunda Generación y Elastoméricos con Núcleo de Plomo - Roberto
 Aguiar, Fernando Vergara, Byron Guaygua y Juan Pablo Monge.

Finalmente, la matriz de rigidez del elemento aislador en coordenadas globales se halla de la siguiente forma.

Ecuación (2-96)

$$k^* = T^t k_0 T$$

(Aguiar Et. Al - 2014, Ec (79))

Donde T es la matriz de paso:

Ecuación (2-96)

$$T = \begin{bmatrix} -1 & 0 & l_i & 1 & 0 & l_j \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

(Aguiar Et. Al - 2014, Ec (80))

1.2.3.3 Criterios de análisis

1.2.3.3.1 Estimación del peso

Según la Norma Técnica Peruana E030 – Diseño Sismorresistente (E030, 2016), menciona que:

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:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener. (Art. 4.3).

1.2.3.3.2 Carga vivas y muertas en el edificio

Para el caso de cargas mínimas repartidas, en el caso de hospitales, en zonas de sala de operación, laboratorios, y áreas de servicio se asignará una carga de $300 \text{ kgf}/\text{m}^2$. (E020, 2006, Art. 6.1).

Con respecto a la tabiquería móvil se le asignará una carga de $150 \text{ kgf}/\text{m}^2$. (E020, 2006, Art. 6.3).

En cuanto a la carga viva de techos, cuando la inclinación sea menor a 3% con respecto a la horizontal, se le asignará $100 \text{ kgf}/\text{m}^2$. (E020, 2006, Art. 7.1).

Y por último se le asignará una carga por acabados a cada piso de $100 \text{ kgf}/\text{m}^2$, con la finalidad de contemplar el nivel de acabados que se exige en la actualidad.

1.2.4 Análisis no lineal estático (PUSHOVER)

“El análisis no lineal estático es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura en lugar que un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado, pero a la vez es bastante complejo. Realmente es un gran avance el análisis no lineal estático en comparación con la forma de análisis actual en que se utiliza teoría lineal y se espera daño en las estructuras de tal manera que hay bastante incongruencia”. (Aguiar, 2002, p. 30).

“En este contexto el análisis no lineal estático es un paso intermedio entre el análisis lineal elástico y el análisis no lineal dinámico. Dentro del análisis no lineal estático lo que más se utiliza es la Técnica del Pushover para encontrar la curva de capacidad resistente de las estructuras ante acciones sísmicas, curva que relaciona el cortante basal V con el desplazamiento lateral máximo en el tope D_t .” (Aguiar, 2002, p. 30).

“La técnica del Pushover consiste en llevar a una estructura ya diseñada de la cual se tiene su armado, al colapso; esto se logra mediante la colocación de cargas laterales incrementales, estas cargas se aplican en la misma dirección que la estructura colapse. Aguiar y Ruiz.” (Aguiar, 2002, p. 31).

1.2.4.1 Descripción de la técnica Pushover

“Es un Procedimiento Estático No Lineal (Nonlinear Static Procedure, NSP), un modelo matemático que incorpora directamente características no lineales carga-deformación, de un edificio, es sometido a un incremento monótonico de cargas laterales que representan fuerza de inercia en un seno hasta que un objetivo principal de desplazamiento (meta), es excedido. El objetivo principal de desplazamiento representa el máximo desplazamiento probable a ser experimentado durante un sismo. Ya que el modelo matemático toma en cuenta directamente los efectos de la respuesta inelástica del material, el cálculo de las fuerzas internas será una aproximación razonable a lo que se puede esperar durante el sismo de diseño.” (Toledo, 2011, p. 72).

“La hipótesis del procedimiento del análisis estático no lineal es que el comportamiento de una estructura con múltiples grados de libertad (multiple degrees of freedom, MDOF), sometido a movimientos sísmicos del suelo, es que pueden ser estimados de la respuesta de un oscilador con un simple grado de libertad (sistema SDOF). Con la finalidad de generar el modelo SDOF, se genera una relación global fuerza-deformación para la

estructura, sometiendo un modelo MDOF a predeterminados vectores de carga lateral. Esta relación es entonces convertida a una equivalente representación SDOF para estimar el desplazamiento máximo global del modelo, usando modificaciones del desplazamiento o técnicas de linearización equivalentes.” (Toledo, 2011, p. 107).

1.2.4.1.1 **Nodo de control de desplazamiento**

El nodo de control deberá estar localizado en el centro de masas del techo del edificio. Para edificios con un penthouse, el piso del penthouse deberá ser considerado como el nodo de control. El desplazamiento del nodo de control en el modelo matemático, deberá ser calculado para las cargas laterales especificadas. (Toledo, 2011, Art. 4.2.1.1).

1.2.4.1.2 **Distribución de carga gravitacional**

“El componente de las cargas de gravedad, debe estar incluido en el modelo matemático, en una combinación con las cargas laterales.” (Toledo, 2011, p. 73).

Las cargas por gravedad deberán ser obtenidas por la siguiente ecuación:

Ecuación (2-97)

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$$

Donde:

Q_G = Cargas por gravedad.

Q_D = Cargas muertas.

Q_L = Cargas vivas efectivas, con 50% de carga viva de piso y 25% en azoteas.

1.2.4.1.3 **Distribución de carga lateral**

Hay un número de opciones para la forma del vector de carga. Usado para generar el modelo SDOF de una estructura. Algunos están basados en un simple vector y otros usan muchos vectores aplicados para comprender el enfoque de un Pushover multimodal. En todas las opciones, las fuerzas laterales son aplicadas incrementalmente al modelo estructural no lineal para generar una curva Pushover o curva de capacidad, representando la relación entre la fuerza lateral aplicada y el desplazamiento global del techo o algún otro punto de control. La fuerza lateral aplicada en algún nivel en la estructura, es proporcional a la masa en aquel nivel y una aceleración determinada desde un supuesto vector de forma específico. Las varias opciones son presentadas a continuación, como están especificadas en el ATC-40, FEMA 356, y ASCE/SEI 41-06.

El ATC-40 recomienda para los vectores de carga usar el primer modo. (Toledo, 2011, p. 110).

1.2.4.1.3.1 Carga concentrada

“La hipótesis más simple para un vector de carga es una simple carga concentrada localizada normalmente en la cima de la estructura.” (Toledo, 2011, p. 107).

1.2.4.1.3.2 Uniforme

“Un vector de carga uniforme asume que la aceleración en el modelo MDOF es constante sobre su altura. Esta alternativa es a veces denominada “rectangular”.” (Toledo, 2011, p. 107).

1.2.4.1.3.3 Triangular

“Un vector de forma triangular asume que la aceleración se incrementa desde cero en la base a un máximo en la cima del modelo MDOF.” (Toledo, 2011, p. 107).

1.2.4.1.3.4 Distribución en código

“El patrón de carga “código” aparece en muchos documentos. El patrón de la aceleración varía desde una forma triangular para periodos menores a 0.5s a una forma parabólica para periodos mayores que 2.5s, como una forma de tomar en cuenta los efectos de los modos elevados.” (Toledo, 2011, p. 108).

1.2.4.1.3.5 Primer modo

“La técnica del primer modo aplica aceleraciones proporcionales a la forma del primer modo del modelo elástico MDOF.” (Toledo, 2011, p. 108).

1.2.4.1.3.6 Adaptativo

“El procedimiento adaptativo usa el primer modo y reconoce que el reblandecimiento de la curva de capacidad refleja una reducción en la rigidez, el cual, a su vez, causa un cambio en su forma de modo. Así, las fuerzas laterales son aplicadas en proporción a la amplitud de un primer modo de forma evolucionado y a la masa en cada nivel dentro del modelo MDOF.” (Toledo, 2011, p. 108).

1.2.4.1.3.7 SRSS

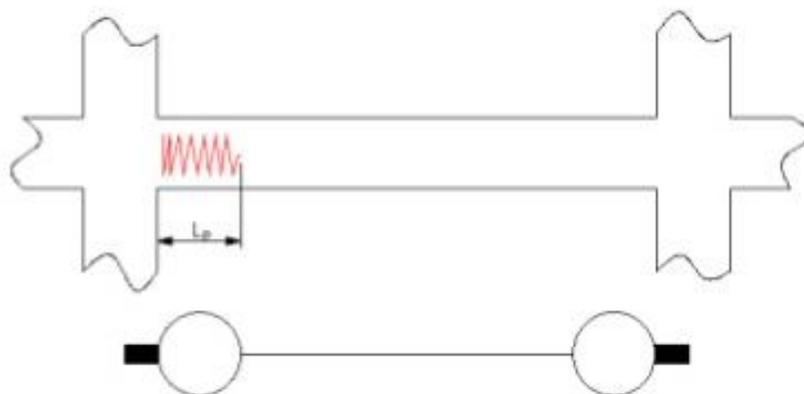
“La técnica de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (square root of the sum of the squares, SRSS) se basa en la respuesta modal elástica. La respuesta en cada modo tiene un patrón de carga lateral, el que puede ser sumado para obtener las cortantes de piso asociadas con cada modo. Una combinación SRSS de la cortante de piso modal resulta en un particular perfil de cortantes, denominado cortantes de piso SRSS. Las fuerzas laterales requeridas para generar el perfil de cortantes de piso SRSS, son aplicadas al modelo incluso cuando la respuesta no lineal es anticipada. Un número suficiente de modos para representar al menos un 90% de la masa son generalmente incluidos.” (Toledo, 2011, p. 108).

1.2.4.1.4 Longitud de rotula plástica

Durante los sismos, el comportamiento inelástico en las estructuras de concreto armado se suele concentrar en zonas de alta demanda sísmica, zonas adyacentes a los nudos en una longitud determinada “L”, el daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos.

“Para propósitos del modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentra toda la deformación inelástica, esta zona se denomina rotula y le corresponde una longitud “Lp” como se muestra en la figura n.º 2.46. una aproximación para la longitud efectiva “Lp” es de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento y se asume que en esta longitud la curvatura es constante.” (Paulay y Priestley, 1992).

Figura n.º 2. 46. Longitud de rotula plástica.

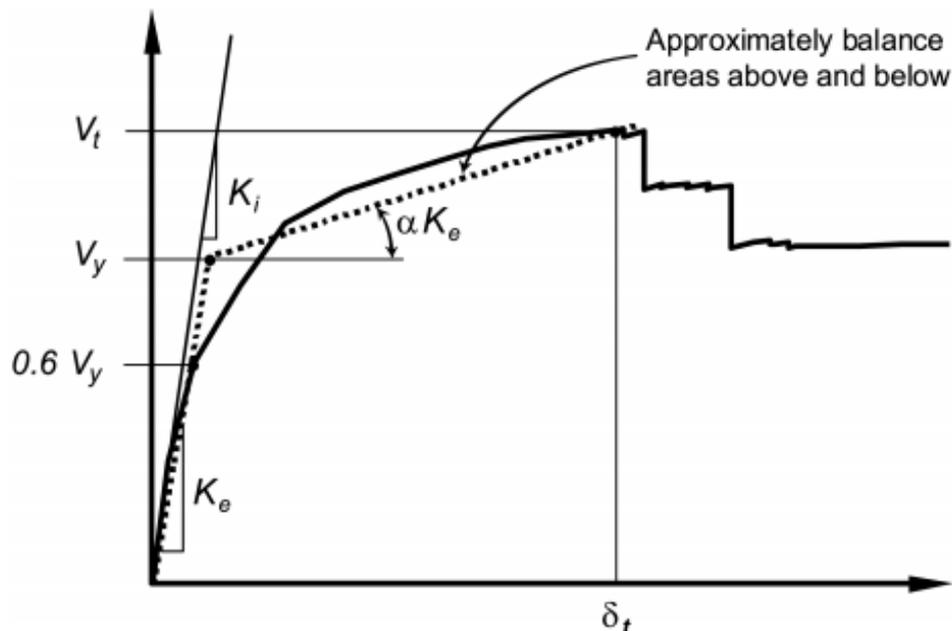


Fuente: *Seismic Design of Reinforced Concrete an Masonry Buildings - Paulay y Priestley.*

1.2.4.1.5 Idealización de la curva fuerza-desplazamiento

“Las relaciones no lineales fuerza-desplazamiento entre la cortante en la base y el desplazamiento del nodo de control deberá ser reemplazada con una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y la resistencia efectiva a la fluencia, V_y , del edificio tal como se muestra en la figura n.º 2.47. Esta relación deberá ser bilineal, con una pendiente inicial K_e y una pendiente post-fluencia α . Los segmentos de línea en la curva fuerza-desplazamiento idealizada deberán ser localizados usando un procedimiento grafico iterativo que balancee aproximadamente el área sobre y bajo la curva. La rigidez lateral efectiva, K_e , se tomará como la rigidez secante calculada a una fuerza cortante en la base igual al 60% de la resistencia a la fluencia efectiva de la estructura. La pendiente de post-fluencia, α , se determinará por un segmento de línea que pase a través de la curva actual en el objetivo principal de desplazamiento. La resistencia a la fluencia no deberá ser tomada mayor a la máxima fuerza de cortante en la base, en algún punto a lo largo de la curva.” (Toledo, 2011, Art. 4.2.1.3).

Figura n.º 2. 47. Curva Pushover y modelo bilineal.

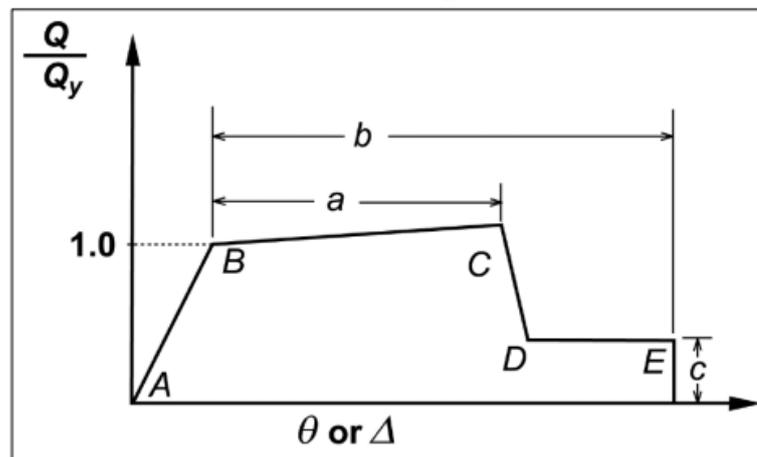


Fuente: Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño - Vlacev Toledo Espinoza.

1.2.4.2 Relaciones generalizadas fuerza-deformación de concreto

(a) Tipo I: En esta curva, las deformaciones son expresadas directamente en términos de esfuerzo, curvatura, rotación o elongación. Los parámetros “a” y “b” se definen en base a porciones de deformación que ocurren después de la fluencia, es decir deformaciones plásticas. El parámetro “c” es la resistencia reducida a la que se llega tras la reducción de C a D. Los parámetros “a”, “b”, “c” son definidos numéricamente en las tablas del FEMA-356, sin embargo, alternativamente se pueden calcular mediante una justificación experimental.

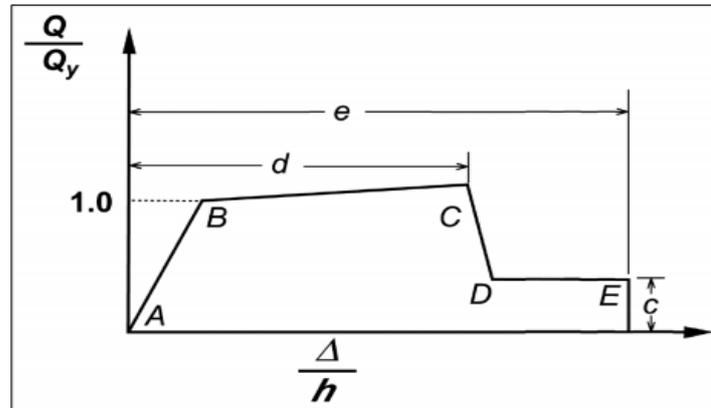
Figura n.º 2. 48. Procedimiento para hallar relaciones momento curvatura en vigas.



Fuente: *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building - FEMA 356.*

(b) Tipo II: En esta curva las deformaciones son expresadas en términos de cortante, y distorsión de entrepiso relativo. Los parámetros “d” y “e” se refieren a una deformación total medida desde el origen. Los parámetros “c” y “d” y “e” están definidos numéricamente en las tablas del FEMA-356, sin embargo, alternativamente se pueden calcular mediante una justificación experimental.

Figura n.º 2. 49. Procedimiento para hallar relaciones momento curvatura en columnas.



Fuente: *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building - FEMA 356.*

1.2.4.3 Parámetros de modelado para vigas y columnas de concreto armado

Tabla n.º 2.28

Parámetros para procedimientos no lineales- vigas de concreto armado.

Condiciones			Parámetros de modelado		
			Angulo de rotación plástica (rad)		Radio de resistencia residual
			a	b	c
1. Vigas controladas por flexión					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2

Nota : Simplificación de tabla original.

C es confinado y NC es no confinado.

Fuente : FEMA 356 - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building.

Elaboración : Propia.

Tabla n.º 2.29

Parámetros para procedimientos no lineales- columnas de concreto armado.

Condiciones			Parámetros de modelado		
			Angulo de rotación plástica (rad)		Radio de resistencia residual
			a	b	c
1. Columnas controladas por flexo-compresión.					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2

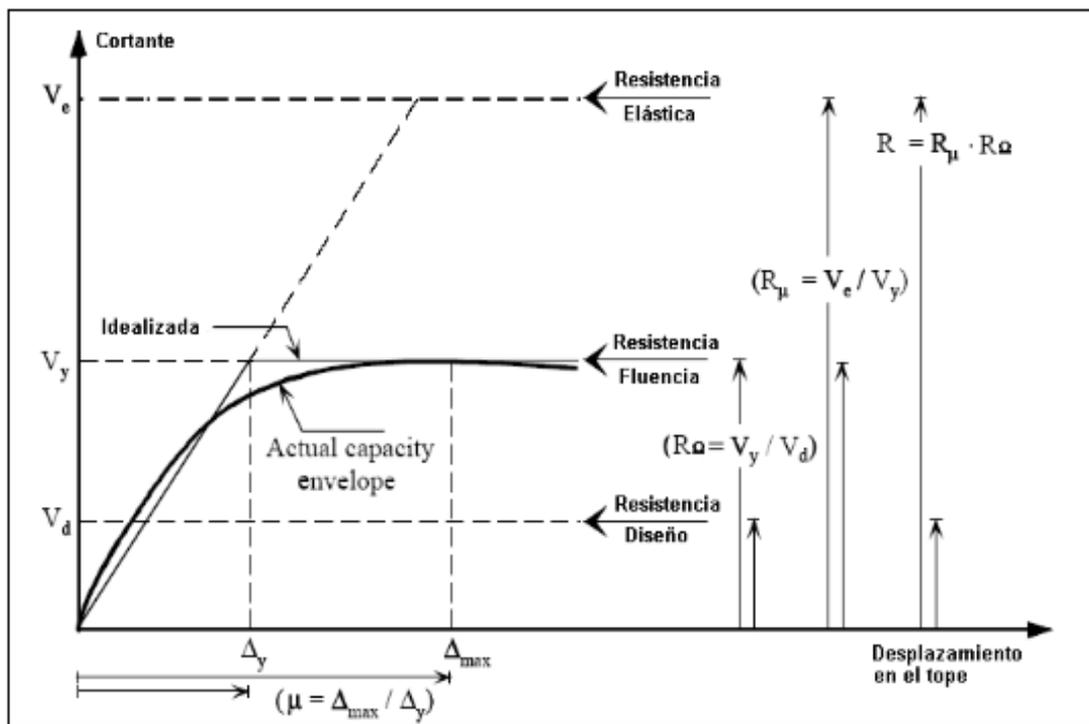
Nota	: Simplificación de tabla original. C es confinado y NC es no confinado.
Fuente	: FEMA 356 - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building.
Elaboración	: Propia.

1.2.5 Factor de reducción de sobre resistencia

“La sobre resistencia toma en cuenta todos los factores posibles que pueden provocar aumentos de resistencia; estos incluyen una resistencia del acero más elevada que la de cedencia especificada más la resistencia adicional del acero debida al endurecimiento por deformación bajo grandes deformaciones, una resistencia del concreto más elevada que la especificada, tamaños de secciones más grandes que los supuestos, compresión axial en los miembros a flexión debida a restricción lateral, y refuerzo adicional impuesto para fines constructivos y que no se toma en cuenta en los cálculos”, (Park & Paulay, 1988, p. 10).

“No se toma en consideración el aporte de la mampostería que resiste cargas verticales y horizontales de tal manera que es otra fuente de sobre resistencia. Esto siempre y cuando se acople la mampostería a la estructura” (Aguiar, 2009, p. 46)

Figura n.º 2. 50. Curva de capacidad sísmica y factores de sobre resistencia y ductilidad.



Llamada: Mwafy y Elnashai (2002).

Fuente: Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte – Roberto Aguiar Falconí.

Ahora bien, cuando se diseñan los elementos estructurales, para facilitar el sistema constructivo, se coloca más armadura o se agrandan las secciones de los elementos para poder utilizar los mismos encofrados o para facilitar el armado.

Adicionalmente, en el cálculo se deben realizar una serie de controles como, por ejemplo, el control de la conexión viga columna, el mismo que algunas veces conduce a incrementar la sección de los elementos.

“Todo esto ocasiona un incremento en la capacidad al corte basal de la estructura lo que da origen al factor de resistencia R_{Ω} que no es más que la relación entre la verdadera capacidad al corte en la base que tiene la estructura con relación al corte basal de fluencia.” (Aguar, 2009, p. 87).

Con esta indicación el factor de sobre resistencia R_{Ω} viene definida por:

Ecuación (2-98)

$$R_{\Omega} = \frac{V_U}{V_Y}$$

Donde:

R_{Ω} = Factor de sobre resistencia de la estructura.

V_U = Cortante último de colapso.

V_Y = Cortante de fluencia proveniente de la curva bilineal.

