UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis estructural sísmico de una edificación existente ubicada en Lima
Metropolitana que no cumple el control de derivas y propuesta de
reforzamiento con acero estructural

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Silva Segura, Renzo Alessandro (0000-0002-1681-6173)

Apaza Bocanegra, Carlo David (0000-0002-0135-4527)

ASESOR

Orihuela Dávila, Junior Didi (0000-0002-0209-2055)

Lima, 9 de diciembre de 2020

DEDICATORIA

*Dedicado a nuestros padres, familiares, amigos y profesores que nos acompañaron en
todo momento de nuestra carrera universitaria*

AGRADECIMIENTOS

A nuestros padres por siempre apoyarnos en todo momento.

A nuestros amigos que influyeron en nosotros para ser lo que somos ahora.

A nuestros profesores que nos dejaron una gran enseñanza durante toda nuestra carrera universitaria.

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo analizar y evaluar la efectividad de reforzar con acero estructural a una edificación existente que no cumple el control de derivas. La edificación a reforzar, ubicada en el distrito de Lince en la ciudad de Lima, cuenta con un área de terreno total de 193m², con 5 pisos destinados al uso de oficinas y un sistema estructural de pórticos de concreto armado construido en el año 2004.

Se exponen todos los sistemas de reforzamiento con acero estructural más utilizados en la actualidad para rigidizar la edificación y que la estructura logre un comportamiento sismorresistente adecuado. El material del reforzamiento será acero estructural ASTM A36.

Se verificará las irregularidades que presenta la edificación existente; dado a que la edificación fue construida bajo las especificaciones de la Norma E.030 del 2004, se actualizarán todos los parámetros sísmicos a la más reciente Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2018.

Se modela la edificación con cada tipo de reforzamiento con acero, se realiza un análisis sísmico para comprobar que la estructura cumpla con los requisitos especificados en la Norma E.030, y verificar que los desplazamientos laterales relativos de entrepisos (derivas) no superen el límite máximo permitido de 0.007 establecido en la Norma. De esta manera, se optará por el sistema de reforzamiento con acero más efectivo y viable para la edificación.

Por último, se verifican todos los elementos estructurales de concreto y se diseña los nuevos elementos de acero implementados a la estructura, bajo la Especificación AISC 360 para acero estructural.

Palabras clave: Control de derivas; Rigidez; Análisis sísmico; Reforzamiento estructural; Acero estructural.

Seismic structural analysis of an existing building located in Metropolitan Lima that does not comply with drift control and a proposal for reinforcement with structural steel

ABSTRACT

The objective of this thesis is to analyze and evaluate the effectiveness of reinforcing an existing building with structural steel that does not comply with drift control. The building to be reinforced is located in the Lince district in the city of Lima, has a total land area of 193m². The building consists of 5 floors for office use, it is a structural system of reinforced concrete porches and was built in 2004.

All the systems of reinforcement with structural steel most used today are exposed to stiffen the building and that the structure achieves an adequate earthquake-resistant behavior. The reinforcement material will be ASTM A36 structural steel.

Irregularities in the existing building will be verified; Since the building was built under the specifications of Standard E.030 of 2004, all seismic parameters will be updated to the most recent Standard E.030 Seismic-resistant Design 2018.

The building is modeled with each type of steel reinforcement, a simian analysis is carried out to verify that the structure complies with the requirements specified in Standard E.030, and to verify that the relative lateral displacements of the floors (drifts) do not exceed the limit. maximum allowed of 0.007 established in the Standard. In this way, the most effective and viable steel reinforcement system for the building will be chosen.

Finally, all the concrete structural elements are verified and the new steel elements implemented to the structure are designed, under the AISC 360 Specification for structural steel.

Keywords: Drift control; Rigidity, Seismic analysis; Structural reinforcement; Structural steel

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN	1
2	METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN	2
2.1	ANTECEDENTES	2
2.2	PROBLEMÁTICA	4
2.3	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	6
2.4	HIPOTESIS.....	6
2.5	OBJETIVOS.....	7
2.5.1	Objetivo General.....	7
2.5.2	Objetivo Especifico	7
2.6	METODOLOGÍA	7
3	MARCO TEORICO	9
3.1	CONTROL DE LAS DERIVAS ENTREPISOS	9
3.2	TIPOS DE FALLAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	10
3.2.1	Por cortante.....	10
3.2.2	Por compresión	11
3.2.3	Por flexión	12
3.2.4	Por torsión.....	13
3.3	ACERO ESTRUCTURAL COMO MATERIAL PARA REFORZAMIENTO	15
3.3.1	Propiedades del acero estructural	15
3.3.2	Diferencias entre el reforzamiento con acero y concreto	16
3.3.3	Tipos de reforzamiento estructural	17
3.3.4	Diseño de los elementos de acero según el AISC	21
3.4	ANCLAJE QUÍMICO.....	23
4	ANÁLISIS SISMICO DE LA EDIFICACIÓN EXISTENTE.....	24
4.1	ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN	24
4.1.1	Descripción de la edificación	24
4.1.2	Planos de la edificación	24
4.1.3	Características de los materiales.....	26
4.1.4	Dimensiones de los elementos estructurales	27
4.2	METRADO DE CARGAS	28

4.2.1	Metrado de cargas de las losas aligeradas	28
4.2.2	Metrado de cargas de las vigas	30
4.2.3	Metrado de cargas de las columnas	31
4.2.4	Metrado de cargas de la tabiquería	32
4.3	ANÁLISIS PRELIMINAR	33
4.3.1	Parámetros de la norma E.030 Diseño Sismorresistente	33
4.4	ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA EDIFICACIÓN	38
4.4.1	Modelamiento de la edificación	38
4.4.2	Peso de la edificación	39
4.4.3	Configuración estructural	40
4.4.4	Cálculo de la cortante basal	43
4.4.5	Distribución de fuerzas sísmicas	44
4.5	ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA EDIFICACIÓN	45
4.5.1	Distribución de fuerzas sísmicas	45
4.5.2	Distribución de fuerzas sísmicas	46
4.5.3	Verificación de las derivas entrepiso.....	48
5	EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO	49
5.1	PRIMERA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO	51
5.1.1	Análisis Estático	52
5.1.2	Análisis dinámico modal espectral	55
5.1.3	Proceso constructivo.....	57
5.2	SEGUNDA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO	58
5.2.1	Análisis Estático	58
5.2.2	Análisis dinámico modal espectral	61
5.2.3	Proceso constructivo.....	63
5.3	TERCERA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO.....	64
5.3.1	Análisis Estático	64
5.3.2	Análisis dinámico modal espectral	67
5.3.3	Proceso constructivo.....	69
5.4	ELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA.....	70
5.4.1	Control de derivas para cada alternativa de reforzamiento	70
5.4.2	Costo de implementar el refuerzo con acero	73

5.4.3	Procedimiento constructivo de las alternativas de refuerzo	76
5.4.4	Factibilidad de implementar el refuerzo con acero	76
6	VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	78
6.1	VERIFICACIÓN DE LOSAS ALIGERADAS	79
6.1.1	Por flexión	79
6.1.2	Por corte.....	80
6.1.3	Control de deflexiones.....	81
6.1.4	Ejemplo para la verificación.....	81
6.2	VERIFICACIÓN DE VIGAS.....	84
6.2.1	Por flexión	84
6.2.2	Por deflexión.....	84
6.2.3	Por corte.....	85
6.2.4	Ejemplo para la verificación.....	86
6.3	VERIFICACIÓN DE COLUMNAS.....	90
6.3.1	Por corte.....	90
6.3.2	Por flexocompresión uniaxial.....	91
6.3.3	Por flexión biaxial	92
6.3.4	Efectos de esbeltez.....	93
6.3.5	Ejemplo para la verificación.....	96
7	DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL.....	103
7.1	DISEÑO DE ARRIOSTRES.....	103
7.1.1	Diseño por tracción.....	105
7.1.2	Diseño por compresión.....	109
7.2	DISEÑO DE CONEXIONES	113
7.2.1	Diseño de plancha de conexión o Gusset Plate	113
7.2.2	Diseño de pernos	116
7.2.3	Capacidad de resistencia entre el concreto y anclajes	117
8	CONCLUSIONES	119
9	RECOMENDACIONES	123
10	REFERENCIAS.....	125
11	ANEXOS.....	128