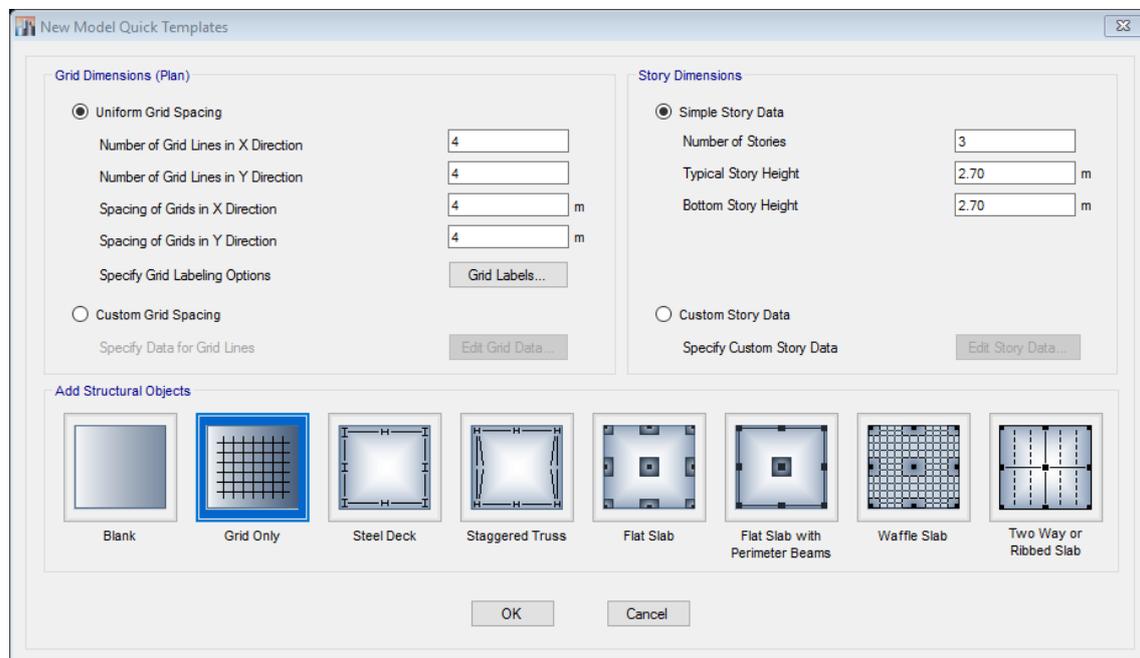
1.2.6 Modelación estructural

Se diseñan los modelos estructurales mediante el programa ETABS, debido a que tenemos varios modelos a analizar se escogerá un modelo de la tabla n.º 4.1, de donde se escogió el modelo 3P_4E_4m, el proceso de modelación comienza con el análisis de una estructura empotrada, con la finalidad de obtener como resultado una deriva que cumpla con la Norma Técnica Peruana E030-2016, posteriormente una estructura incorporando el aislamiento sísmico, en donde se diseñaran los aisladores y los elementos de concreto armado y por último, regresaremos a la estructura empotrada incorporando los aceros de refuerzo del diseño de elementos de concreto armado para realizar un análisis no lineal estático (Pushover) y así obtener una curva bilineal de la curva de capacidad de la estructura para determinar el factor de sobre resistencia de cada modelo estructural.

1.2.6.1 Modelo empotrado

En la figura n.º 2.51, se describe el número de ejes tanto en la dirección X, como en la dirección Y, también a distancia entre ejes y el número de pisos, con su correspondiente altura de nivel.

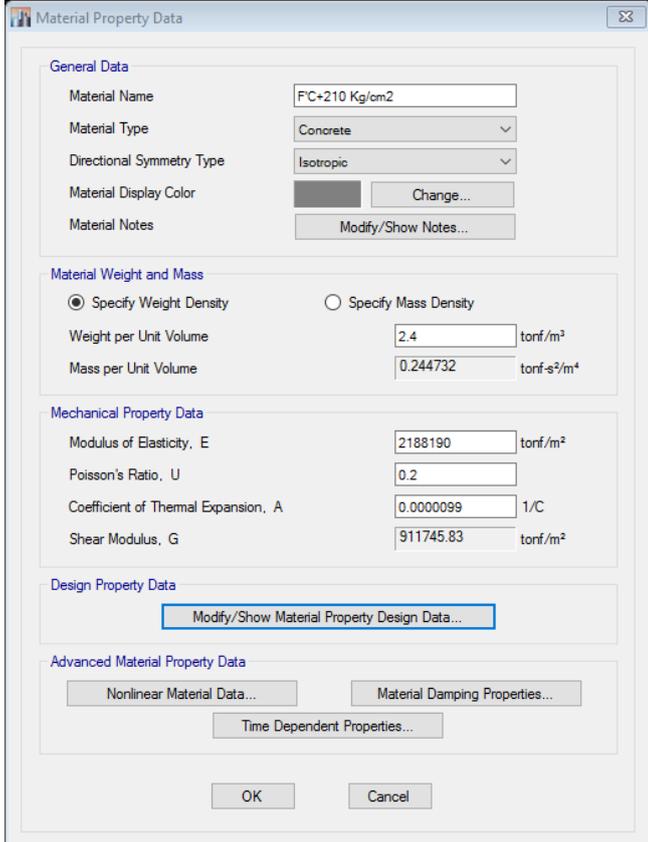
Figura n.º 2. 51. Descripción de grillas en planta y altura.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

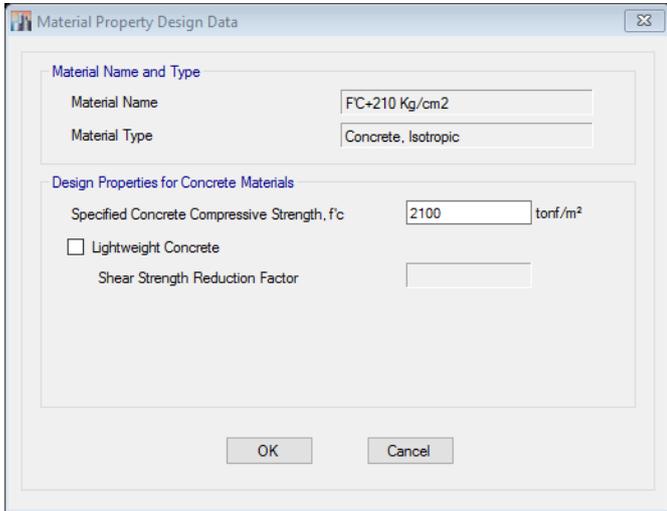
En la figura n.º 2.52, 2.53, 2.54 y 2.55, se observan las propiedades de concreto y del acero respectivamente, como son su peso unitario, su módulo de elasticidad y su esfuerzo a la resistencia del concreto y esfuerzo a la fluencia del acero.

Figura n.º 2. 52. Propiedades del concreto.



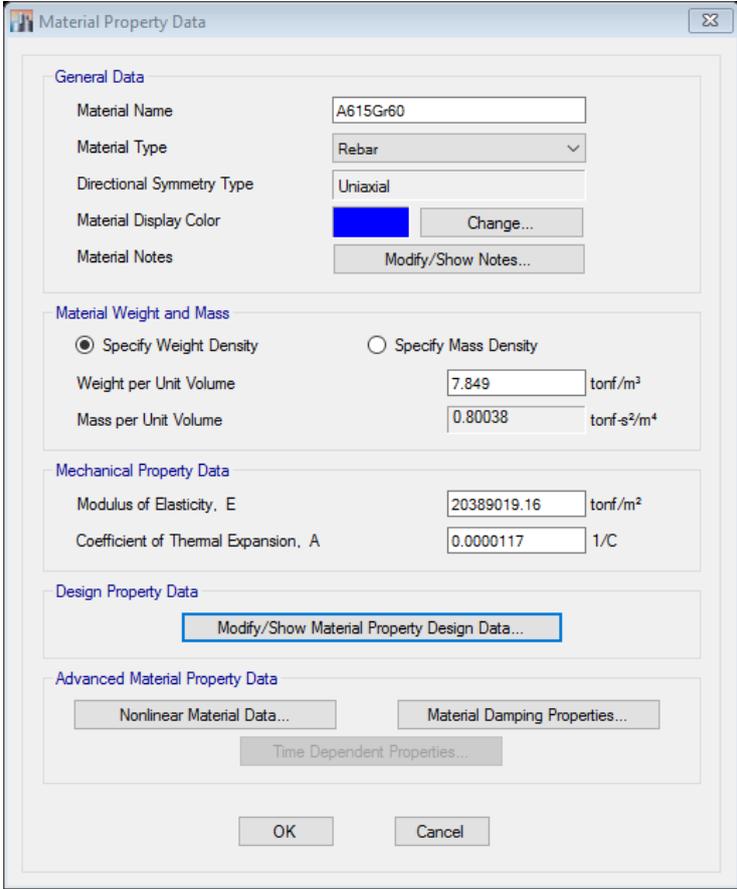
Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

Figura n.º 2. 53. Esfuerzo de compresión del concreto.



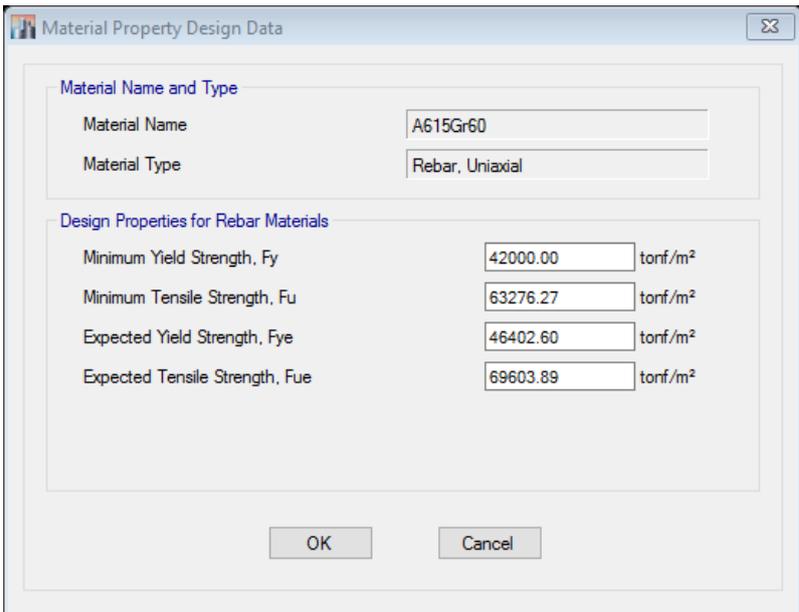
Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

Figura n.º 2. 54. Propiedades del acero de refuerzo.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

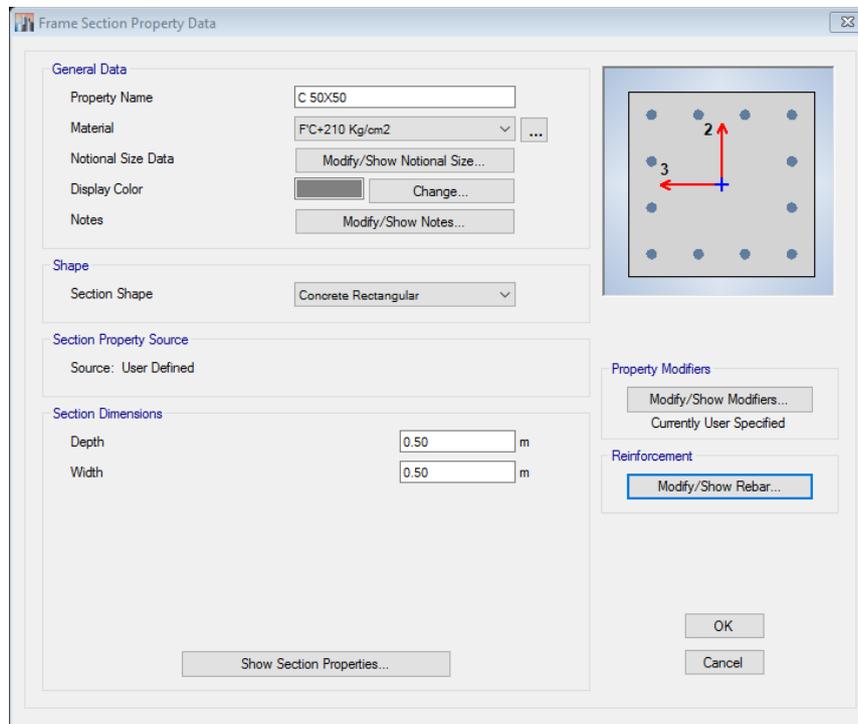
Figura n.º 2. 55. Esfuerzo de fluencia del acero.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

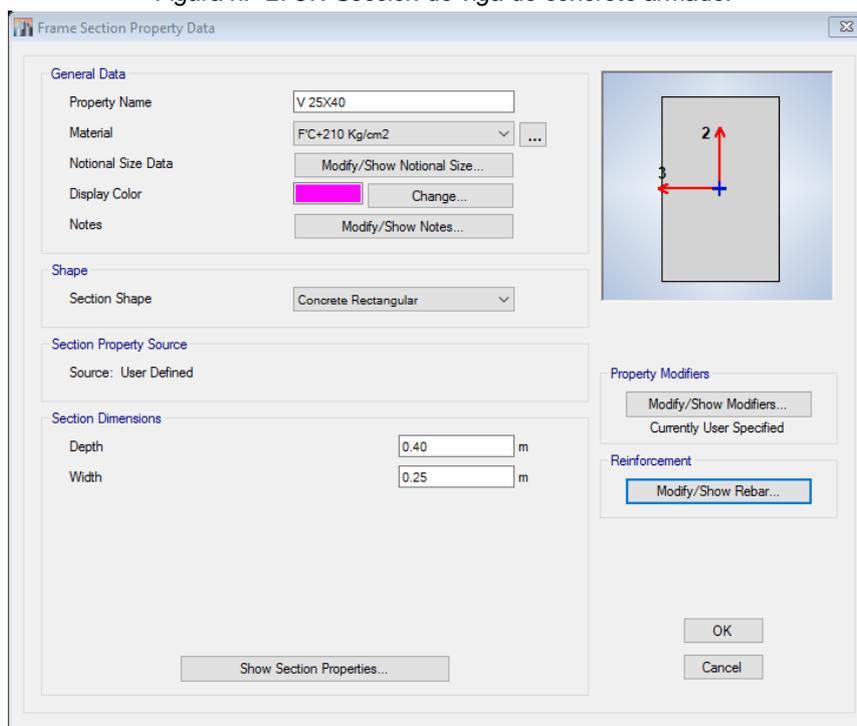
En la figura n.º 2.56, 2.57, 2.58, se observa las secciones de los elementos estructurales, columnas, vigas y losas macizas descritos en la tabla n.º 4.2.

Figura n.º 2. 56. Sección de columna de concreto armado.



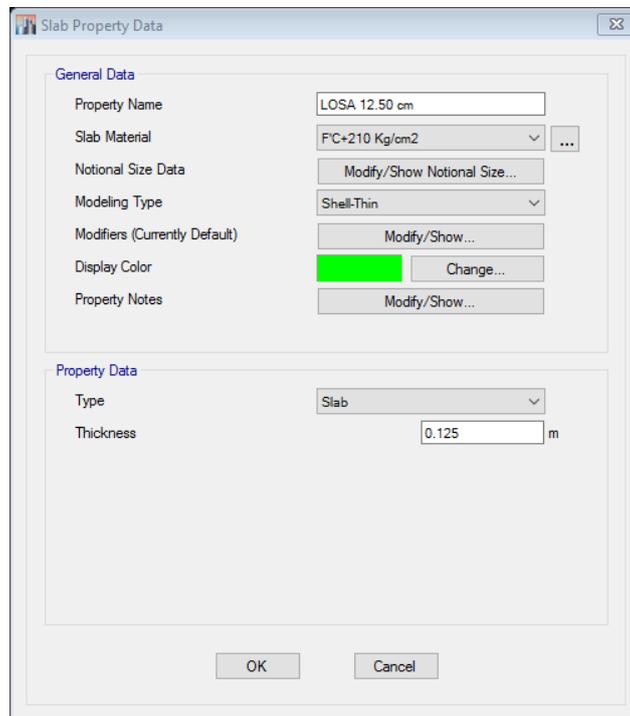
Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

Figura n.º 2. 57. Sección de viga de concreto armado.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

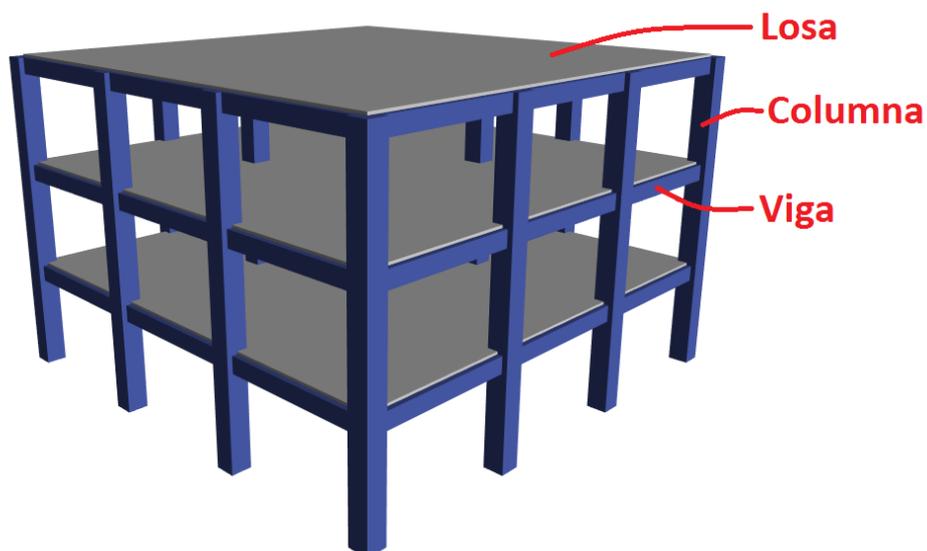
Figura n.º 2. 58. Espesor de losa maciza de concreto armado.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

En la figura n.º 2.59, Se puede observar el dibujo del modelo estructural en 3D, considerando brazos rígidos, empotramientos perfectos y diafragmas por cada techo del modelo.

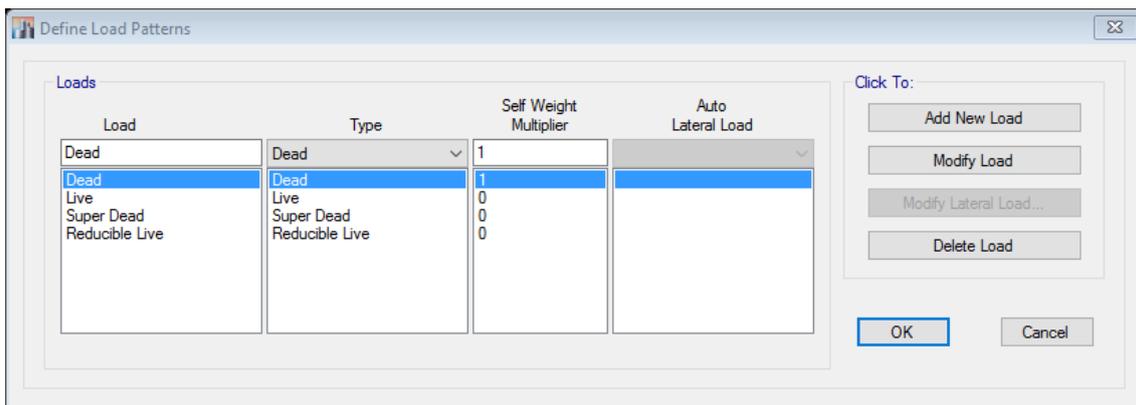
Figura n.º 2. 59. Modelo estructural en 3D.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

Luego de realizar el modelado 3D de la estructura, se incluyen los tipos de cargas que soportara la estructura, como el peso propio (Dead) de los elementos de concreto armado, las sobrecargas (Super Dead), correspondientes a la tabiquería móvil y los acabados, la carga viva de piso (Live), y la carga viva de techo (Reducible Live), como lo muestra la figura n.º 2.60.

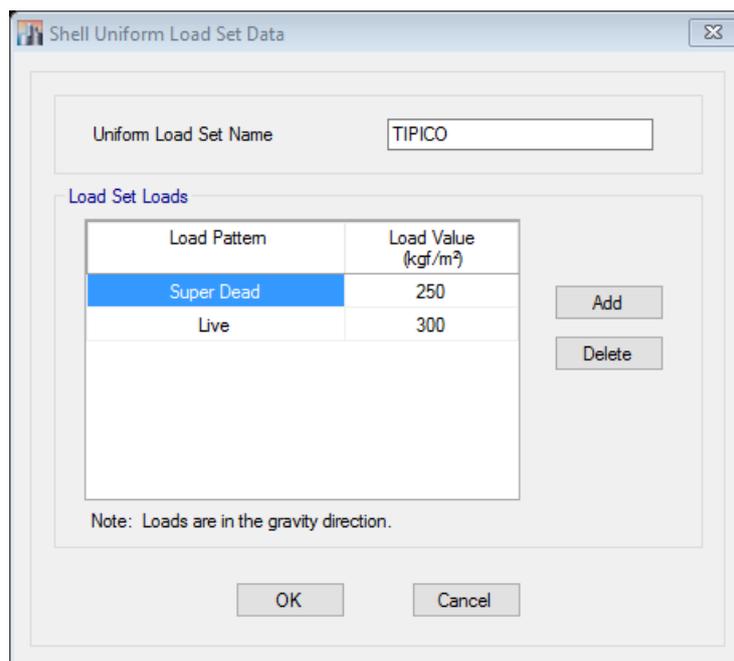
Figura n.º 2. 60. Definición de tipos de cargas.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

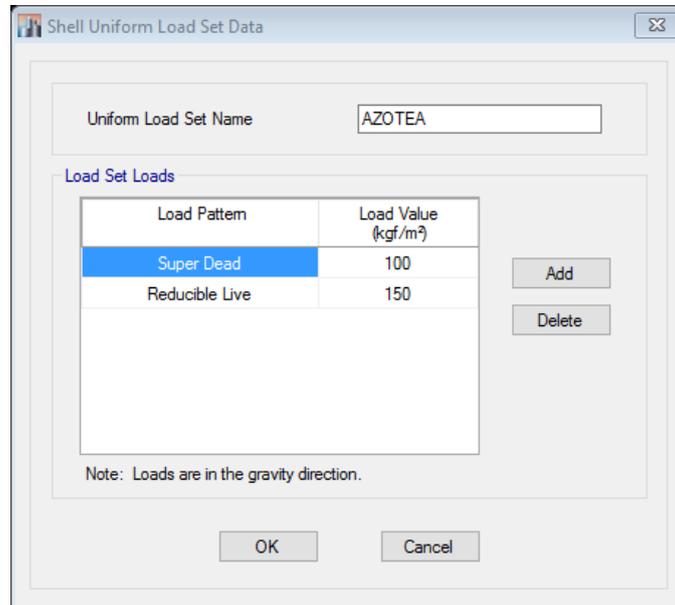
Después se le asignan los valores correspondientes a las cargas que soportará el piso típico y la azotea, descrito en el ítem 1.2.3.3.2, como se observa en la figura n.º 2.61 y 2.62.