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Límites para la distorsión del entrepiso	9
Tabla 2 Cuadro de columnas	27
Tabla 3 Cuadro de vigas	27
Tabla 4 Metrado de losas aligeradas en el piso 1	29
Tabla 5 Metrado de vigas en el piso 1	30
Tabla 6 Metrado de columnas en el piso 1	31
Tabla 7 Peso de la tabiquería.....	32
Tabla 8 Carga equivalente para tabiquerías.....	33
Tabla 9 Metrado de cargas para tabiquería.....	33
Tabla 10 Factor de suelo correspondiente a las zonas sísmicas	35
Tabla 11 Periodos TP y TL.....	35
Tabla 12 Categoría de las edificaciones y Factor “U”.....	36
Tabla 13 Sistemas Estructurales y coeficiente básico de reducción R0.	37
Tabla 14 Periodos Fundamentales de la estructura	38
Tabla 15 Peso de la edificación	39
Tabla 16 Parámetros sísmicos que considerar para el análisis estático	39
Tabla 17 Resultados de la fuerza cortante basal asumiendo una estructura regular.....	40
Tabla 18 Primer criterio para verificación de Irregularidad de Rigidez-Piso Blando.....	41
Tabla 19 Segundo criterio para verificación de Irregularidad de Rigidez-Piso Blando.....	41
Tabla 20 Análisis de Irregularidad de Resistencia-Piso Débil	42
Tabla 21 Verificación de Irregularidad Torsional	43
Tabla 22 Factores de reducción por irregularidad.....	43
Tabla 23 Resultados de la fuerza cortante basal.....	44
Tabla 24 Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección X	44
Tabla 25 Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección Y	44
Tabla 26 Valores de Periodo (T) vs Pseudo-aceleraciones (Sa).....	45
Tabla 27 Fuerzas cortantes dinámicas en la dirección X de la estructura	46
Tabla 28 Fuerzas cortantes dinámicas en la dirección Y de la estructura	47
Tabla 29 Comprobación entre cortantes en la base	47
Tabla 30 Nuevos cortantes dinámicos.....	47
Tabla 31 Derivas para el sismo en X.....	48
Tabla 32 Derivas para el sismo en Y.....	48

Tabla 33 Ventajas y desventajas del concreto armado	50
Tabla 34 Características del tipo de perfil W	51
Tabla 35 Periodos Fundamentales de la estructura alternativa 1	52
Tabla 36 Peso de la edificación alternativa 1	53
Tabla 37 Factores de reducción alternativa 1	53
Tabla 38 Resultados de la fuerza cortante basal	54
Tabla 39 Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección X	54
Tabla 40 Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección Y	54
Tabla 41 Comprobación entre cortantes en la base para la alternativa 1	55
Tabla 42 Cortantes dinámicos de la alternativa 1	56
Tabla 43 Derivas para el sismo en X	56
Tabla 44 Derivas para el sismo en Y	56
Tabla 45 Periodos Fundamentales de la estructura alternativa 2	58
Tabla 46 Peso de la edificación alternativa 2	59
Tabla 47 Factores de reducción alternativa 2	59
Tabla 48 Resultados de la fuerza cortante basal	60
Tabla 49 Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección X	60
Tabla 50 Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección Y	60
Tabla 51 Comprobación entre cortantes en la base para la alternativa 2	61
Tabla 52 Nuevos cortantes dinámicos de la alternativa 2	61
Tabla 53 Derivas para el sismo en X	62
Tabla 54 Derivas para el sismo en Y	62
Tabla 55 Periodos Fundamentales de la estructura alternativa 3	64
Tabla 56 Peso de la edificación alternativa 3	65
Tabla 57 Factores de reducción alternativa 3	65
Tabla 58 Resultados de la fuerza cortante basal	66
Tabla 59 Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección X	66
Tabla 60 Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección Y	66
Tabla 61 Comprobación entre cortantes en la base para la alternativa 3	67
Tabla 62 Nuevos cortantes dinámicos de la alternativa 3	67
Tabla 63 Derivas para el sismo en X	68
Tabla 64 Derivas para el sismo en Y	68
Tabla 65 Ratios de precios por alternativa de reforzamiento	75

Tabla 66 Factores de reducción de resistencia Φ	78
Tabla 67 Valores de peralte mínimo para el control de deflexiones	81
Tabla 68 Datos de la losa aligerada	82
Tabla 69 Datos de la viga VP 0.20x 0.50 para la verificación por flexión.....	87
Tabla 70 Datos de la viga VP 0.20x0.50 para la verificación por corte	89
Tabla 71 Datos de la columna C-1	97
Tabla 72 Análisis de esbeltez local para la columna C-1	97
Tabla 73 Cálculo del factor de corrección δ_1 de la columna C-1 en la dirección X	98
Tabla 74 Análisis de esbeltez global en la dirección X.....	98
Tabla 75 Análisis de esbeltez global en la dirección Y	99
Tabla 76 Combinaciones de carga para la columna C-1 primer nivel.....	99
Tabla 77 Propiedades del arriostre de perfil W8x35	103
Tabla 78 Derivas de la estructura reforzada con arriostres en V invertida.....	120

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Vista de una columna con empresillado metálico.....	3
Figura 2. Refuerzo de viga de madera mediante perfiles laterales.....	3
Figura 3. Refuerzo de viga de madera mediante la colocación de pletinas de acero.	3
Figura 4. Vista en 3D de las placas BRSPSW instaladas.....	4
Figura 5. Mapa de Lima distribuido por zonas dependiendo del nivel de daño que provocaría un sismo.....	6
Figura 6. Falla en columnas por cortante debido a la acción de un sismo.	11
Figura 7. Falla de columnas por compresión debido a fuerzas sísmicas.....	12
Figura 8. Falla por flexión de columnas y vigas en edificaciones.....	13
Figura 9. Comportamiento de un edificio al sufrir el efecto de torsión.....	14
Figura 10. Falla de una columna por torsión en una edificación a causa de un sismo.....	14
Figura 11. Fuerzas horizontales actuantes y aceleración del suelo en una edificación.....	16
Figura 12. Distribución de esfuerzos a tracción y compresión en los arriostres.	17
Figura 13. Uso de arriostres en V en una edificación.....	18
Figura 14. Esquema de una placa de acero con sus elementos de borde.....	19
Figura 15. Reforzamiento de una columna mediante empresillado de perfiles metálicos. .	20
Figura 16. Distribución de marcos metálicos en ambas direcciones de una edificación....	21
Figura 17. Elemento de acero anclado a concreto armado.	23
Figura 18. Plano de arquitectura del piso típico de la edificación.....	25
Figura 19. Plano de aligerado del piso típico de la edificación.	26
Figura 20. Zonas Sísmicas y Factores de zona “Z” según la norma E.030.	34
Figura 21. Modelo 3D de la edificación existente a reforzar.	38
Figura 22. Espectro de diseño de la edificación.	46
Figura 23. Derivas de entrepiso de la estructura.	49
Figura 24. Tipo de perfil W.....	51
Figura 25. Modelo 3D de la edificación reforzada alternativa 1.....	52
Figura 26. Espectro de diseño de la alternativa 1 de reforzamiento.....	55
Figura 27. Esquema del proceso constructivo de la alternativa 1 de reforzamiento.	57
Figura 28. Modelo 3D de la edificación reforzada alternativa 2.	58
Figura 29. Espectro de diseño de la alternativa 2 de reforzamiento.....	61
Figura 30. Esquema del proceso constructivo de la alternativa 2 de reforzamiento.	63
Figura 31. Modelo 3D de la edificación reforzada alternativa 3.	64