Figura n.º 2. 61. Cargas del piso típico.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

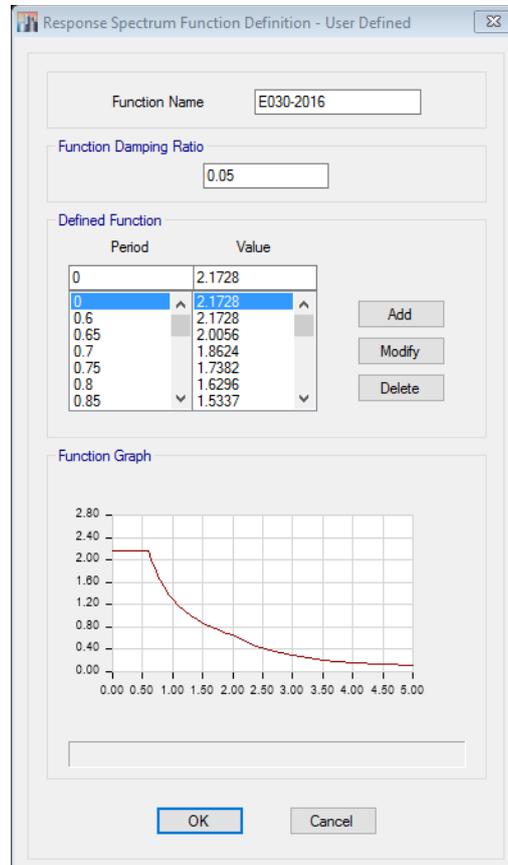
Figura n.º 2. 62. Cargas de azotea.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

En la figura n.º 2.63, se puede observar el espectro de respuesta de la norma E030-2016.

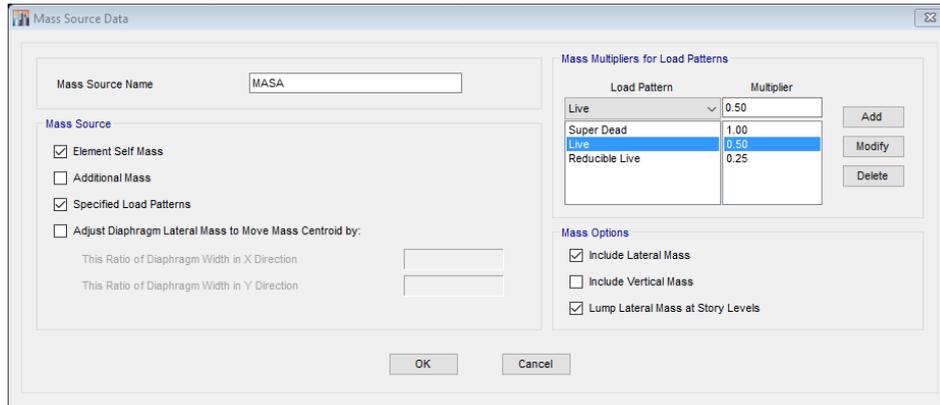
Figura n.º 2. 63. Espectro de respuesta E030-2016.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

Se tiene que incluir la masa de la estructura para el análisis dinámica como se ilustra en la figura n.º 2.64, en la cual los porcentajes para los tipos de cargas se establecen el en ítem 1.2.3.3.1.

Figura n.º 2. 64. Porcentajes de masa de la estructura.

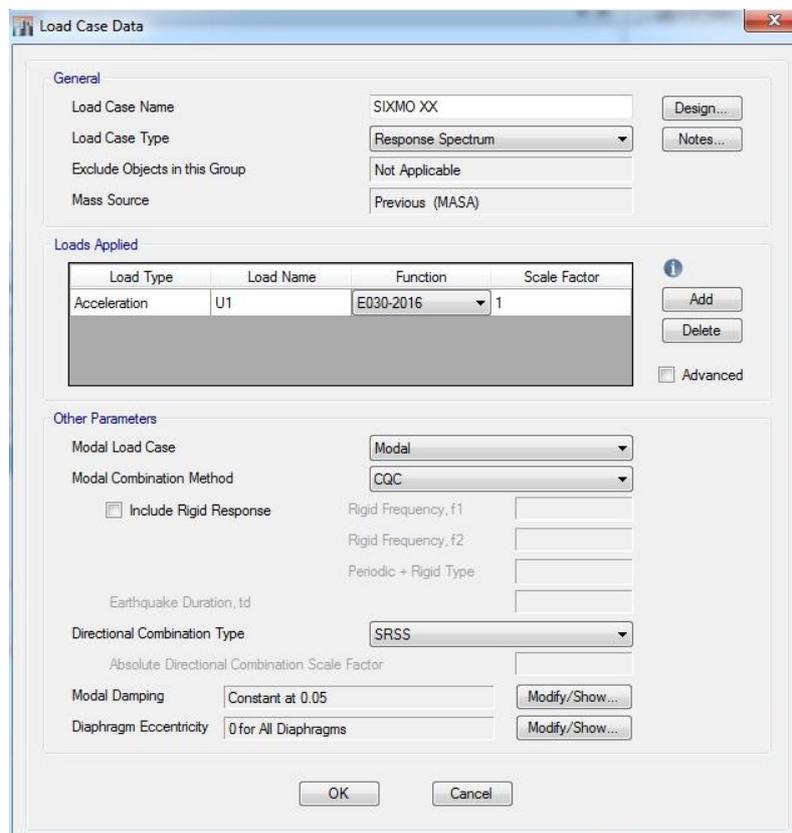


Load Pattern	Multiplier
Live	0.50
Super Dead	1.00
Live	0.50
Reducible Live	0.25

Fuente: Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS).

Por último, se tiene que establecer un caso de carga para el análisis dinámico modal espectral, como lo muestra la imagen n.º 2.65.

Figura n.º 2. 65. Caso de carga para análisis dinámico modal espectral.



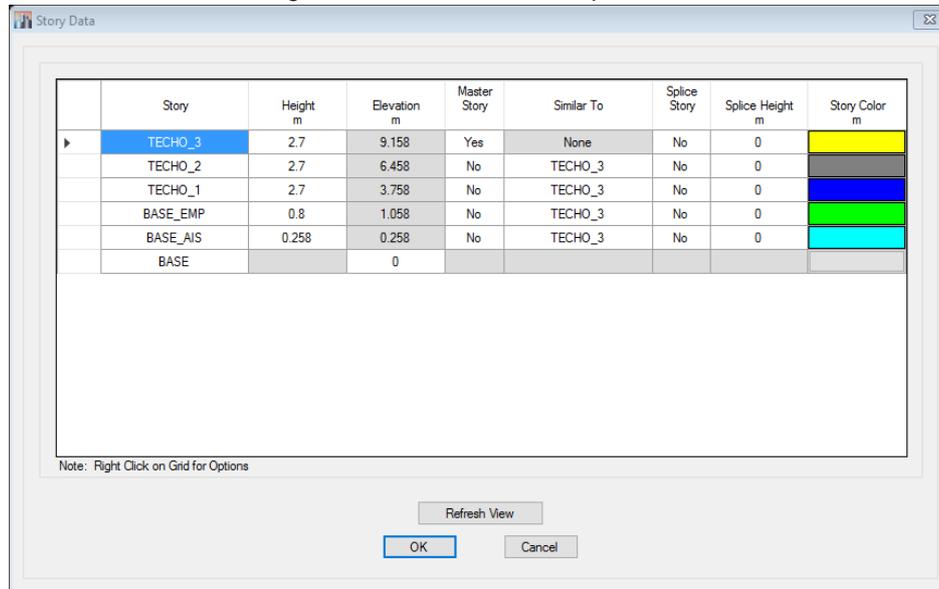
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E030-2016	1

Fuente: Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS).

1.2.6.2 Modelo aislado

Para el modelo aislado, solo se incluirá dos pisos adicionales uno que establezca la altura del capitel y el otro la altura del aislador, como lo muestra la figura n° 2.66.

Figura n.º 2. 66. Definición de pisos.

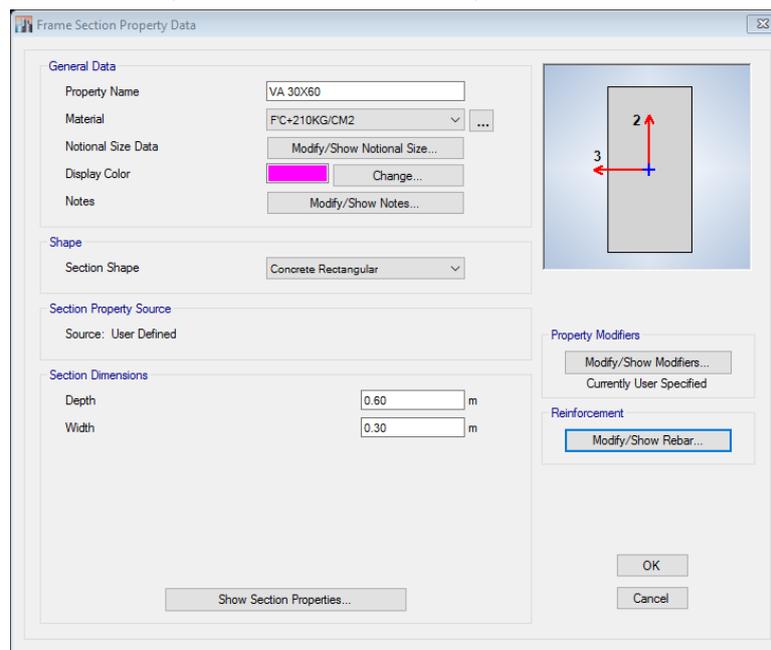


Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color m
TECHO_3	2.7	9.158	Yes	None	No	0	Yellow
TECHO_2	2.7	6.458	No	TECHO_3	No	0	Grey
TECHO_1	2.7	3.758	No	TECHO_3	No	0	Blue
BASE_EMP	0.8	1.058	No	TECHO_3	No	0	Green
BASE_AIS	0.258	0.258	No	TECHO_3	No	0	Cyan
BASE		0					Grey

Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

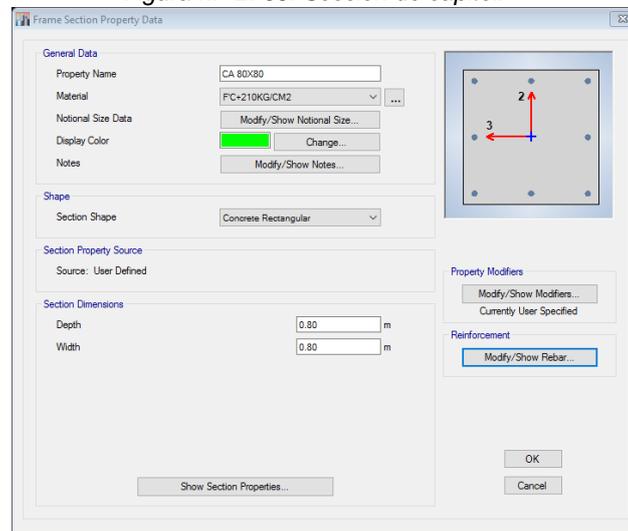
Se tiene que incluir las secciones de vigas de aislación y capiteles que corresponden al sistema aislado, como lo muestran las figuras n.º 2.67 y 2.68.

Figura n.º 2. 67. Sección de viga de aislación.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

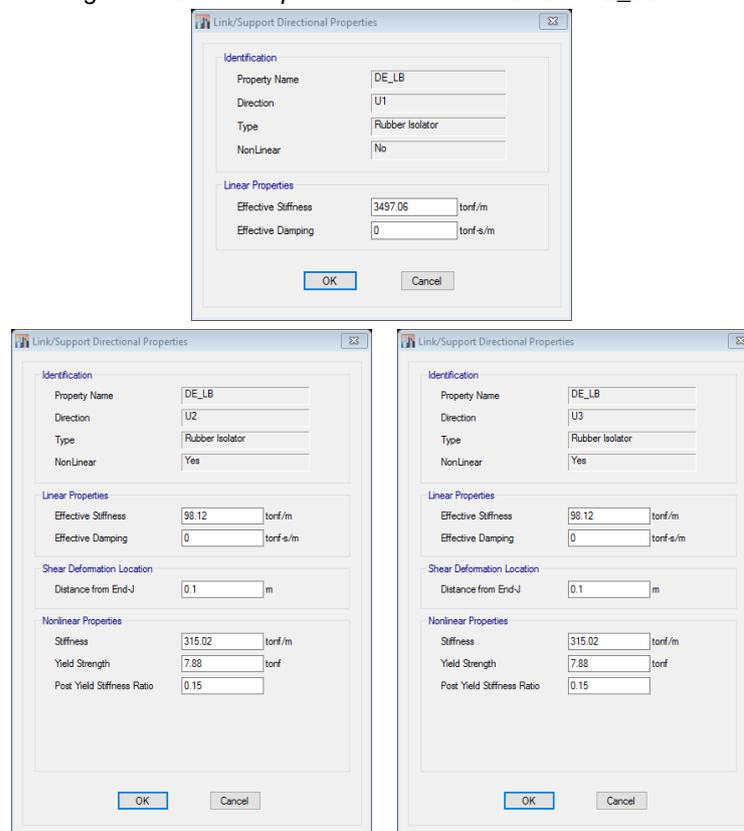
Figura n.º 2. 68. Sección de capitel.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

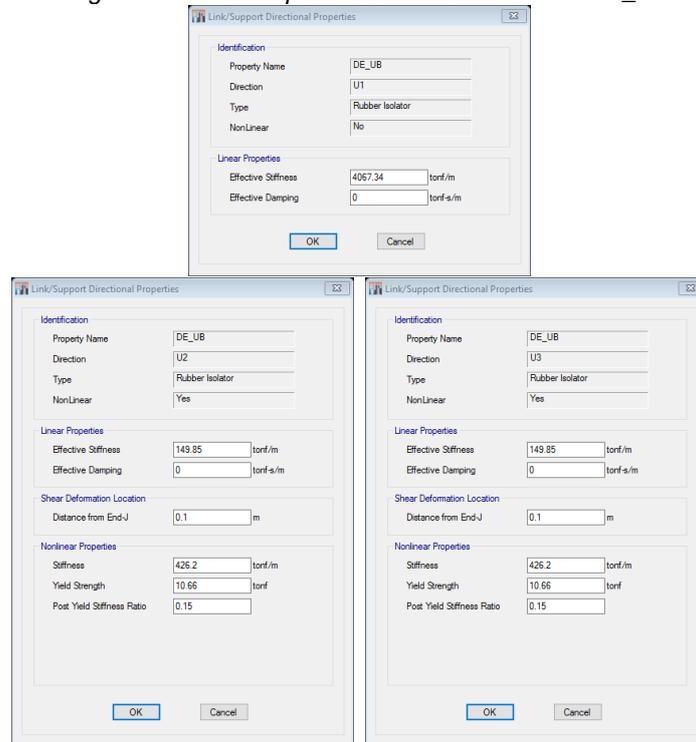
Posteriormente se tiene que definir las propiedades de los cuatro tipos de aisladores sísmicos, denominados por los dos sismos de diseño DE y MCE, incluyendo sus materiales inferiores y superiores, LB y UB. Las propiedades se muestran en las figuras n.º 2.69, 2.70, 2.71 y 2.72.

Figura n.º 2. 69. Propiedades de aislador LRB – DE_LB.



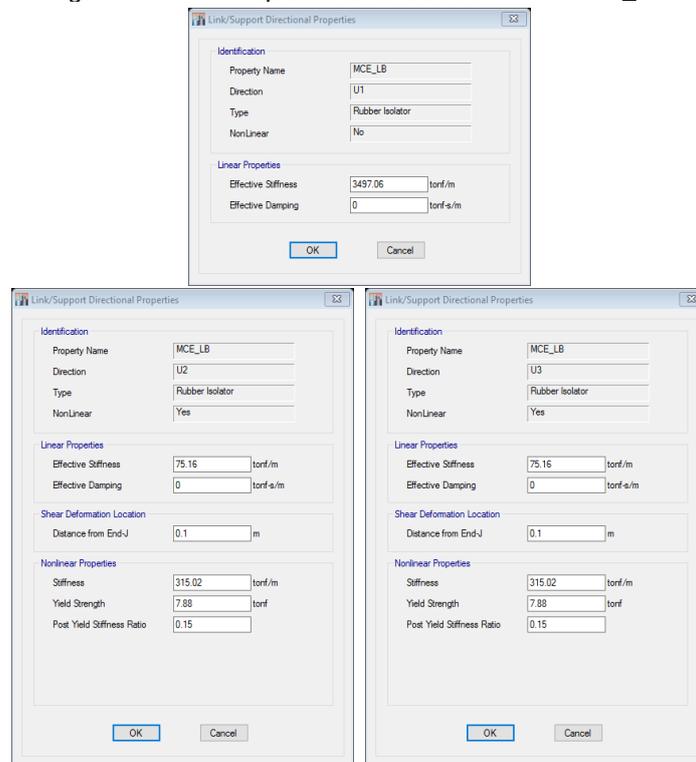
Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

Figura n.º 2. 70. Propiedades de aislador LRB – DE_UB



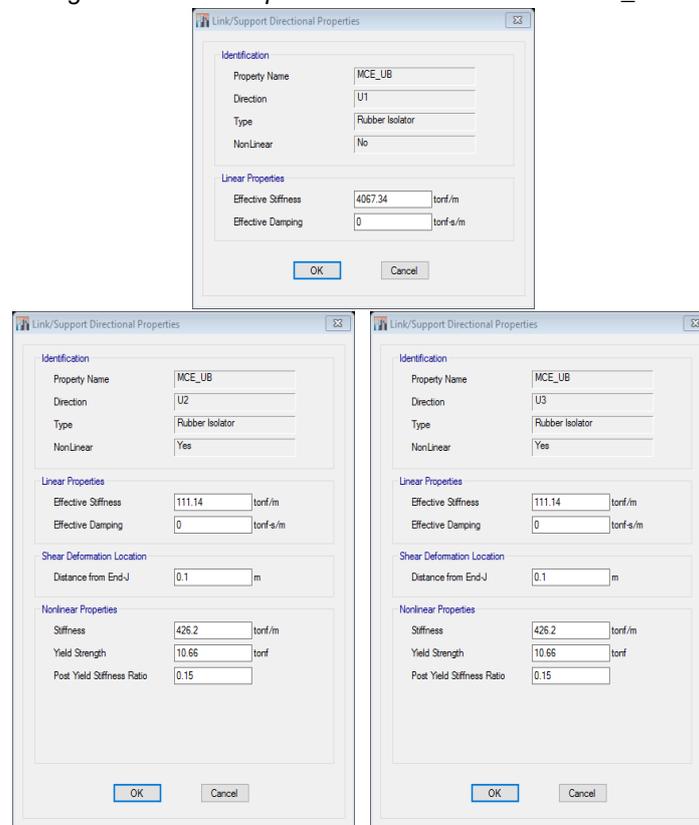
Fuente: Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS).

Figura n.º 2. 71. Propiedades de aislador LRB – MCE_LB.



Fuente: Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS).

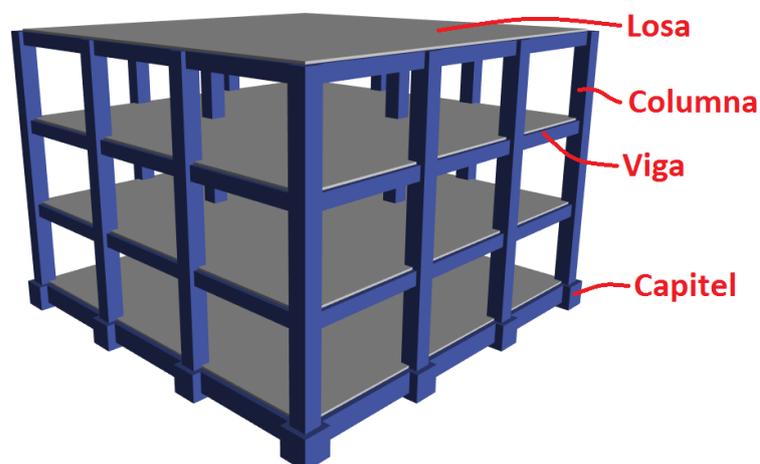
Figura n.º 2. 72. Propiedades de aislador LRB – MCE_LB.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

Luego se dibujan los elementos de columnas, vigas, capiteles, aisladores y se asignan diafragmas a cada techo incluyendo la losa de aislación, los brazos rígidos (en capiteles será toda su altura), las cargas aplicadas, las restricciones de empotramiento perfecto, etc. Como se muestra la figura n.º 2.73.