Figura 32. Espectro de diseño de la alternativa 3 de reforzamiento.....	67
Figura 33. Esquema del proceso constructivo de la alternativa 3 de reforzamiento.	69
Figura 34. Derivas de entrepiso de la 1ra alternativa de reforzamiento.	71
Figura 35. Derivas de entrepiso de la 2da alternativa de reforzamiento.	72
Figura 36. Derivas de entrepiso de la 3ra alternativa de reforzamiento.	73
Figura 37. Paño de losa más crítico ubicado en el primer nivel.....	81
Figura 38. Detalles de la viga VP.....	86
Figura 39. Diagrama de momento y cortante de la envolvente, vista elevación eje 1.	86
Figura 40. Diagrama de momento y cortante de la envolvente de la viga VP (0.20x0.50). 87	
Figura 41. Detalles de la columna C-1.	96
Figura 42. Diagrama de interacción M3 vs P de la columna C-1.....	100
Figura 43. Diagrama de interacción M2 vs P de la columna C-1.....	100
Figura 44. Modelo estructural del Arriostre más crítico de la estructura.	103
Figura 45. Detalle de tornillos en la sección W8x35.....	107
Figura 46. Bloque de cortante de una sección W atornillada.	108
Figura 47. Esquema de la conexión columna-arriostre-viga, mediante Gusset Plate.....	114
Figura 48. Detalle de tornillos unión Gusset Plate con plancha de refuerzo al arriostre...	114

1 INTRODUCCIÓN

En los últimos años, Lima Metropolitana ha sufrido un aumento considerable de habitantes los cuales necesitan un hogar, por ende, las viviendas autoconstruidas se volvieron más comunes entre la sociedad, su mala construcción genera que ciertos elementos de estas edificaciones no cumplan su función estructural. Adicional a esto, debido a los constantes movimientos del suelo, provocados en su mayoría de veces por la colisión de las placas tectónicas, es que se han estado registrado gran cantidad de sismos en los últimos años.

En 1974, la capital peruana registró el último terremoto considerable el cual ocasionó 78 muertos, 2414 heridos y más de 1000 viviendas dañadas solo en Lima. A pesar de esto, el diseño Sismorresistente y estructural de muchas de las edificaciones actuales no se rige bajo la Norma Técnica Peruana (NTE E.030 Diseño Sismorresistente y NTE E.060 Diseño de Concreto), resultando peligroso ante cualquier movimiento telúrico y siendo necesaria la intervención de reforzar estas estructuras para evitar catástrofes en un futuro. Por estos motivos, el presente trabajo de tesis se denomina reforzamiento con acero estructural a una edificación de Lima Metropolitana que no cumpla el control de derivas, teniendo como finalidad que dicha estructura reforzada no sufra daños considerables ante un sismo.

2 METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

2.1 Antecedentes

Las implementaciones de obras complementarias en edificaciones aporticadas han sido estudiadas en distintos países que sufren de gran riesgo sísmico logrando diferenciar los beneficios, propiedades y desventajas de los distintos tipos de reforzamiento estructural utilizados comúnmente, además existen estudios experimentales que amplían las opciones de implementaciones a estructuras ya existentes. Es esencial tener en cuenta que un reforzamiento estructural de una edificación supone el incremento de su capacidad estructural.

En el 2013, se realizó una tesis titulada “Evaluación y reforzamiento de dos edificios contiguos construidos en la década del 60 en el centro de lima” con la motivación de que gran cantidad de edificios están siendo remodelados, pero sin el correcto análisis para tener un conocimiento certero de que cumplirá con el nuevo refuerzo. Por eso, dicha tesis se centra de una evaluación de una edificación construida en la década del 60 ubicada en el centro de Lima que consta de 11 pisos, 2 sótanos y una altura de 32 metros; al finalizar el análisis, se obtuvo que del séptimo al onceavo piso, no cumplía el control de derivas en el eje X según la norma E.030 vigente en dicho año. Posteriormente, se plantea distintos reforzamientos dependiendo de la edificación, en este caso, se debe aumentar la rigidez de la estructura o disipar la energía del sismo.

Según Cañas (2010) existen diversas técnicas de reforzamiento en estructuras de concreto armado y que estos refuerzos pueden ser aplicados a todos los elementos estructurales tales como: columnas, vigas, losas y muros. Gracias a esto se logra una funcionalidad positiva de la edificación y la reducción de costos económicos en caso la estructura sufra daños severos ante un sismo. Los distintos refuerzos pueden dividirse por el elemento estructural al que serán implementados, entre estas, está el reforzamiento para columnas, vigas y muros. Sin embargo, este trabajo sólo dará énfasis a las técnicas de reforzamiento que utilizan acero estructural.