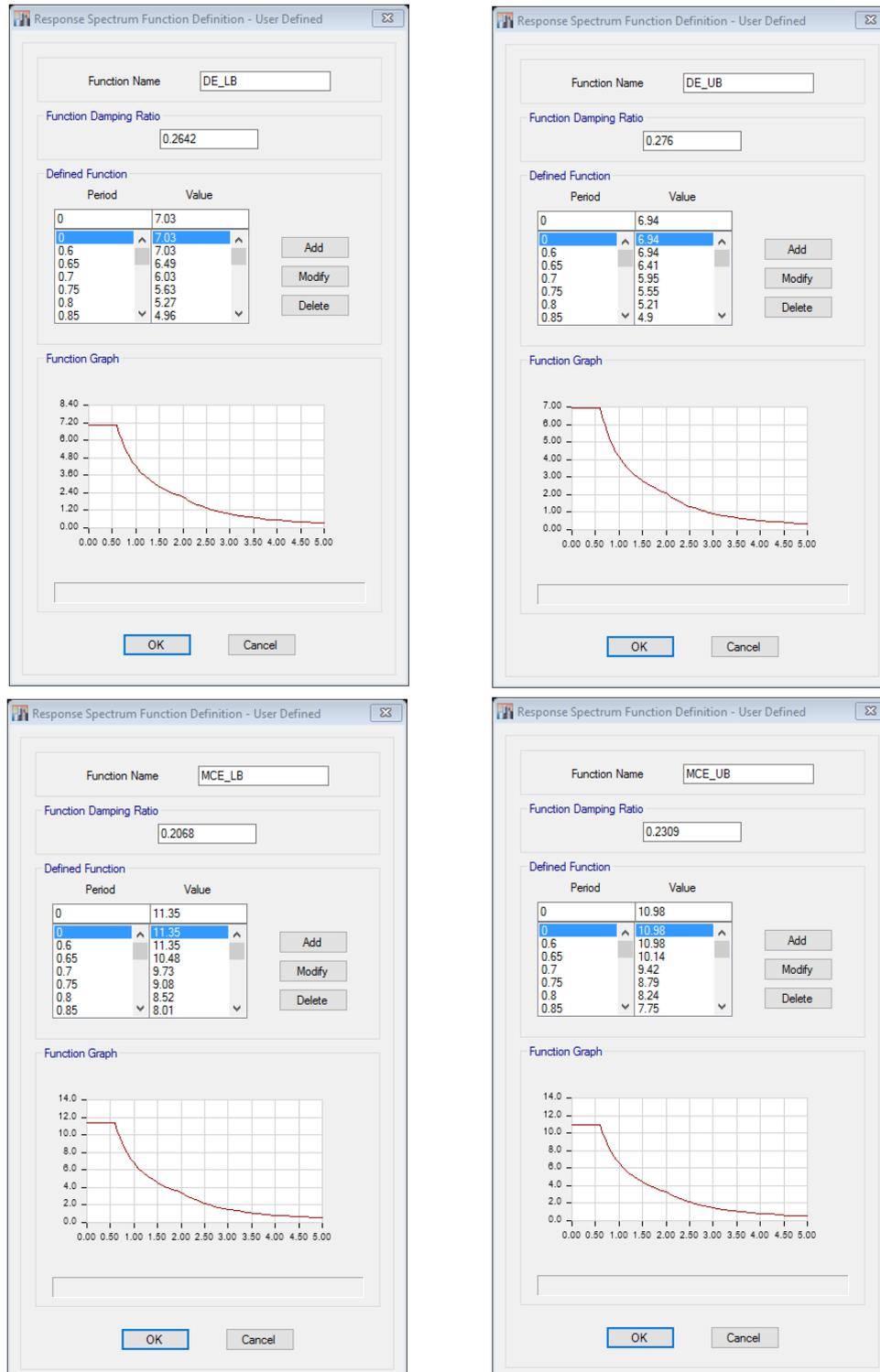
Figura n.º 2. 73. Modelado 3D de estructura aislada.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

Posteriormente se definen los espectros de respuesta para los cuatro sismos, dos de diseño y uno máximo considerado. Como se ilustra en la figura n.º 2.74.

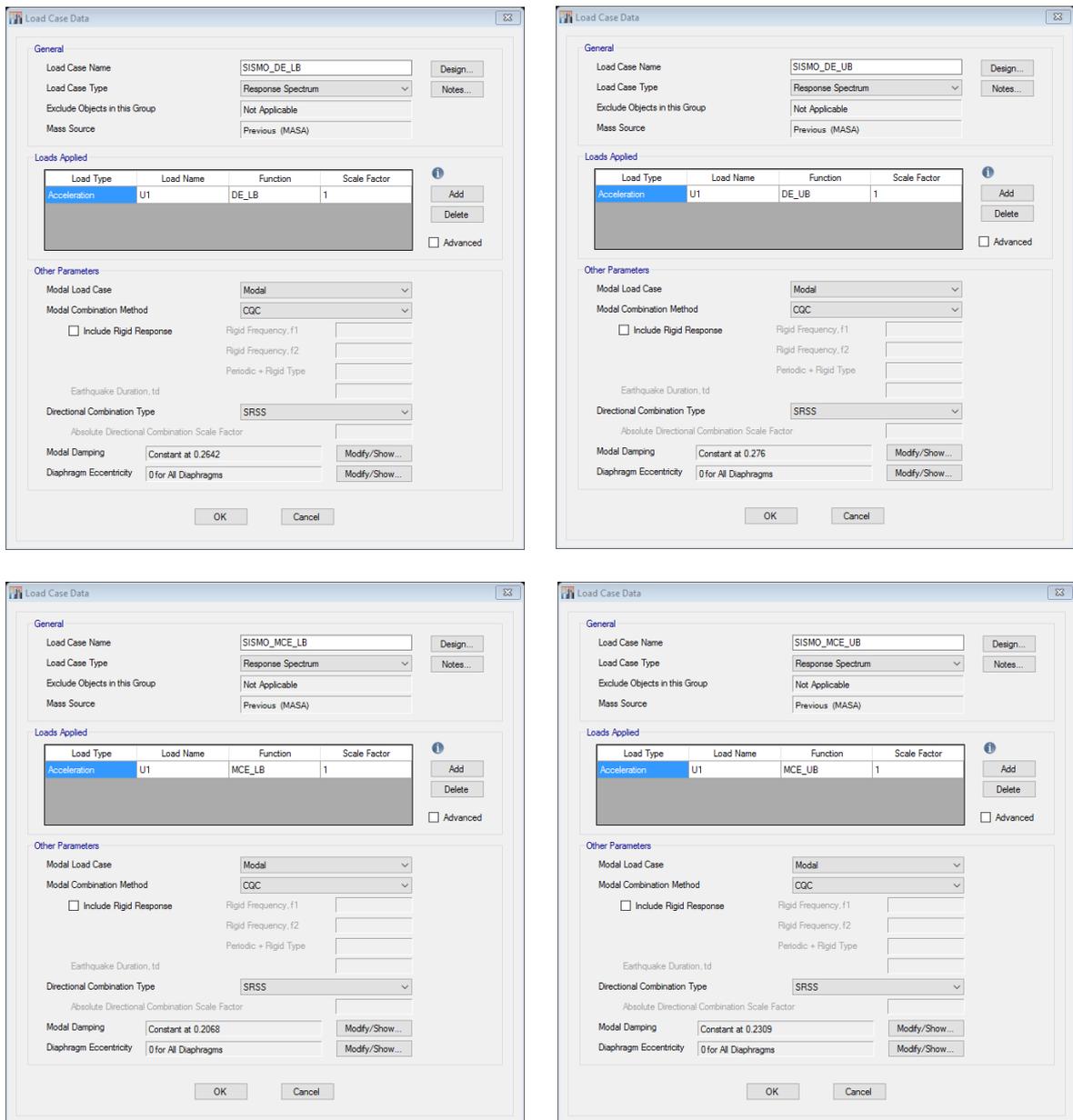
Figura n.º 2. 74. Espectros de respuesta de diseño y máximos considerados.



Fuente: Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS).

Se tienen que incluir los casos de carga dinámico modal espectral para los cuatro sismos con sus respectivos factores de amortiguamiento efectivo, como se muestra en la figura n.º 2.75.

Figura n.º 2. 75. Casos de carga dinámico modal espectral para aislación sísmica.

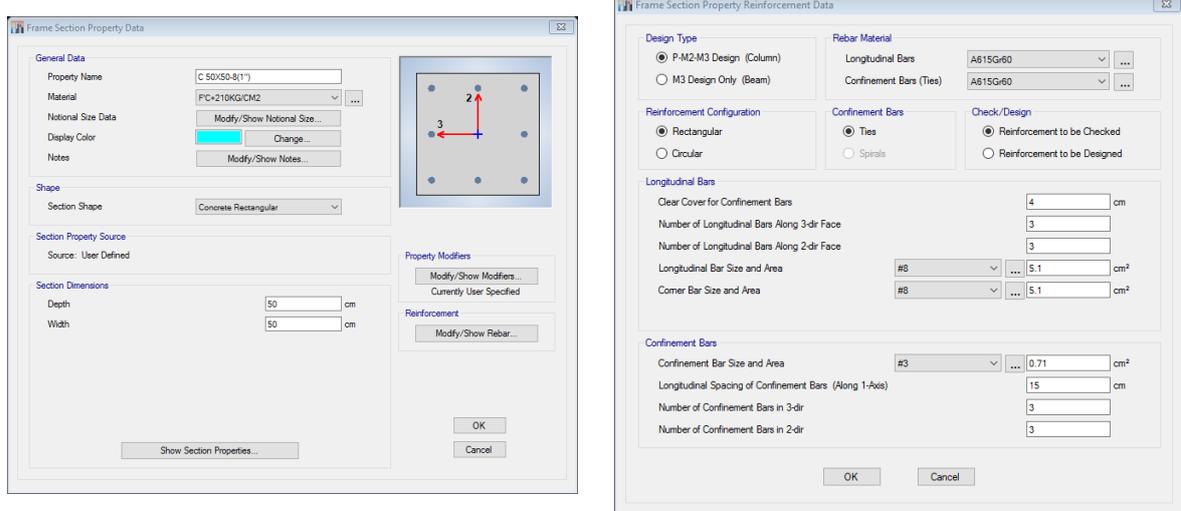


Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

1.2.6.3 Modelo Pushover

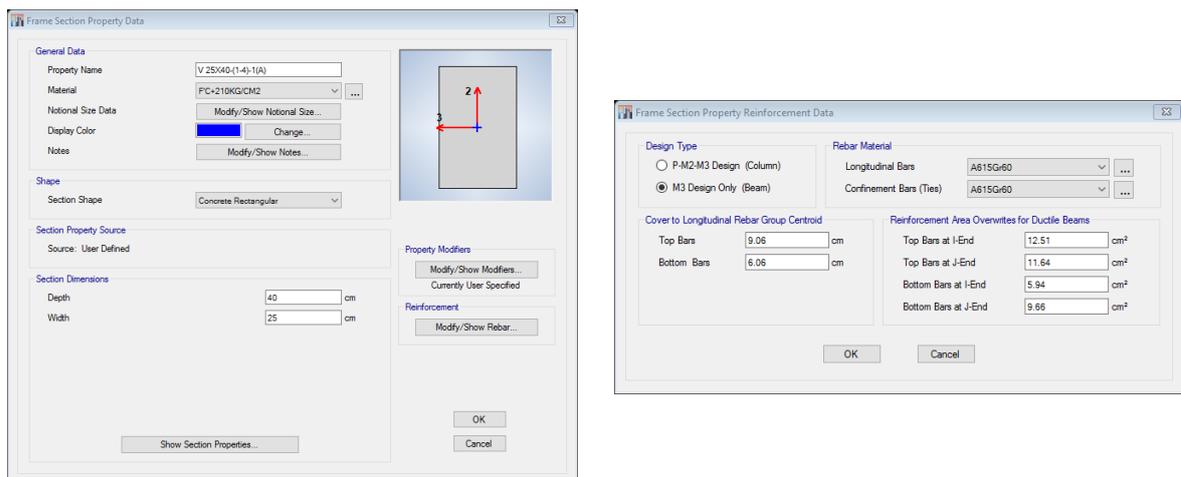
Una vez diseñado los aisladores y los elementos de concreto armado de la súper estructura (sobre el sistema de aislación) es que se procede a incluir el armado en las secciones para poder realizar un análisis no lineal estático (Pushover).

Figura n.º 2. 76. Sección armada de columna.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

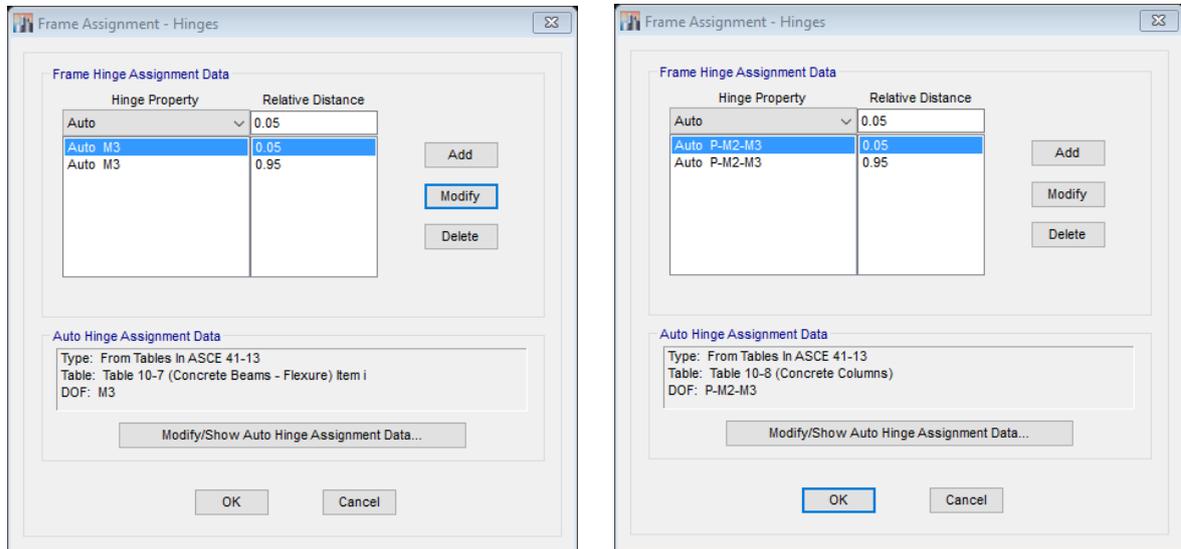
Figura n.º 2. 77. Sección armada de viga.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

Se tiene que asignar las rotulas plásticas de acuerdo a los parámetros y la longitud de rotula descritas en los ítems 1.2.4.1.4 y 1.2.4.3, como se muestra en la figura n.º 2.78

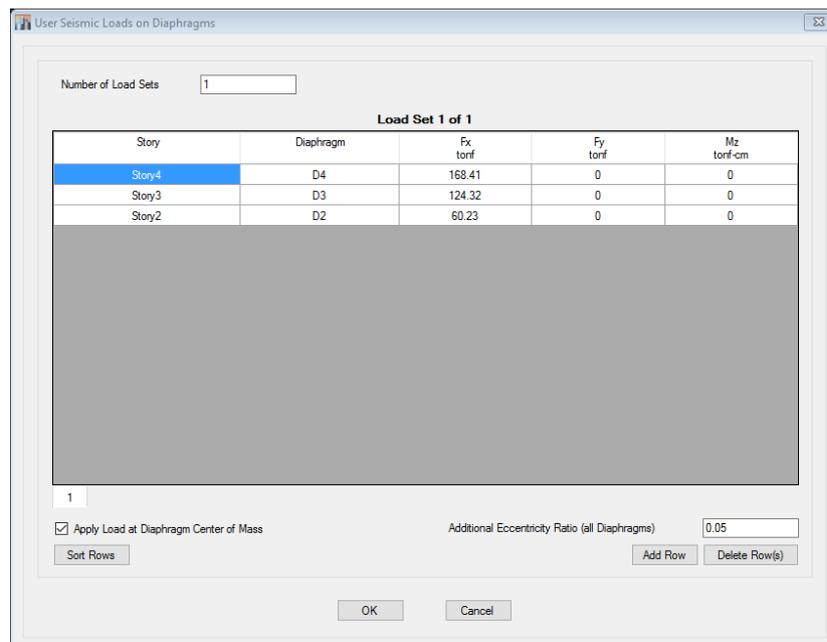
Figura n.º 2. 78. Rotulas plásticas de vigas y columnas.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

Luego se crea otro tipo de carga para el análisis no lineal estático como lo muestra la figura n.º 2.79, en la cual se le asigna las cargas provenientes del primer modo del análisis sísmico para el caso DE_UB, como lo indica el ítem 1.2.4.1.3.5.

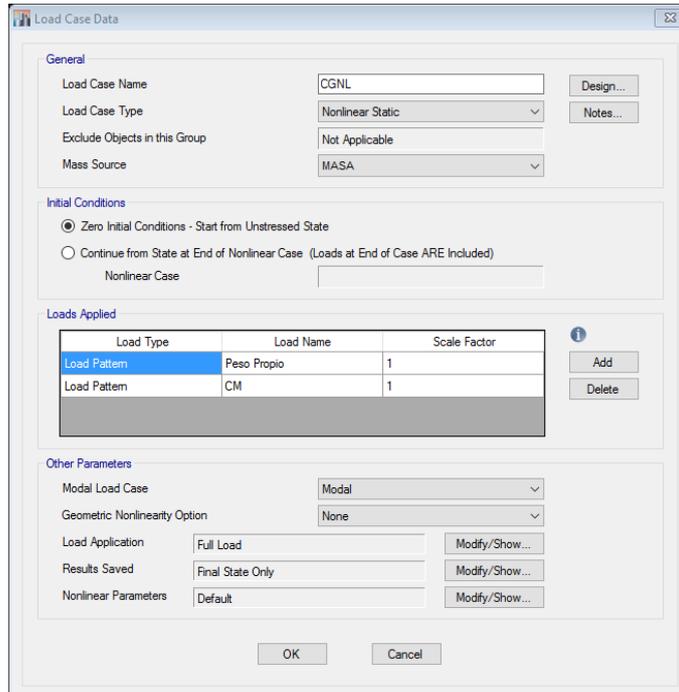
Figura n.º 2. 79. Patrón de cargas del primer modo.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

Casi por finalizar se crean los casos de carga uno por cargas de gravedad y por cargas laterales como lo indican los ítems 1.2.4.1.2 y 1.2.4.1.3, como se muestra en las figuras n.º 2.80 y 2.81.

Figura n.º 2. 80. Caso de carga por gravedad.



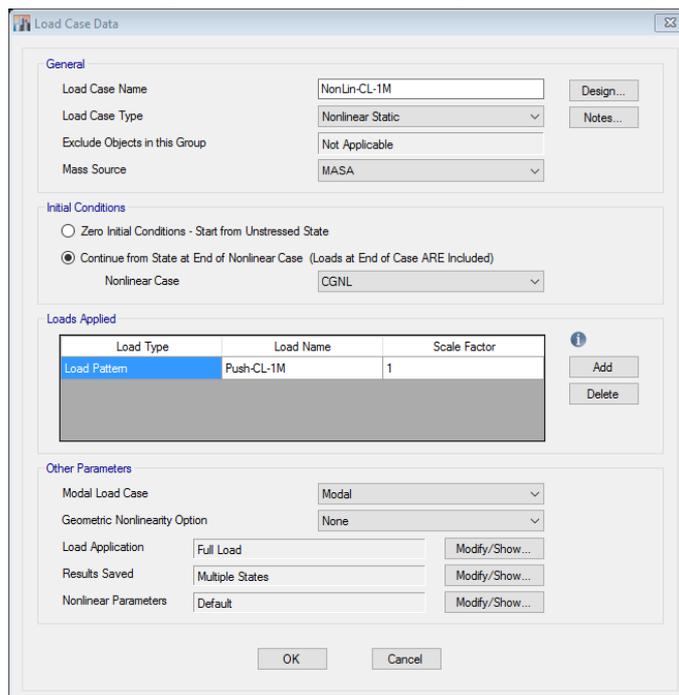
The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: CGNL; Load Case Type: Nonlinear Static; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: MASA.
- Initial Conditions:** Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State; Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included).
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Peso Propio	1
Load Pattern	CM	1
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: None; Load Application: Full Load; Results Saved: Final State Only; Nonlinear Parameters: Default.

Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

Figura n.º 2. 81. Caso de carga lateral.



The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

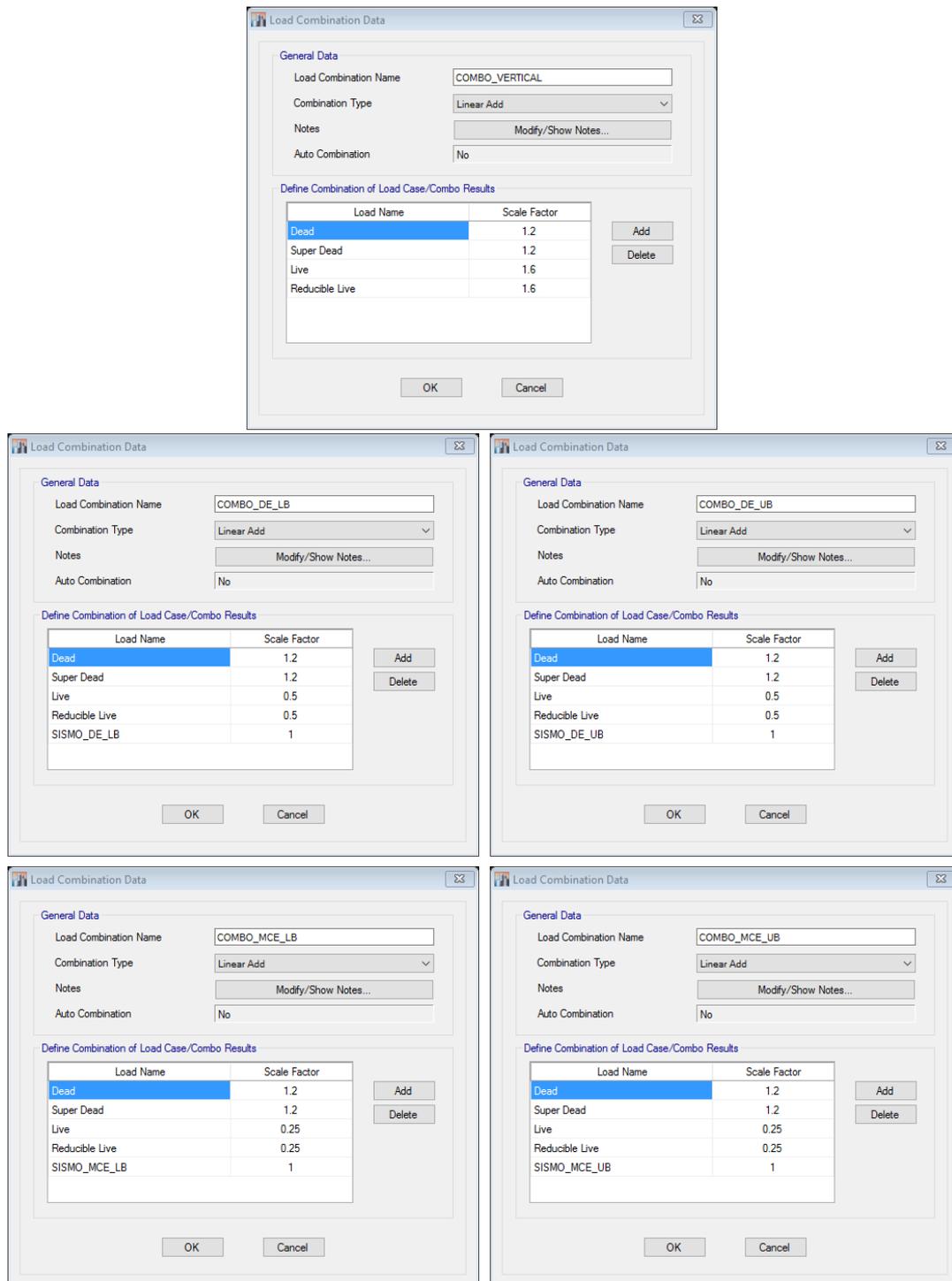
- General:** Load Case Name: NonUn-CL-1M; Load Case Type: Nonlinear Static; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: MASA.
- Initial Conditions:** Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State; Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included); Nonlinear Case: CGNL.
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Push-CL-1M	1
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: None; Load Application: Full Load; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: Default.

Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

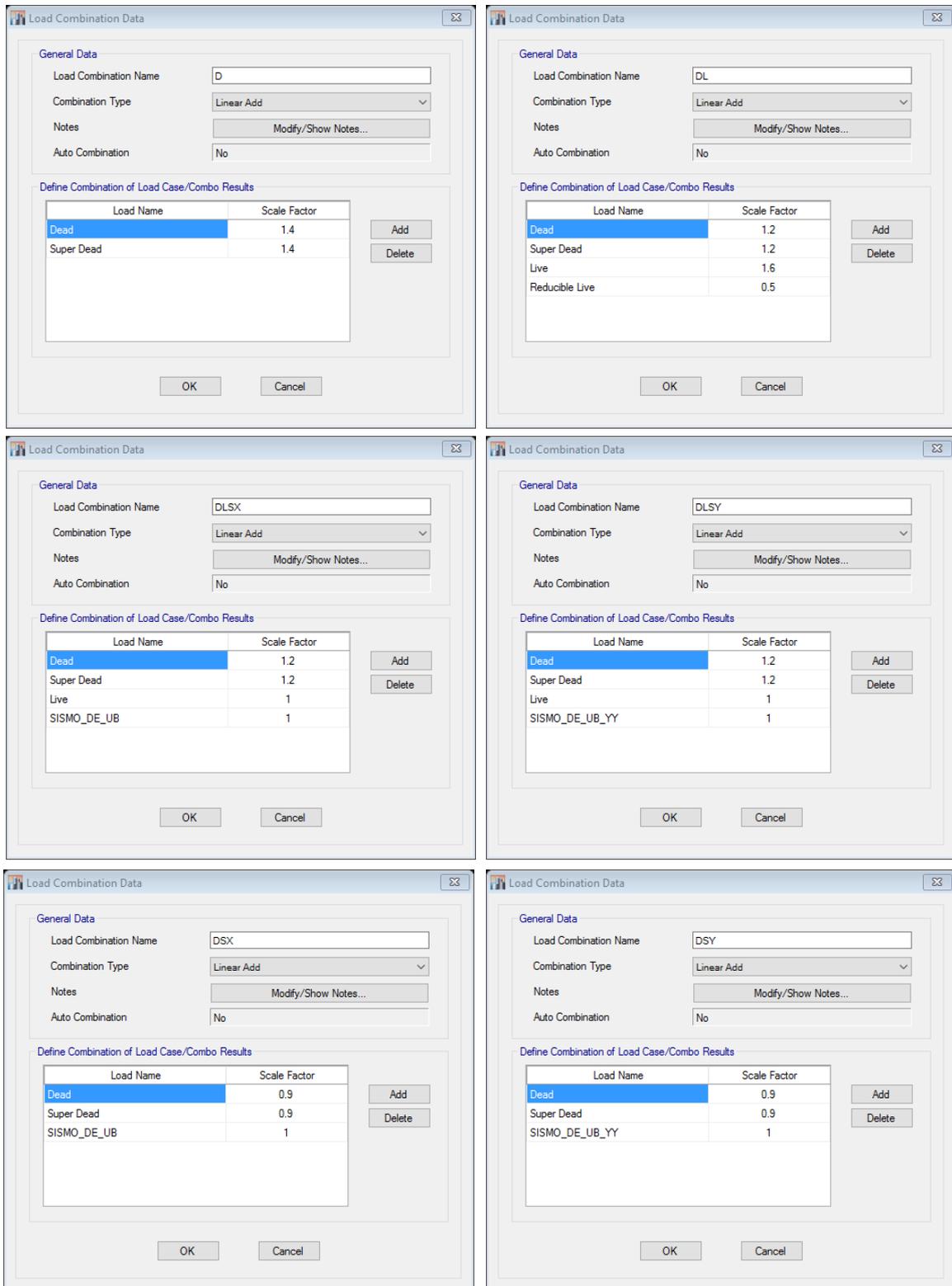
Y por último se crean las combinaciones de carga para la verificación de aisladores sísmicos y para el diseño de elementos de concreto armado, como lo describe en las tablas n.º 2.6 y 2.10, respectivamente, en las figuras n.º 2.82 y 2.83, se puede observar dichas combinaciones de carga.

Figura n.º 2. 82. Combinaciones de carga para verificación de aisladores.



Fuente: Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS).

Figura n.º 2. 83. Combinaciones de carga para diseño de elementos de concreto armado.



Fuente: *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*.

1.3 Hipótesis

El factor de sobre resistencia de pórticos de concreto armado con aisladores de base tipo LRB para tipo de suelo S2, en la ciudad de Trujillo, La Libertad varía entre 1.2 y 1.5.

La determinación de este factor se logrará mediante el análisis no lineal estático (PUSHOVER), en donde incluiremos parámetros adecuados a la realidad sísmica de nuestro País.

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA

1.1 Operacionalización de variables

Tabla n°. 3.1.

OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE

VARIABLES	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS
FACTOR DE SOBRE RESISTENCIA	Es un parámetro que determina la resistencia adicional que es capaz de resistir la estructura al momento de incursionar en un rango inelástico.	Es un parámetro que se obtiene mediante la curva de capacidad sísmica resistente de la estructura.	Modelos estructurales	Nº de pisos	¿Se ha determinado el número de pisos?
				Nº de ejes	¿Se ha determinado el número de ejes en planta?
				Distancias	¿Se ha determinado la distancia entre ejes?
			Diseño Sísmico	Factor de zona	¿Se ha establecido el factor de zona?
				Factor de suelo	¿Se han establecido el factor de suelo?
				Factor de uso	¿Se ha establecido el factor de uso?
			Deriva máxima	¿Se ha determinado la deriva máxima?	
			Cortante basal de fluencia	PUSHOVER	¿Se ha calculado el cortante basal de fluencia de la estructura?
			Cortante basal último	PUSHOVER	¿Se ha calculado el cortante basal último que ocasiona el colapso de la estructura?

Elaboración : Propia.

Tabla n°. 3.2.

MATRIZ DE CONSISTENCIA

Problemas	Objetivos	Hipótesis	Operacionalización			
			Variables	Indicadores	Dimensiones	Método
¿Cuál es el factor de sobre resistencia para estructuras aporticadas de concreto armado con aisladores de base tipo LRB en la ciudad de Trujillo, La Libertad?	Determinar el factor de sobre resistencia para estructuras aporticadas de concreto armado con aisladores de base tipo LRB en la ciudad de Trujillo, La Libertad.	El factor de sobre resistencia para estructuras aporticadas de concreto armado con aisladores de base tipo LRB en la ciudad de Trujillo, La Libertad varía entre 1.2 a 1.5.	Factor de sobre resistencia.	18 modelos estructurales	Nº pisos (3 - 5)	Estadístico
					Ejes (4 - 5)	
					Distancia (3 m. - 4 m.)	
				Factor de Zona	0.45	NTP E.030-2016
				Factor de Uso	1	
				Factor de Suelo	1.2	
				Deriva máxima	0.0025	Nch2745-2013
				Cortante basal de fluencia	Fluencia	Curva bilineal de capacidad
				Cortante basal último	Colapso	
Factor de sobre resistencia	1.2 - 1.5	Directo				

Elaboración : Propia.

1.2 Diseño de investigación

La investigación es experimental.

El tipo es experimental pura.

Es un diseño de Posprueba únicamente y grupo de control.

$$\begin{array}{l} RG_1: \quad \times \quad O_1 \\ RG_2: \quad - \quad O_2 \end{array}$$

Dónde:

R: Indica asignación aleatoria de los sujetos a cada grupo.

G_1 : Grupo que recibe el tratamiento experimental.

G_2 : Grupo de control.

O_1 : Observación del grupo experimental.

O_2 : Observación del grupo de control.

1.3 Unidad de estudio

Modelos de edificios.

1.4 Población

Todos los modelos de análisis.

1.5 Muestra (muestreo o selección)

El muestreo será por juicio de experto, a cargo del Ing. Carlos Rodríguez Reyna, tomando como consideración la selección de 18 modelos de análisis.

1.6 Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos

Se realizará el análisis, diseño y control de 18 modelos estructurales aporticados con aisladores de base tipo LRB y mediante la técnica del PUSHOVER se obtendrá la curva de capacidad de la estructura, luego se procederá a obtener una curva de capacidad bilineal y se determinará el factor de sobre resistencia, este tipo de análisis se realizará con el programa educativo ETABS V15 y se verificará mediante cálculos manuales.

Estos modelos varían en el número de pisos que van desde 3 a 5 pisos, el número de ejes en cada dirección (planta) que varían de 4 a 5 ejes y por último la distancia entre ejes que será de 4 a 6 metros.

En la presente tesis se describe el análisis de un modelo estructural de forma detallada, con la finalidad de explicar la metodología de cálculo, y los demás modelos serán presentados como resultado.

1.7 Métodos, instrumentos y procedimientos de análisis de datos

Se realizará mediante métodos estadísticos con la finalidad de obtener un rango de valores confiable del factor de sobre resistencia para estructuras aporticadas de concreto armado con aisladores de base tipo LRB.

CAPÍTULO 4. RESULTADOS

Se presenta la tabla n.º 4.1, con la descripción de los modelos estructurales a analizar, como son el número de pisos, la cantidad de ejes y la longitud entre ejes.

Tabla n.º 4.1		Descripción de modelos estructurales.			
Nº	Nomenclatura	Nº Pisos	Nº Ejes	Longitud entre Ejes (m)	
1	3P_4E_4m	3	4	4.00	
2	3P_4E_5m	3	4	5.00	
3	3P_4E_6m	3	4	6.00	
4	4P_4E_4m	4	4	4.00	
5	4P_4E_5m	4	4	5.00	
6	4P_4E_6m	4	4	6.00	
7	5P_4E_4m	5	4	4.00	
8	5P_4E_5m	5	4	5.00	
9	5P_4E_6m	5	4	6.00	
10	3P_5E_4m	3	5	4.00	
11	3P_5E_5m	3	5	5.00	
12	3P_5E_6m	3	5	6.00	
13	4P_5E_4m	4	5	4.00	
14	4P_5E_5m	4	5	5.00	
15	4P_5E_6m	4	5	6.00	
16	5P_5E_4m	5	5	4.00	
17	5P_5E_5m	5	5	5.00	
18	5P_5E_6m	5	5	6.00	

Elaboración : Propia.

En la tabla n.º 4.2, se presentan los dimensionamientos de los elementos estructurales, en conformidad con su longitud de vigas, cantidad de pisos, cabe recalcar que así se cuente con 4 o 5 ejes, el dimensionamiento será el mismo, con la finalidad de comparar dichos valores en cuestión de rigidez.

En la tabla n.º 4.3, se presentan los dimensionamientos de los aisladores, en cuestión a la carga que soportarán, cabe recalcar que solo variar su diámetro interior y exterior, en cuestión al número de capas de goma (N.C.G) será 30, espesor de goma (t_s) es 0.20 cm, espesor de placas SHIM es 0.50 cm, espesor de placas exteriores es 2.5 cm, serán iguales para todos los modelos.

Tabla n.º 4.2

Dimensionamiento de elementos estructurales.

Nº Ejes	Nº Pisos	Longitud de Ejes		
		4 m.	5 m.	6 m.
4 - 5	3	C (0.50 x 0.50)	C (0.55 x 0.55)	C (0.60 x 0.60)
		V (0.25 x 0.40)	V (0.25 x 0.50)	V (0.25 x 0.60)
		L (0.125)	L (0.150)	L (0.175)
		CA (0.80 x 0.80)	CA (0.85 x 0.85)	CA (0.90 x 0.90)
		VA (0.30 x 0.60)	VA (0.30 x 0.65)	VA (0.30 x 0.70)
	4	C (0.60 x 0.60)	C (0.65 x 0.65)	C (0.70 x 0.70)
		V (0.25 x 0.40)	V (0.25 x 0.50)	V (0.25 x 0.60)
		L (0.125)	L (0.150)	L (0.175)
		CA (0.90 x 0.90)	CA (0.95 x 0.95)	CA (1.00 x 1.00)
		VA (0.30 x 0.60)	VA (0.30 x 0.65)	VA (0.30 x 0.70)
	5	C (0.70 x 0.70)	C (0.75 x 0.75)	C (0.80 x 0.80)
		V (0.25 x 0.40)	V (0.25 x 0.50)	V (0.25 x 0.60)
		L (0.125)	L (0.150)	L (0.175)
		CA (1.00 x 1.00)	CA (1.05 x 1.05)	CA (1.10 x 1.10)
		VA (0.40 x 0.70)	VA (0.40 x 0.75)	VA (0.40 x 0.80)

Nota : C (Columna), V (Viga), L (Losa), CA (Capitel), VA (Viga de aislación).
Elaboración : Propia.

Tabla n.º 4.3

Dimensionamiento de aisladores.

Nº Ejes	Nº Pisos	Longitud de Ejes		
		4 m.	5 m.	6 m.
4	3	Do (40.50)	Do (45.50)	Do (52.00)
		Di (10.00)	Di (12.50)	Di (15.00)
	4	Do (45.50)	Do (52.00)	Do (57.00)
		Di (10.00)	Di (12.50)	Di (15.00)
	5	Do (52.00)	Do (57.00)	Do (65.00)
		Di (10.00)	Di (12.50)	Di (15.00)
5	3	Do (40.50)	Do (45.50)	Do (52.00)
		Di (10.00)	Di (12.50)	Di (15.00)
	4	Do (45.50)	Do (52.00)	Do (57.00)
		Di (10.00)	Di (12.50)	Di (15.00)
	5	Do (52.00)	Do (57.00)	Do (65.00)
		Di (10.00)	Di (12.50)	Di (15.00)

Nota : Do (Diámetro exterior), Di (Diámetro interior).
Elaboración : Propia.

Se presentan los resultados generales del modelo 3P_4E_4m, dicho modelo contempla el modelo empotrado, aislado y Pushover.

Para el modelo empotrado se presenta el metrado de cargas del edificio descrita en la tabla n.º 4.4, para comprobar el metrado ejecutado por el programa ETABS y las derivas del análisis sísmico modal espectral descrita en la tabla n.º 4.5, con la finalidad de cumplir con la Norma Técnica Peruana E030 – Diseño Sismorresistente, la cual se presenta en la tabla n.º 4.6, derivas de entepiso.

Tabla n.º 4.4		Metrado de cargas del edificio empotrado.							
Nivel	Descripción	Carga	Und.	Nº vec.	W (T/m3)	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Parcial (Tn)
1º	Columnas	P.P	m3	16	2.40	0.50	0.50	2.70	25.92
	Vigas	P.P	m3	24	2.40	3.50	0.25	0.40	20.16
	Losa maciza	P.P	m3	9	2.40	4.00	4.00	0.125	43.20
	Acabados	C.M	m3	9	0.10	4.00	4.00	-	14.40
	Tabiquería	C.M	m3	9	0.15	4.00	4.00	-	21.60
	Sobrecarga	C.V	m3	9	0.30	4.00	4.00	-	43.20
2º	Columnas	P.P	m3	16	2.40	0.50	0.50	2.70	25.92
	Vigas	P.P	m3	24	2.40	3.50	0.25	0.40	20.16
	Losa maciza	P.P	m3	9	2.40	4.00	4.00	0.125	43.20
	Acabados	C.M	m3	9	0.10	4.00	4.00	-	14.40
	Tabiquería	C.M	m3	9	0.15	4.00	4.00	-	21.60
	Sobrecarga	C.V	m3	9	0.30	4.00	4.00	-	43.20
3º	Columnas	P.P	m3	16	2.40	0.50	0.50	2.70	25.92
	Vigas	P.P	m3	24	2.40	3.50	0.25	0.40	20.16
	Losa maciza	P.P	m3	9	2.40	4.00	4.00	0.125	43.20
	Acabados	C.M	m3	9	0.10	4.00	4.00	-	14.40
	Sobrecarga	C.V	m3	9	0.15	4.00	4.00	-	21.60
PESO TOTAL									462.24

Nota : P.P (Peso propio), C.M (Carga muerta), C.V (Carga viva).
Elaboración : Propia.

El peso total de la estructura de forma manual es el mismo que nos proporciona como resultado el programa Etabs V.15, con lo que podemos verificar que el programa realiza las mismas operaciones, variando el peso en un 0.00% con respecto al metrado manual.

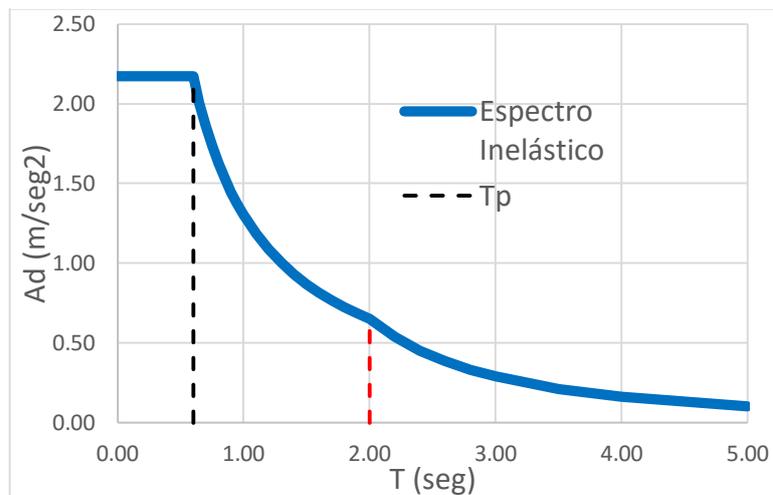
Tabla n.º 4.5

Parámetros de análisis sísmico en sistema empotrado.

Descripción	Tipo/ Und	factor
Zona Sísmica "Z"	4	0.45
Perfil de Suelo "S"	S2	1.05
Categoría de Edificación "A"	A2	1.50
Factor de Reducción Sísmico "R"	Pórtico	8
Factor de Irregularidad en Planta "fip"	No	1
Factor de Irregularidad en Altura "fia"	No	1
Periodo Corto "Tp"	s	0.60
Periodo Largo "Tl"	s	2.00

Elaboración : Propia.

Figura n.º 4. 1. Espectro de respuesta reducido de aceleraciones.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla n.º 4.6

Derivas en dirección "X" e "Y".

Nivel	Desp. Elast.	Desp. Inelast.	Desp. Relat.	Altura	Distorsión	CUMPLE
	cm	cm	cm	cm		
TECHO 3	0.5803	3.482	1.018	270.00	0.0038	OK
TECHO 2	0.4106	2.464	1.426	270.00	0.0053	OK
TECHO 1	0.1729	1.037	1.037	270.00	0.0038	OK
BASE	0.000					

Elaboración : Propia.

Como se puede en la tabla n.º 4.7, se realiza un metrado de cargas del edificio con la finalidad de verificar el peso que soportara la estructura para en base a ello predimensionar los aisladores.

Tabla n.º 4.7

Metrado de cargas del edificio aislado.

Nivel	Descripción	Carga	Und.	Nº vec.	W (T/m3)	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Parcial (Tn)
AIS	Capitel	P.P	m3	16	2.40	0.80	0.80	0.80	19.66
	Vigas	P.P	m3	24	2.40	3.20	0.30	0.60	33.18
	Losa maciza	P.P	m3	9	2.40	4.00	4.00	0.125	43.20
	Acabados	C.M	m3	9	0.10	4.00	4.00	-	14.40
	Tabiquería	C.M	m3	9	0.15	4.00	4.00	-	21.60
	Sobrecarga	C.V	m3	9	0.30	4.00	4.00	-	43.20
1º	Columnas	P.P	m3	16	2.40	0.50	0.50	2.70	25.92
	Vigas	P.P	m3	24	2.40	3.50	0.25	0.40	20.16
	Losa maciza	P.P	m3	9	2.40	4.00	4.00	0.125	43.20
	Acabados	C.M	m3	9	0.10	4.00	4.00	-	14.40
	Tabiquería	C.M	m3	9	0.15	4.00	4.00	-	21.60
	Sobrecarga	C.V	m3	9	0.30	4.00	4.00	-	43.20
2º	Columnas	P.P	m3	16	2.40	0.50	0.50	2.70	25.92
	Vigas	P.P	m3	24	2.40	3.50	0.25	0.40	20.16
	Losa maciza	P.P	m3	9	2.40	4.00	4.00	0.125	43.20
	Acabados	C.M	m3	9	0.10	4.00	4.00	-	14.40
	Tabiquería	C.M	m3	9	0.15	4.00	4.00	-	21.60
	Sobrecarga	C.V	m3	9	0.30	4.00	4.00	-	43.20
3º	Columnas	P.P	m3	16	2.40	0.50	0.50	2.70	25.92
	Vigas	P.P	m3	24	2.40	3.50	0.25	0.40	20.16
	Losa maciza	P.P	m3	9	2.40	4.00	4.00	0.125	43.20
	Acabados	C.M	m3	9	0.10	4.00	4.00	-	14.40
	Sobrecarga	C.V	m3	9	0.15	4.00	4.00	-	21.60
	PESO TOTAL								

Nota : P.P (Peso propio), C.M (Carga muerta), C.V (Carga viva).

Elaboración : Propia.

Se puede verificar de igual forma que el modelo empotrado que el programa Etabs V.15, obtiene como resultado el mismo metrado de cargas, variando en un 0.00% con respecto al cálculo manual.

En la tabla n.º 4.8, se presentan los parámetros de análisis sísmico para el sistema aislado, con la cual podremos obtener los espectros de respuesta para los análisis. Y en la tabla n.º 4.9, se presentan los resultados de las propiedades dinámicas que conllevan a la obtención de los diagramas de histéresis de cada tipo de análisis.

Tabla n.º 4.8

Parámetros de análisis sísmico en sistema aislado.

Descripción	Tipo/ Und	factor
Zona Sísmica "Z"	4	0.45
Perfil de Suelo "S"	S2	1.05
Categoría de Edificación "A"	A1	1
Factor de Reducción Sísmico "R"	Aislado	1
Factor de Irregularidad en Planta "fip"	No	1
Factor de Irregularidad en Altura "fia"	No	1
Periodo Corto "Tp"	s	0.60
Periodo Largo "Tl"	s	2.00

Elaboración : Propia.

Tabla n.º 4.9

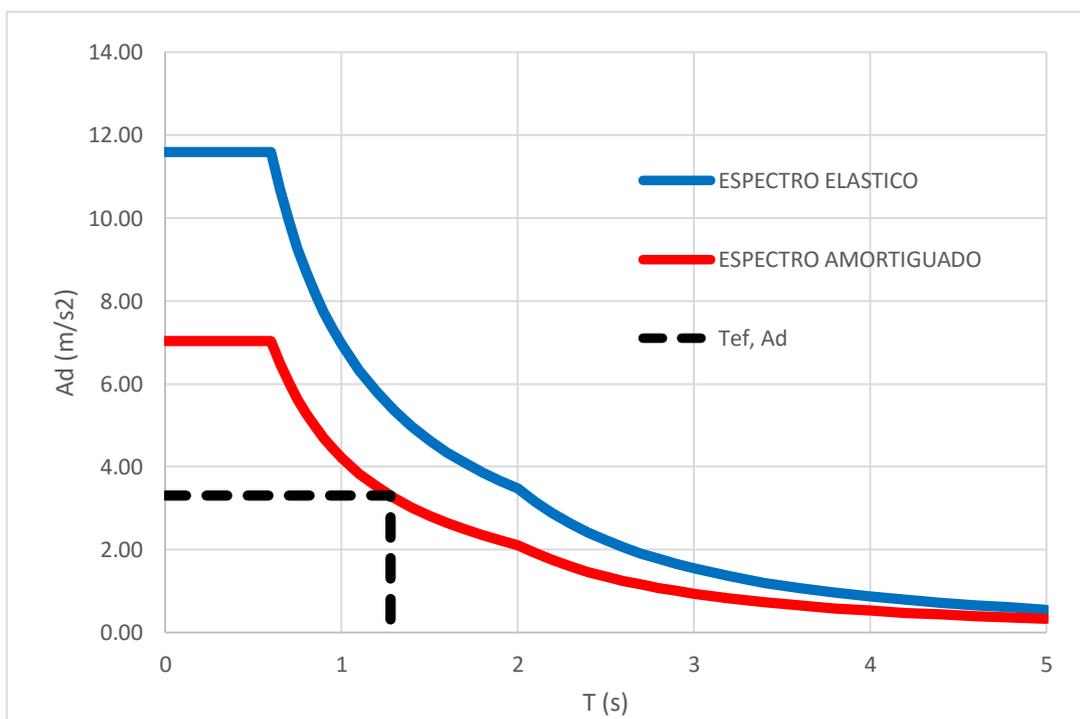
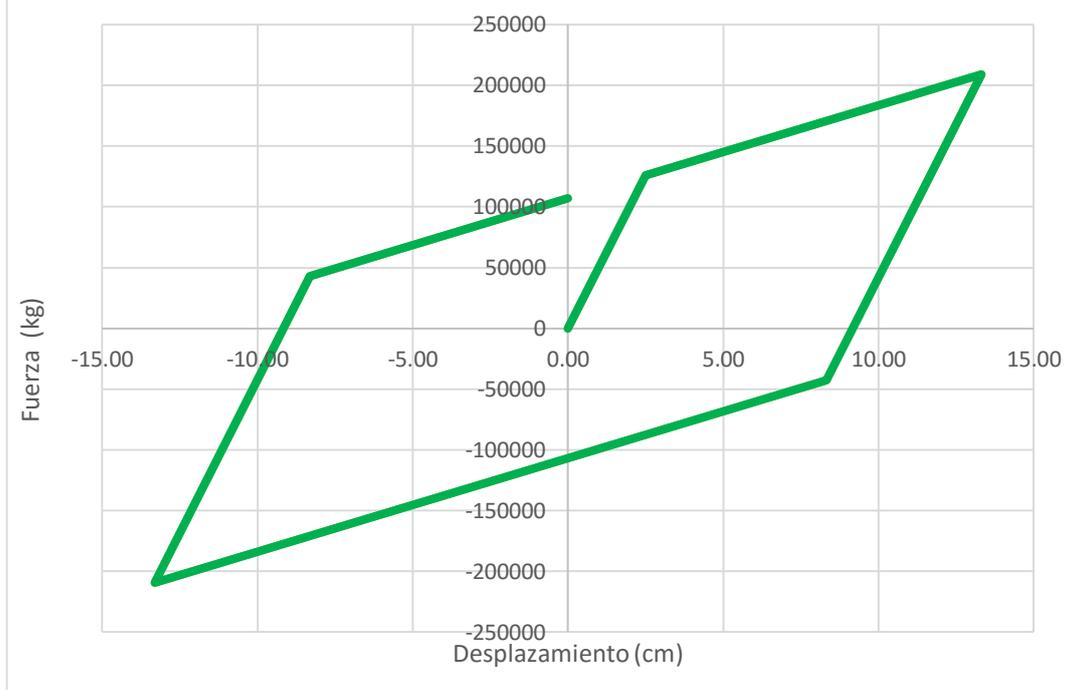
Propiedades dinámicas para sismos DE y MCE con materiales LB y UB.

Propiedades dinámicas	Und	SISMO DE		SISMO MCE	
		LB	UB	LB	UB
Desplazamiento de fluencia "qy"	cm	2.50	2.50	2.50	2.50
Área en planta "A"	cm ²	1209.71	1209.71	1209.71	1209.71
Área lateral "AL"	cm ²	78.54	78.54	78.54	78.54
Factor de forma "S"	kg/cm ²	19.02	19.02	19.02	19.02
Fuerza de esfuerzo nulo "Qd"	T	106.81	144.51	106.81	144.51
Rigidez elástica "K1"	T/m	5040.33	6819.27	5040.33	6819.27
Rigidez post elástica "Kd"	T/m	767.76	1038.74	767.76	1038.74
Energía de disipación "Ed"	kg - cm	46.21	47.02	94.26	98.51
Fuerza de fluencia "Fy"	T	126.01	170.48	126.01	170.48
Aceleración espectral "Ad"	cm/s ²	3.30	4.02	4.66	5.48
Relación de rigidez "r"	factor	0.15	0.15	0.15	0.15
Periodo efectivo "Tef"	s	1.28	1.03	1.46	1.20
Amortiguamiento efec. "betaef"	%	26.42	27.60	20.68	23.09
Factor de amort. efec. "B"	factor	1.65	1.67	1.53	1.58
Desplazamiento máximo "q"	cm	13.32	10.63	24.56	19.54
Rigidez efectiva "Kef"	T/m	1569.92	2397.59	1202.63	1778.22
Rigidez vertical "Kv"	T/m	55952.95	65077.39	55952.95	65077.39

Elaboración : Propia.

Como resultado de las tablas anteriores se muestran los diagramas de histéresis con sus respectivos espectros de respuesta de cada tipo de análisis. Se visualizan en las figuras n.º 4.2, 4.3, 4.4 y 4.5.

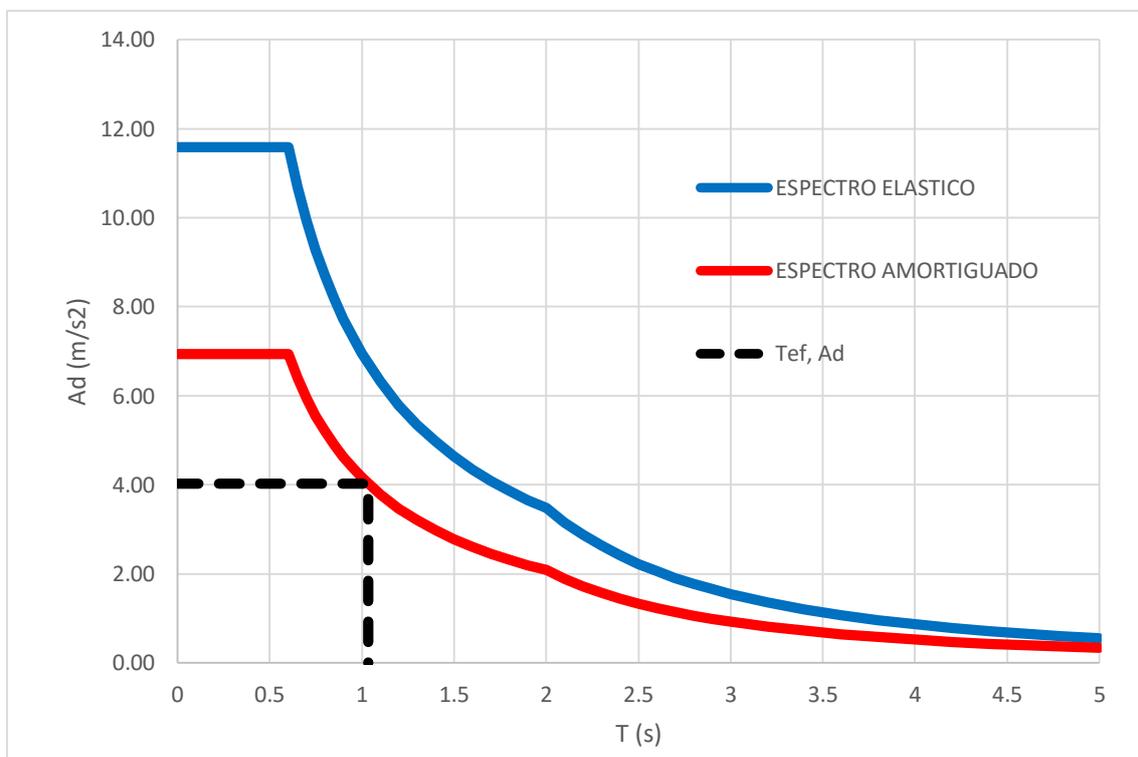
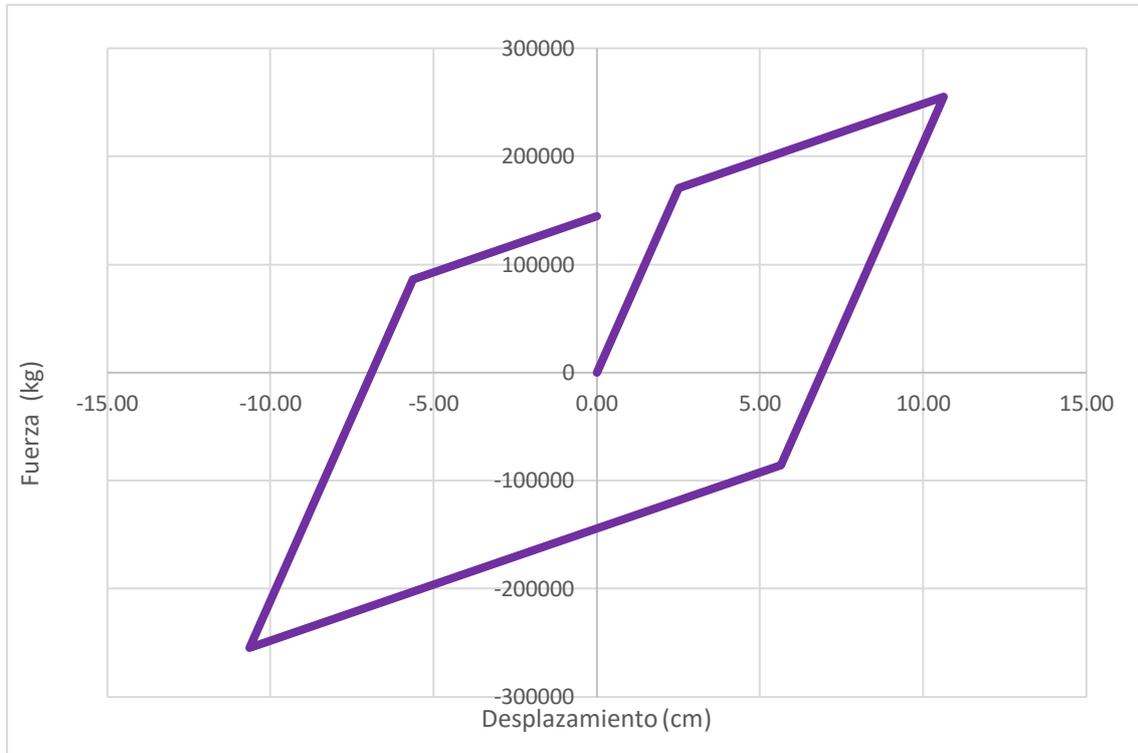
Figura n.º 4. 2. Diagrama de histéresis y espectro de respuesta DE_LB.



Fuente: Elaboración propia.

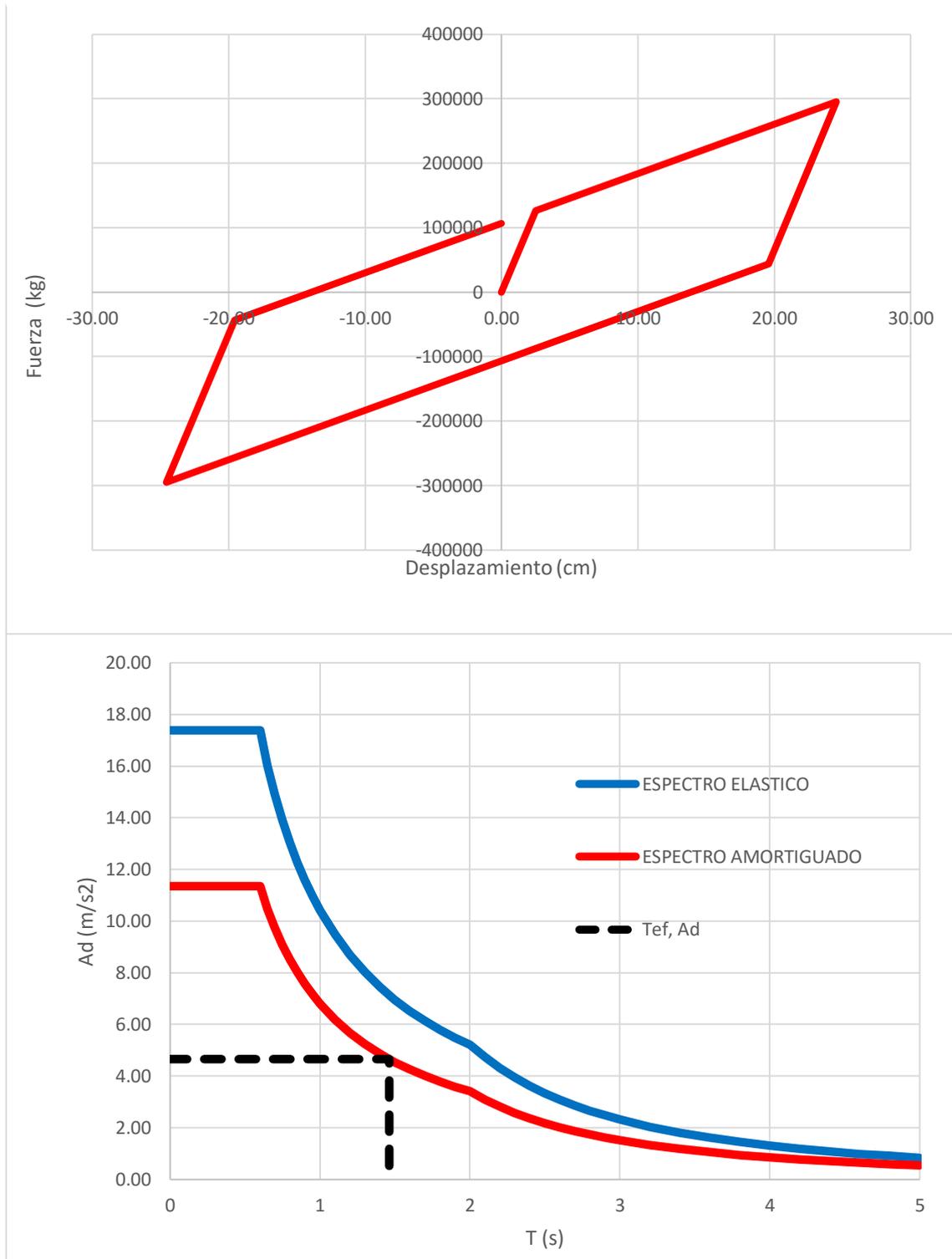
y en la figura n.º 4.6, se puede observar los cuatro diagramas de histéresis con la finalidad de una mejor comprensión de sus comportamientos de rigidez y deformación.

Figura n.º 4. 3. Diagrama de histéresis y espectro de respuesta DE_UB.



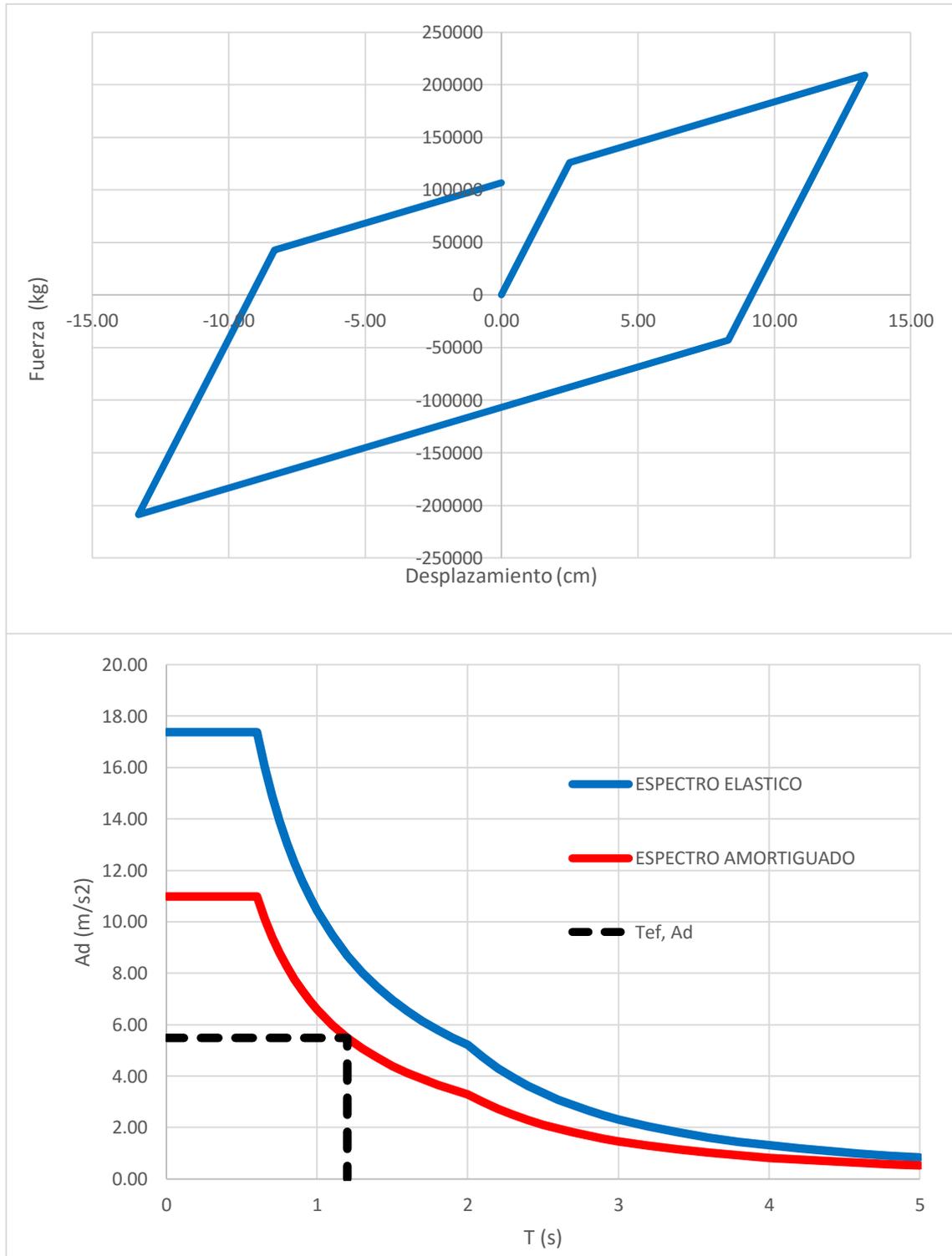
Fuente: Elaboración propia.

Figura n.º 4. 4. Diagrama de histéresis y espectro de respuesta MCE_LB.



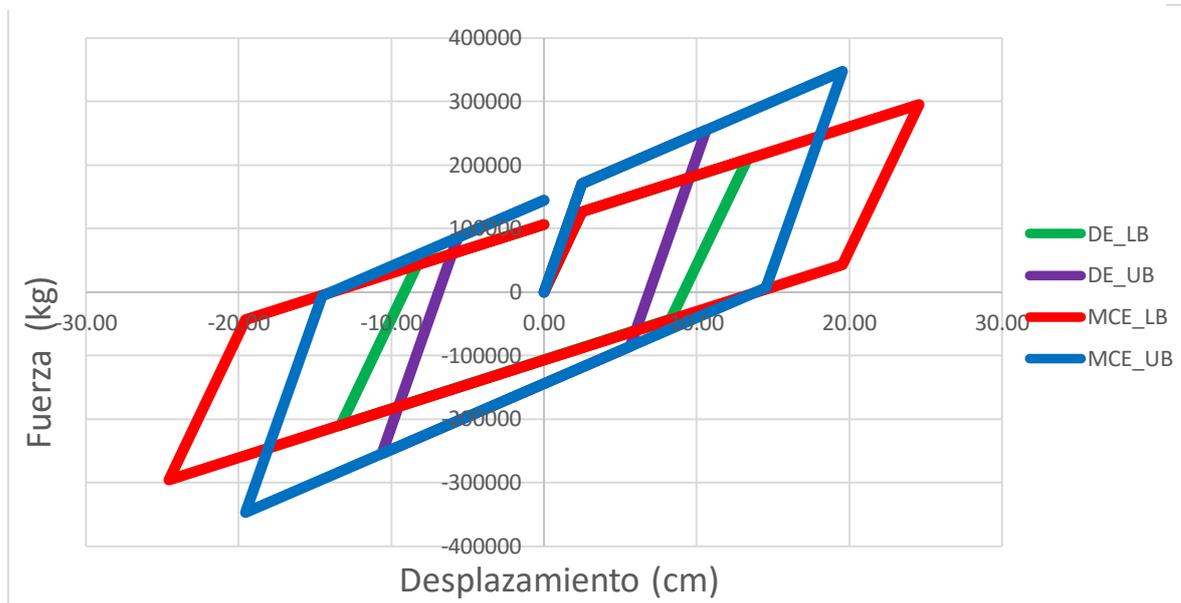
Fuente: Elaboración propia.

Figura n.º 4. 5. Diagrama de histéresis y espectro de respuesta MCE_UB.



Fuente: Elaboración propia.

Figura n.º 4. 6. Superposición de las curvas de histéresis.



Fuente: Elaboración propia.

Posterior a estos resultados se obtienen los relacionados con el análisis dinámico modal espectral, como son los periodos, aceleraciones, factores de participación modal, las fuerzas y desplazamientos del centro de masas de capa nivel. Como los descritos en las tablas n.º 4.10, 4.11, 4.12, 4.13, 4.14 y 4.15, la última tabla correspondiente a las derivas de piso.

Tabla n.º 4.10

Periodos naturales de vibración.

MODO	Sismo DE		Sismo MCE	
	LB	UB	LB	UB
	(s)	(s)	(s)	(s)
1	1.229	1.01	1.393	1.158
2	1.229	1.01	1.393	1.158
3	1.026	0.84	1.167	0.967
4	0.215	0.207	0.217	0.21
5	0.215	0.207	0.217	0.21
6	0.152	0.151	0.153	0.152
7	0.072	0.071	0.072	0.072
8	0.072	0.071	0.072	0.072
9	0.061	0.061	0.061	0.061
10	0.041	0.041	0.041	0.041
11	0.041	0.041	0.041	0.041
12	0.034	0.034	0.034	0.034

Elaboración : Propia.

Tabla n.º 4.11

Aceleraciones espectrales.

MODO	Sismo DE		Sismo MCE	
	LB	UB	LB	UB
	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
1	3.44	4.12	4.90	5.70
2	3.44	4.12	4.90	5.70
3	4.12	4.96	5.85	6.82
4	7.03	6.94	11.35	10.98
5	7.03	6.94	11.35	10.98
6	7.03	6.94	11.35	10.98
7	7.03	6.94	11.35	10.98
8	7.03	6.94	11.35	10.98
9	7.03	6.94	11.35	10.98
10	7.03	6.94	11.35	10.98
11	7.03	6.94	11.35	10.98
12	7.03	6.94	11.35	10.98

Elaboración : Propia.

Tabla n.º 4.12

Factores de participación modal en dirección "X".

MODO	Sismo DE		Sismo MCE	
	LB	UB	LB	UB
1	0.8012	0.9924	0.9945	0.9931
2	0.1967	0.0034	0.0043	0.0045
3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0018	0.0041	0.0012	0.0023
5	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Elaboración : Propia.

Tabla n.º 4.13

Fuerzas en el centro de masas.

PISO	Sismo DE		Sismo MCE	
	LB	UB	LB	UB
	(T)	(T)	(T)	(T)
Aislado	192.32	230.00	273.83	318.54
1	139.63	168.41	197.95	231.72
2	88.97	108.18	125.62	147.93
3	35.99	44.09	50.61	59.93

Elaboración : Propia.

Tabla n.º 4.14

Desplazamientos en el centro de masas.

PISO	Sismo DE		Sismo MCE	
	LB	UB	LB	UB
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
Aislado	12.38	9.74	22.95	18.11
1	12.97	10.41	23.79	19.04
2	13.56	11.10	24.63	19.98
3	14.01	11.60	25.27	20.68

Elaboración : Propia.

Tabla n.º 4.15

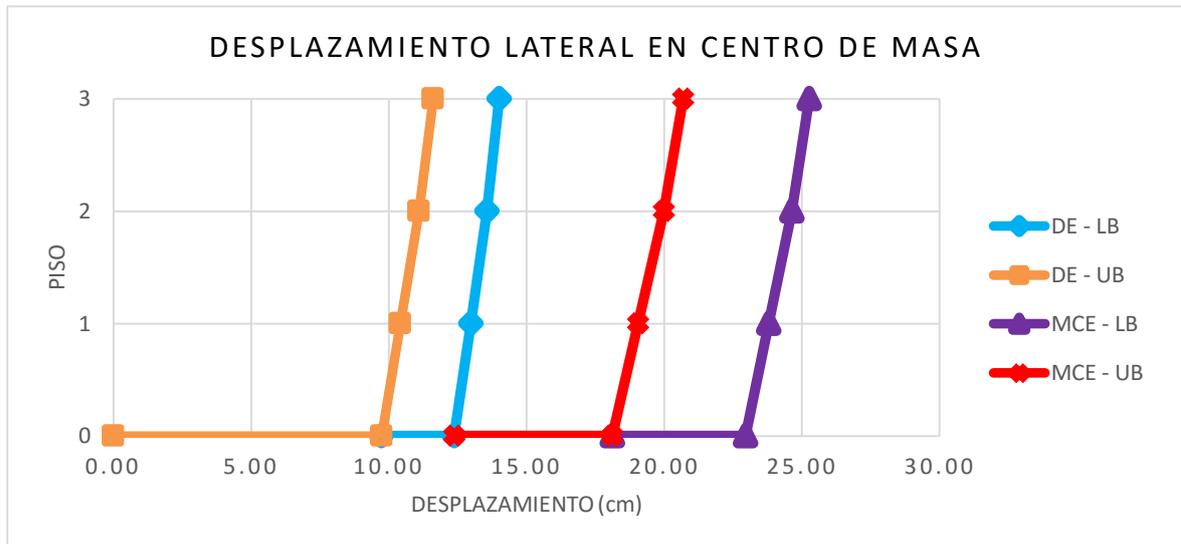
Derivas de entrepiso.

PISO	Sismo DE		Sismo MCE	
	LB	UB	LB	UB
	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)
1	2.19	2.51 *	3.11	3.45
2	2.20	2.53 *	3.11	3.47
3	1.66	1.88	2.35	2.58

Elaboración : Propia.

* Con respecto a las derivas que sobrepasan el 2.5%, como se puede apreciar en la tabla n.º 4.15, la variación se establece de un 0.01% a un 0.03%, lo que no implica que el diseño se tenga que realizar nuevamente, incrementando secciones, etc. Dicho margen es aceptable por ser mínimo y no conlleva a un error circunstancial para el diseño del mismo.

Figura n.º 4. 7. Desplazamientos laterales del centro de masas para cada sismo.



Fuente: Elaboración propia.

Se presenta la figura n.º 4.7, en donde se pueden observar los desplazamientos del centro de masas de los distintos tipos de análisis, con la finalidad de una mejor interpretación de resultados.

Posterior a estos resultados se presentan las tablas n.º 4.16, perteneciente a las cargas axiales, desplazamientos y rotaciones de las combinaciones de carga para un aislador exterior e interior del modelo estructural.

Tabla n.º 4.16

Cargas axiales, desplazamientos y rotaciones.

CARGA VERTICAL 1.2 D + 1.6 L						
Aislador	LB			UB		
	Pu (kg)	u (cm)	Θ (rad)	Pu (kg)	u (cm)	Θ (rad)
Exterior	33969.30	0.00	0.0058	33363.60	0.00	0.0055
Interior	41851.10	0.00	0.0055	41767.20	0.00	0.0058
SISMO DE 1.2 D + 0.5 L + 1.0 E						
Aislador	LB			UB		
	Pu (kg)	u (cm)	Θ (rad)	Pu (kg)	u (cm)	Θ (rad)
Exterior	36869.30	12.38	0.0004	38346.80	9.74	0.0004
Interior	37334.30	12.38	0.0006	37857.10	9.74	0.0006
SISMO MCE 1.2 D + 0.25 L + 1.0 E						
Aislador	LB			UB		
	Pu (kg)	u (cm)	Θ (rad)	Pu (kg)	u (cm)	Θ (rad)
Exterior	39298.20	22.95	0.0004	42128.50	18.11	0.0003
Interior	37114.60	22.95	0.0006	37721.60	18.11	0.0005

Elaboración : Propia.

En la tabla n.º 4.17, se presentan las deformaciones angulares de compresión, rotación y corte, mediante esta tabla se puede determinar la tabla n.º 4.18, correspondiente al control por combinaciones de carga.

Tabla n.º 4.17 Deformaciones angulares de compresión, rotación y corte.

Deformación Angular por Compresión " γ_c "						
Aislador	CARGA VERTICAL		SISMO DE		SISMO MCE	
	LB	UB	LB	UB	LB	UB
Exterior	0.301	0.230	0.529	0.379	1.090	0.645
Interior	0.370	0.288	0.536	0.374	1.029	0.578
Deformación Angular por Rotación " γ_r "						
Aislador	CARGA VERTICAL		SISMO DE		SISMO MCE	
	LB	UB	LB	UB	LB	UB
Exterior	0.397	0.357	0.027	0.024	0.025	0.022
Interior	0.378	0.375	0.041	0.038	0.038	0.035
Deformación Angular por Corte " γ_s "						
Aislador	CARGA VERTICAL		SISMO DE		SISMO MCE	
	LB	UB	LB	UB	LB	UB
Exterior	0.000	0.000	0.825	0.649	1.530	1.207
Interior	0.000	0.000	0.825	0.649	1.530	1.207

Elaboración : Propia.

Tabla n.º 4.18 Controles de deformaciones.

Estado de carga	Aislador	Control	LB	UB
1.2 D + 1.6 L	Exterior	$\gamma_c < 3.5$	0.30	0.23
	Interior		0.37	0.29
1.2 D + 1.6 L	Exterior	$\gamma_c + \gamma_r + \gamma_s < 6$	0.70	0.59
	Interior		0.75	0.66
1.2 D + 0.5 L + 1.0 SDE	Exterior	$\gamma_c + 0.5 \gamma_r + \gamma_s < 7$	1.37	1.04
	Interior		1.38	1.04
1.2 D + 0.25 L + 1.0 SMCE	Exterior	$\gamma_c + 0.25 \gamma_r + \gamma_s < 9$	2.63	1.86
	Interior		2.57	1.79

Elaboración : Propia.

En la tabla n.º 4.19, se presenta el cálculo del espesor de placas SHIM, para cada combinación de cargas, de la cual se corrobora que no sea mayor que el espesor estipulado en 0.50 cm. En la tabla n.º 4.20, se presentan los controles por pandeo y por último el espesor de placas exteriores, en la tabla n.º 4.21, cabe resaltar que en dicha tabla el espesor que resulta es cero para todas las combinaciones de carga, debido a que el ancho de la columna rectangular equivalente b , descrita en la ecuación (2-27), es mayor que el ancho del concreto b_1 , descrita en la ecuación (2-29), motivo por el cual el brazo de momento resulta negativo, lo que significa que supuestamente no necesita espesor de placas exteriores, pero esto es inadecuado porque se le coloca el espesor de 2.5 cm.

Tabla n.º 4.19

Espesor de placas SHIM

Aislador	CARGA VERTICAL		SISMO DE		SISMO MCE	
	LB	UB	LB	UB	LB	UB
	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Exterior	0.016	0.016	0.028	0.026	0.046	0.034
Interior	0.020	0.020	0.029	0.026	0.043	0.031

Elaboración : Propia.

Tabla n.º 4.20

Controles por pandeo.

Control	CARGA VERTICAL		SISMO MCE	
	LB	UB	LB	UB
$P'_{cr} / P_{cr} > 0.15$	1.00	1.00	0.32	0.45
$P'_{cr} / P_u > 2$	9.13	12.58		
	7.41	10.05		
$P'_{cr} / P_u > 1.1$			2.52	4.49
			2.67	5.01

Elaboración : Propia,

Tabla n.º 4.21

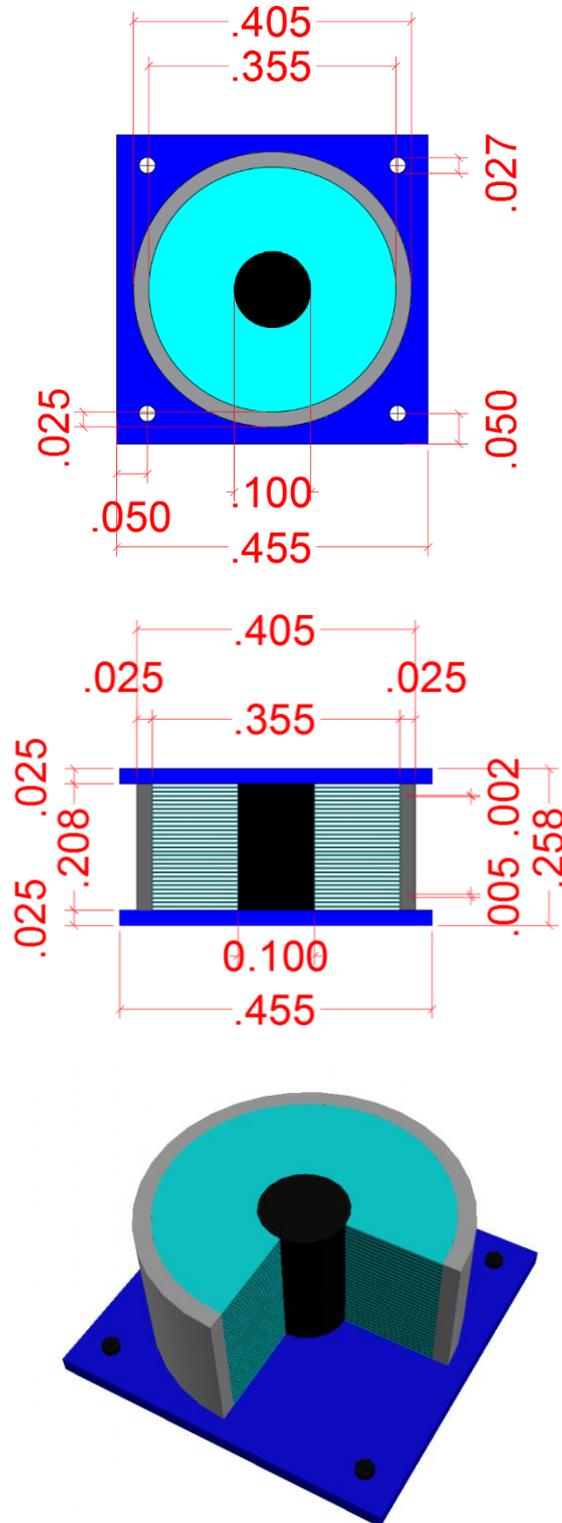
Espesor de placas exteriores

Aislador	CARGA VERTICAL		SISMO DE		SISMO MCE	
	LB	UB	LB	UB	LB	UB
	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Exterior	0	0	0	0	0	0
Interior	0	0	0	0	0	0

Elaboración : Propia,

En la figura n.º 4.8, se observa el diseño final del aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB), en planta, en corte y en 3D.

Figura n.º 4. 8. Diseño de aislador LRB, en planta, corte y 3D.



Fuente: Elaboración propia.

Posterior al diseño del aislador, se presenta la tabla n.º 4.22, correspondiente al diseño por flexión de la viga del primer nivel del eje 2-2 del modelo estructural. Se puede observar la resistencia requerida por ACI-318 (2014), y la resistencia de diseño proporcional al acero de refuerzo establecido.

Tabla n.º
4.22

Diseño por flexión de la viga.

Descripción	Und.	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3		
		1-1	2-2	3-3	1-1	2-2	3-3	1-1	2-2	3-3
Resistencia Requerida "Mu(-)"	T.m	16.20	4.05	8.71	14.17	3.54	14.17	8.71	4.05	16.20
Resistencia Requerida "Mu(+)"	T.m	8.10	4.05	9.87	9.82	3.54	9.92	9.87	4.05	8.10
Acero Negativo	cm2	19.83	3.33	8.56	16.02	2.89	16.02	8.56	3.33	19.83
Acero Positivo	cm2	6.99	3.33	9.94	9.89	2.89	10.01	9.94	3.33	7.87
Acero Mínimo "As min"	cm2	2.83	2.83	2.83	2.83	2.83	2.83	2.83	2.83	2.83
Acero Máximo "As max"	cm2	21.25	21.25	21.25	21.25	21.25	21.25	21.25	21.25	21.25
# de Barras Corridas Superior	und	2								
Ø de Barras Corridas Superior		#6								
# de Bastones Sup. en 1º Capa	und	1		1	1		1	1		1
Ø de Bastones Sup en 1º Capa		#8		#8	#8		#8	#8		#8
# de Bastones Sup en 2º Capa	und	2		2	2		2	2		2
Ø de Bastones Sup en 2º Capa		#8		#6	#6		#6	#6		#8
Acero Propuesto Negativo	cm2	20.90	5.70	16.47	16.47	5.70	16.47	16.47	5.70	20.90
Peralte Efectivo Negativo	cm	30.94	33.78	30.94	30.94	33.78	30.94	30.94	33.78	30.94
Resistencia de Diseño "ØMn(-)"	Ton.m	16.67	6.70	14.44	14.44	6.70	14.44	14.44	6.70	16.67
Verificación		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
# de Barras Corridas Inferior	und	2								
Ø de Barras Corridas Inferior		#5								
# de Bastones Inf en 1º Capa	und	2		2	2		2	2		2
Ø de Bastones Inf en 1º Capa		#5		#6	#6		#6	#6		#5
Acero Propuesto Positivo	cm2	7.92	3.96	9.66	9.66	3.96	9.66	9.66	3.96	7.92
Peralte Efectivo Positivo	cm	33.94	33.94	33.78	33.78	33.94	33.78	33.78	33.94	33.94
Resistencia de Diseño "ØMn(+)"	Ton.m	9.04	4.80	10.67	10.67	4.80	10.67	10.67	4.80	9.04
Verificación		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Elaboración : Propia.

En la tabla n.º 4.23, se presenta el diseño por corte de la viga, de acuerdo al diseño por resistencia y por capacidad, de la norma ACI-318 (2014). Se puede observar el cortante requerido, los momentos probables y la separación por norma, la separación mínima de estos procedimientos es el que gobierna el diseño.

Tabla n.º
4.23

Diseño por cortante de la viga.

Descripción	Und.	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3		
		1-1	2-2	3-3	1-1	2-2	3-3	1-1	2-2	3-3
Resistencia Requerida "Vu"	T	17.52	12.55	11.19	12.74	10.31	12.74	11.19	12.55	17.52
Resistencia Requerida "Pu"	T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Longitud Libre de la viga	m	3.50			3.50			3.50		
Momento Prob. Negativo (-)	T.m	20.46		18.37	18.37		18.37	18.37		20.46
Momento Prob. Positivo (+)	T.m	12.17		14.25	14.25		14.25	14.25		12.17
Cortante Prob. Antihorario	T	9.92		8.73	9.32		9.32	8.73		9.92
Cortante Prob. Horario	T	8.73		9.92	9.32		9.32	9.92		8.73
Cortante Prob. Máximo "Vp"	T	9.92	9.92	9.92	9.32	9.32	9.32	9.92	9.92	9.92
Cortante Gravitacional "Vg"	T	7.97	3.00	1.64	4.12	1.32	4.12	1.64	3.00	7.97
Cortante de Diseño "Ve"	T	17.89	12.92	11.55	13.44	10.65	13.44	11.55	12.92	17.89
Cortante del Concreto "Vc"	T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Av/sep	cm ² /cm	0.18	0.12	0.12	0.14	0.10	0.14	0.12	0.12	0.18
Separación "s"	m	0.14	0.21	0.21	0.18	0.25	0.18	0.21	0.21	0.14
Longitud de confin. "Lo"	m	0.80			0.80			0.80		
Separación por norma	m	0.08	0.17	0.08	0.08	0.17	0.08	0.08	0.17	0.08
Armadura		φ3/8":1@0.05, 11@0.075,Rto@0.15			φ3/8":1@0.05, 11@0.075,Rto@0.15			φ3/8":1@0.05, 11@0.075,Rto@0.15		

Elaboración : Propia.

El detalle de refuerzo de la viga se presenta en la sección de anexos, en los planos de cada modelo estructural.

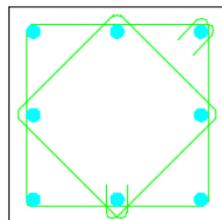
En la tabla n.º 4.24, se presentan las solicitaciones de fuerzas de diseño para la columna del eje 2 – B, el diseño se presenta en la parte de anexos, desarrollada en la hoja de cálculo DIS_COL_2B_3P_4E_4m, debido a que el procedimiento es muy largo. Se adjunta la figura n.º 4.9, donde se observa el diseño final de la columna.

Tabla n.º 4.24 Solicitaciones de fuerzas de diseño para columna.

N.º	Combinaciones	Ubicación	Pu (T)	Vu2 (T)	Vu3 (T)	Mu2 (T.m)	Mu3 (T.m)
1	1.4 D	Top	-98.53	-6.58	-6.58	2.95	2.95
		Bottom	-101.07	-6.58	-6.58	-10.86	-10.86
2	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	Top	-112.99	-8.11	-8.11	3.66	3.66
		Bottom	-115.17	-8.11	-8.11	-13.38	-13.38
3	1.2 D + 1.0 L + 1.0 Sx	Top	-105.63	19.28	-7.03	3.23	18.79
		Bottom	-107.81	-33.46	-7.15	-11.79	-51.49
4	1.2 D + 1.0 L + 1.0 Sy	Top	-105.63	-7.03	19.28	18.79	3.23
		Bottom	-107.81	-7.15	-33.46	-51.49	-11.79
5	0.9 D + 1.0 Sx	Top	-67.42	22.14	-4.17	1.93	17.50
		Bottom	-69.05	-30.60	-4.29	-7.08	-46.77
6	0.9 D + 1.0 Sy	Top	-67.42	-4.17	22.14	17.50	1.93
		Bottom	-69.05	-4.29	-30.60	-46.77	-7.08

Elaboración : Propia,

Figura n.º 4. 9. Diseño de columna de 55 cm x 55 cm

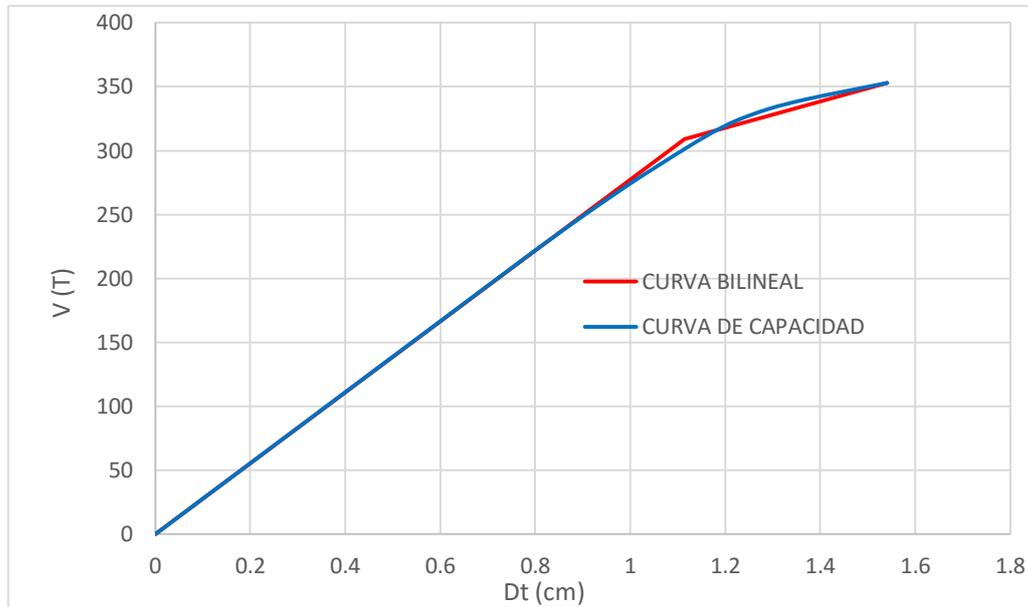


8Ø1"
2Ø1 1/2":1a .05,
8@.075, rto. @.15 c/ext.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura n.º 4.10, se muestran las curvas de Pushover y bilineal, con la finalidad de obtener en la tabla n.º 4.25, el factor de sobre resistencia el modelo analizado.

Figura n.º 4. 10. Curva Pushover y Curva Bilineal.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla n.º 4.25

Factor de sobre resistencia.

Descripción	Nomenclatura	Und	Valor
Cortante Último	V_u	T	352.96
Cortante de Fluencia	V_y	T	309.20
Factor de Sobre Resistencia	$R \Omega$	factor	1.14

Elaboración : Propia

Por último, se presenta la tabla n.º 4.26, en donde se observan los factores de sobre resistencia de los 18 modelos analizados.

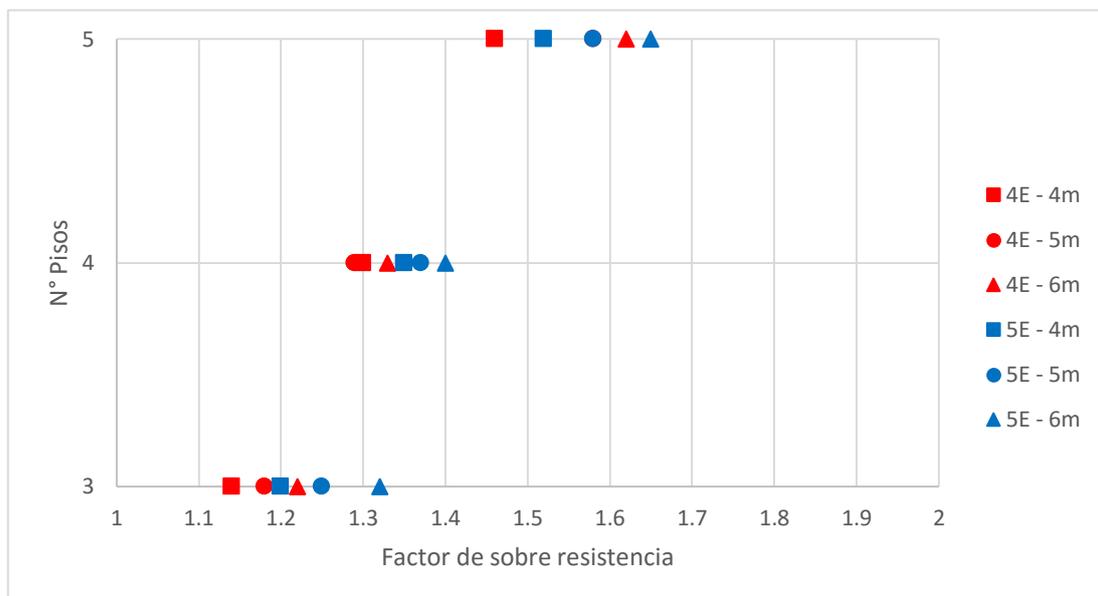
Tabla n.º 4.26 Factores de sobre resistencia.

Nº Pisos	4 Ejes			5 Ejes		
	4 m.	5 m.	6 m.	4 m.	5 m.	6 m.
3	1.14	1.18	1.22	1.20	1.25	1.28
4	1.30	1.29	1.33	1.37	1.39	1.43
5	1.46	1.58	1.62	1.42	1.60	1.64

Elaboración : Propia.

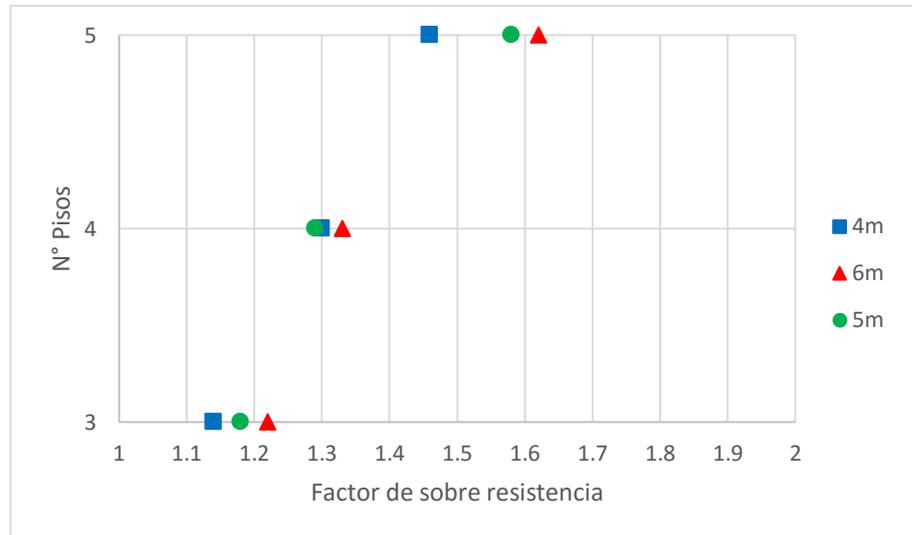
En la figura n.º 4.11, se observa los factores de sobre resistencia en base al número de pisos, el número de ejes y la longitud de vigas.

Figura n.º 4. 11. Factores de sobre resistencia de modelos estructurales.



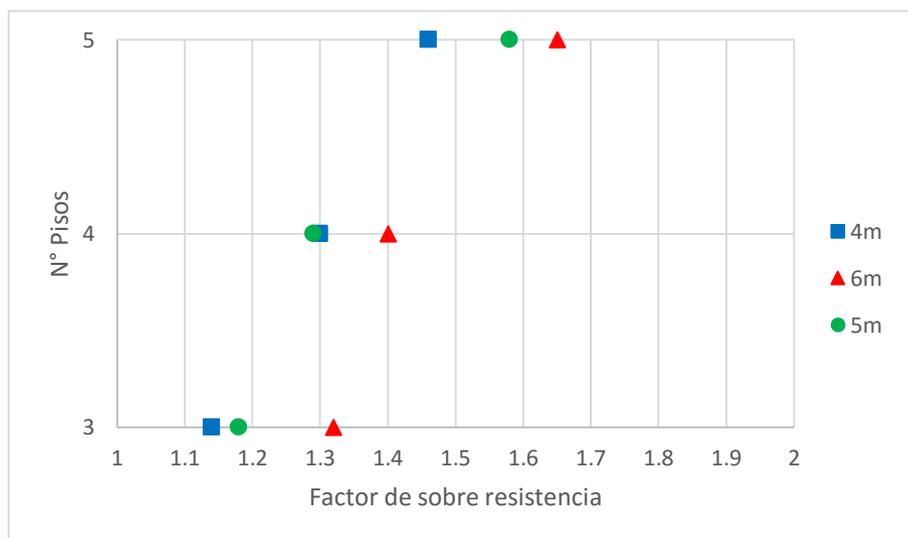
Fuente: Elaboración propia.

Figura n.º 4. 12. Factor de sobre resistencia para modelos de 4 ejes.



Fuente: Elaboración propia.

Figura n.º 4. 13. Factor de sobre resistencia para modelos de 5 ejes.



Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN

Las distorsiones para los modelos empotrados, cumplen los requisitos de rigidez especificados por la norma E.030-2016 para todos los casos. Pese a ello, es conocido que el comportamiento esperado ante diversos escenarios de sismo (leve, moderado, severo) tendrá como consecuencia la ocurrencia de daño en los elementos estructurales y no estructurales, siendo este desempeño aceptado para edificaciones comunes e importantes; sin embargo, para edificaciones esenciales, conformadas por pórticos, una forma de lograr un desempeño satisfactorio (permanece la funcionalidad de la edificación una vez ocurrido el sismo) es la incorporación de aisladores tipo LRB. La incorporación de aisladores tipo LRB en las edificaciones estudiadas, modifican sustancialmente sus propiedades dinámicas y por ende su desempeño sísmico:

Para los edificios de 3 pisos y 4 ejes, las distorsiones máximas se redujeron en un 43%, el desplazamiento en la azotea se redujo en 50%, el periodo fundamental para sismo DE (considerando el límite inferior UB) pasó de 0.27 s a 1.01 s.

Para los edificios de 3 pisos y 5 ejes, las distorsiones máximas se redujeron en un 49%, el desplazamiento en la azotea se redujo en 52%, el periodo fundamental para sismo DE (considerando el límite inferior UB) pasó de 0.36 s a 1.23 s.

Para los edificios de 4 pisos y 4 ejes, las distorsiones máximas se redujeron en un 47%, el desplazamiento en la azotea se redujo en 53%, el periodo fundamental para sismo DE (considerando el límite inferior UB) pasó de 0.42 s a 1.21 s.

Para los edificios de 4 pisos y 5 ejes, las distorsiones máximas se redujeron en un 55%, el desplazamiento en la azotea se redujo en 55%, el periodo fundamental para sismo DE (considerando el límite inferior UB) pasó de 0.47 s a 1.03 s.

Para los edificios de 5 pisos y 4 ejes, las distorsiones máximas se redujeron en un 51%, el desplazamiento en la azotea se redujo en 53%, el periodo fundamental para sismo DE (considerando el límite inferior UB) pasó de 0.51 s a 1.29 s.

Para los edificios de 5 pisos y 5 ejes, las distorsiones máximas se redujeron en un 59%, el desplazamiento en la azotea se redujo en 57%, el periodo fundamental para sismo DE (considerando el límite inferior UB) pasó de 0.55 s a 1.33 s.

Ahora, si comparamos los resultados para los edificios empotrados de 3 pisos en función al número de ejes, se observa que las distorsiones varían ligeramente, con una diferencia de apenas el 3.6% entre el caso de 4 ejes y el de 5 ejes.

Ahora, si comparamos los resultados para los edificios empotrados de 4 pisos en función al número de ejes, se observa que las distorsiones varían ligeramente, con una diferencia de apenas el 4.4% entre el caso de 4 ejes y el de 5 ejes.

Ahora, si comparamos los resultados para los edificios empotrados de 5 pisos en función al número de ejes, se observa que las distorsiones varían ligeramente, con una diferencia de apenas el 4.9% entre el caso de 4 ejes y el de 5 ejes.

Al comparar el peso a transmitir a la cimentación, para el edificio de 3 pisos y 4 ejes, se encontró que el edificio aislado pesa 140% del edificio sin aislamiento. Esta tendencia se reduce conforme se incrementa el número de pisos, llegando a un valor de 118% para el edificio de 5 pisos y 4 ejes.

Al comparar el peso a transmitir a la cimentación, para el edificio de 3 pisos y 5 ejes, se encontró que el edificio aislado pesa 155% del edificio sin aislamiento. Esta tendencia se reduce conforme se incrementa el número de pisos, llegando a un valor de 115% para el edificio de 5 pisos y 5 ejes.

En lo que se refiere al factor de sobre resistencia para los edificios aislados de 3 pisos, según se observa en el gráfico N° 50, podemos señalar que este varía entre el rango de 1.14 a 1.28, correspondiendo el menor valor al menor número de ejes y el mayor valor al mayor número de ejes.

En lo que se refiere al factor de sobre resistencia para los edificios aislados de 4 pisos, según se observa en el gráfico N° 50, podemos señalar que este varía entre el rango de 1.30 a 1.43, correspondiendo el menor valor al menor número de ejes y el mayor valor al mayor número de ejes.

En lo que se refiere al factor de sobre resistencia para los edificios aislados de 5 pisos, según se observa en el gráfico N° 50, podemos señalar que este varía entre el rango de 1.46 a 1.64, correspondiendo el menor valor al menor número de ejes y el mayor valor al mayor número de ejes.

Finalmente, al comparar el factor de sobre resistencia entre los edificios de 3, 4 y 5 pisos para un mismo número de ejes se encuentra que hay un aumento casi proporcional al peso del edificio, también porque necesita más refuerzo que implica tener mayor resistencia.

El incremento del factor de sobre resistencia conforme aumenta el número de ejes, está asociado al mayor número de elementos.

El incremento del factor de sobre resistencia conforme aumenta el número de pisos, está asociado al refuerzo que necesitan los elementos estructurales.

El amortiguamiento del sistema se incrementa notablemente, pasando de 5% a 27%

Los valores del factor de sobre resistencia encontrados están dentro del rango esperado de respuesta pues resultan menores que el factor de reducción global definido por documentos como FEMA 356 y representan un 65% de ellos. La diferencia se debe a la ductilidad y redundancia.

Algunos autores asignan al factor de sobre resistencia un valor de 2 y en nuestro caso hemos seguido un procedimiento analítico detallado y que ha tomado en cuenta, la capacidad de rotación, el refuerzo de las secciones, además se han analizado 18 modelos variando luces y número de ejes, lo que nos permite obtener resultados para un amplio rango de estructuras con características propias de nuestra ciudad. En tal sentido, los resultados a los que arribamos en esta investigación resultan confiables.

CONCLUSIONES

- Se determinó el factor de sobre resistencia en estructuras aporticadas de C°A° con aisladores de base tipo LRB en la ciudad de Trujillo, donde como era de esperarse se mostró un valor que variaba proporcionalmente a las características de cada modelos, donde de acuerdo a cada modelo el factor de sobre resistencia vario proporcionalmente entre 1.14 a 1.64.
- Se caracterizó 18 modelos estructurales, de acuerdo al N° de pisos entre 3 a 5 pisos, N° ejes de 4 ejes y 5 ejes, distancias de 4m, 5m y 6 m. En la tesis se explica detalladamente un modelo 3P_4E_4m.
- Se realizó el análisis sísmico dinámico modal espectral con base empotrada para los 18 modelos, se verificó las fuerzas laterales, momentos y derivas de entrepiso; donde se comprobó que si cumple con la norma E 0.30. El período fundamental de los modelos está entre 0.27 a 0.55 segundos.
- Se realizó el análisis sísmico dinámico modal espectral con base aislada para los 18 modelos, se verifico las fuerzas laterales, momentos, derivas de entrepiso se redujeron entre un 43% a 59% y giros; para comprobar si cumple de acuerdo al diseño de aisladores para los diferentes sismos. Además se realizó el diseño de los aisladores de base tipo LRB. el periodo fundamental de los modelos están entre 1.01 a 1.13 segundos.
- Se realizó el análisis no lineal estático (PUSHOVER) para los 18 modelos, donde se verifico la capacidad de cada estructura tomando en cuenta que los valores de fuerzas son de la estructura aislada y colocara en la estructura empotrada. Esto nos sirve para el monitoreo de la deformación de desempeño de la estructura, considerando que las secciones poco a poco se van agrietando por lo tanto produce desplazamientos más considerables.
- Se obtuvo la curva bilineal de capacidad para los 18 modelos estructurales, que permite relacionar con la curva de capacidad de la estructura. Para el modelo presentado de 3P_4E_4m el cortante ultima $V_u = 352.96$ T. y la Cortante de fluencia $V_y = 309.2$ T. La sobre resistencia de dicha estructura es 1.14.

RECOMENDACIONES

- Realizar un estudio para determinar el factor de redundancia y el factor de ductilidad para completar los tres factores que componen el factor de reducción sísmica que no considera la E0.30 para estructuras aisladas, mientras otras normas donde el cálculo del amortiguamiento histórico está en función a los elementos estructurales a lo largo del evento sísmico.
- Los factores de sobre resistencia obtenidos en la presente tesis solo son válidos para estructuras regulares tanto en planta y altura, por tanto, si se usa estructuras irregulares se tendrá que tomar en consideración otros parámetros que profundicen los estudios a analizar y recolecten datos representativos para generar modelos más exactos.
- De igual manera es necesario realizar estudios para elaborar lineamientos que conduzcan a la preparación de normas nacionales referentes a sistemas de protección sísmica.
- Diseñar la conexión entre los aisladores y la estructura para un mayor detalle.

REFERENCIAS

- AASHTO Guide Specification for Seismic Isolation Design (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1999).
- ACI 318S-14. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. 2014.
- Aguiar Falconí, R. (2007). Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte. Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Editorial A.H. Barbat.
- Aguiar Falconí, R. (2010). Análisis sísmico de edificios. Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas.
- Aguiar Falconí, R. (2013). Microzonificación sísmica de Quito, Quito, Ecuador.
- Aguiar, Almazán, Dechent y Suarez (2008). Aisladores de base elastoméricos y FPS. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Quito, Ecuador.
- Aguiar, Vergara y Guaygua (2014). Análisis sísmico de una estructura con aisladores FPS de primera y segunda generación y elastoméricos con núcleo de plomo, Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Quito, Ecuador.
- Aislamiento sísmico para edificaciones y puentes - Dynamic Isolation Systems.
- Arriagada Rosas, J. (2005). Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional) (Tesis de Licenciatura). Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- ASCE/SEI. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. (41-06). 2007.
- ATC (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council. Redwood City, California.
- Bazán, E. & Meli, R. (2013). Diseño sísmico de edificios. México: Limusa.
- BLANCO BLASCO, ANTONIO (1991) Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado/ Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, Lima, Perú.
- Centro de Computación de la Universidad de Chile ([CEC-UCHILE], 2010).
- Chopra, ANIL K. (2014) Dinámica de estructuras. Cuarta edición. México: Pearson.
- Constantinou, M. & Kalpakidis, I (2011). LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators, University at Buffalo, United States.
- Diseño Sismorresistente de Pórticos Resistentes a Momento en Estructuras de Concreto Armado - Sísmica Adiestramiento.
- Elastomeric Isolators – FIP INDUSTRIALE.
- FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency Washington, D.C. 2000.

- Gálvez Villacorta, A. (2008). Propuesta del factor de reducción de fuerza sísmica para sistemas estructurales en concreto armado con muros reforzados por barras dúctiles y mallas electrosoldadas. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Korswagen, Arias y Huaranga (2012). Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú, Pontificia Universidad Católica del Perú (Tesis de Licenciatura), Lima, Perú.
- Mc Cormac, Jack y Brown, Russell. Diseño de Concreto Reforzado. Octava Edición. México: Alfaomega.
- 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.
- Ottazi Passino, G. Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado (Tesis de Maestría), Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Paulay y Priestley (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). (2006). E.020 Cargas. Lima.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). (2009). E.060 Diseño en concreto armado. Lima.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). (2016). E.030 Diseño sismo resistente. Lima.
- Romero Aguilar, J. (2012). Análisis de una cimentación compensada tipo cajón en suelo compresible por medio del método de los elementos finitos (Tesis de Maestría). IPN, México.
- Romo Proaño, M. (2010). Temas de hormigón armado. Escuela Politécnica del Ejercicio, Quito, Ecuador.
- Sistemas de protección sísmica de edificios – Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Soriano Cacho, J. (2014). Comparación de la respuesta estructural del pabellón de la Universidad Privada del Norte con aisladores sísmicos elastoméricos y sin aisladores sísmicos, Universidad Privada del Norte (Tesis de Licenciatura), Cajamarca, Perú.
- Toledo Espinoza, V. (2011). La Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño (Performance-Based Earthquake Engineering, PBEE).
- Vergara y Zevallos (2014). Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la Ciudad de Trujillo (Tesis de Licenciatura), La Libertad. Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú.
- Villagómez Molero (2015). Lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones sísmicamente aisladas en el Perú (Tesis de Maestría), Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Villarreal Castro, G. & Oviedo Sarmiento, R. (2009). Edificaciones con disipadores de energía (Libro Premio Nacional ANR 2008). Lima: Asamblea Nacional de Rectores.

ANEXOS

ANEXO N° 1. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO 3P_4E_5M

ANEXO N° 2. DISEÑO DE COLUMNA 3P_4E_5M

ANEXO N° 3. DISEÑO DE VIGA 3P_4E_5M

ANEXO N° 4. DISEÑO DE AISLADOR 3P_4E_5M

ANEXO N° 5. CURVA DE CAPACIDAD 3P_4E_5M

ANEXO N° 6. PLANO: ENCOFRADO DE TECHOS 3P_4E_5M

ANEXO N° 7. PLANO: DETALLE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 3P_4E_5M

ANEXO N° 8. PLANO: ELEVACIÓN DE ESTRUCTURA AISLADA 3P_4E_5M

ANEXO N° 9. PLANO: DISEÑO DE ARMADO DE AISLADOR LRB 3P_4E_5M