Uno de los refuerzos en columnas de concreto es el empresillado con perfiles metálicos, tal como se muestra en la Figura 1, donde el acero debe soportar el 100% de la carga, según el esquema de flexión pura de la columna, esto aporta a la resistencia faltante de la columna.

Figura 1. Vista de una columna con empresillado metálico. Adaptado de “Rehabilitación y refuerzo estructural de edificio en el casco antiguo de Logroño con mejora de la eficiencia energética”, por Rubio, 2016.

Para el reforzamiento de vigas es fundamental conseguir que la viga, sea de madera o concreto, junto con el acero funcionen como uno solo para conseguir mayor resistencia y así el refuerzo sea exitoso. Se puede dar mediante la implementación de perfiles o pletinas de acero en las caras laterales o en la parte de inferior de la viga como se detalla en las siguientes figuras.

Figura 2. Refuerzo de viga de madera mediante perfiles laterales. Adaptado de “Rehabilitación y refuerzo estructural de edificio en el casco antiguo de Logroño con mejora de la eficiencia energética”, por Rubio, 2016.

Figura 3. Refuerzo de viga de madera mediante la colocación de pletinas de acero. Adaptado de “Rehabilitación y refuerzo estructural de edificio en el casco antiguo de Logroño con mejora de la eficiencia energética”, por Rubio, 2016.

Por otro lado, Yang, Weng, Qiang y Jiang (2017), mediante estudios experimentales de los muros de corte de placas de acero han logrado que el acero tenga un comportamiento restringido al pandeo (por sus siglas en inglés, BRSPSW) en forma de X bajo cargas laterales. Gracias a este nuevo sistema de reforzamiento, las derivas de entrepiso se reducen en un 1/15 bajo cargas monotónicas y 1/30 bajo cargas cíclicas. Este tipo de placa se puede observar en la Figura 4

Figura 4. Vista en 3D de las placas BRSPSW instaladas. Adaptado de “Experimental study on reinforced concrete frames with two-side connected buckling-restrained steel plate shear walls”, por Liu, W., Li, G., & Jiang, J, 2017.

Estas investigaciones previas sobre el reforzamiento de elementos estructurales con acero estructural sirven de base para poder desarrollar esta investigación. Sin embargo, se tomará mayor énfasis en reforzamientos que se implementen en toda la estructura y que ayuden a controlar los desplazamientos laterales que ocasiona la fuerza del sismo.

2.2 Problemática

Según el Instituto Geofísico del Perú (IGP), informa que Lima arrastra un silencio sísmico desde 1746, esto quiere decir que existe una gran cantidad de acumulación de energía y que en cualquier momento podría ocurrir un terremoto de gran intensidad. Adicional a esto se tiene la modificación de la norma E.030 en el 2018 y que tan solo el 5% de las construcciones anteriores a la norma vigente se han adecuado a los requerimientos que esta establece a través de reforzamientos en la estructura.

La capacidad de una estructura para evitar o mitigar daños significativos ante sismos se puede atribuir por lo general a su resistencia, ductilidad y redundancia. Muchas de las edificaciones que colapsan ante sismos severos se deben a que no presentan estas cualidades y también a un mal control de derivas, quiere decir que los desplazamientos laterales que presenta la estructura, durante un sismo, sobrepasan los límites establecidos por la Norma E.030.

La ciudad de Lima se encuentra en una zona altamente sísmica, según la Norma E030 casi toda la costa peruana se encuentra en la zona 4, zona de mayor peligro sísmico, por lo cual está expuesta a sismos de mayor intensidad con respecto a las demás zonas del Perú. En la Figura 5 se puede observar un mapa de riesgo sísmico de los distritos de Lima y la severidad que en cada uno de ellos en caso ocurra un sismo. Por otro lado, la gran mayoría de edificios en Lima tienen una antigüedad de más de 20 años y a su vez se encuentran gran cantidad de edificaciones informales, aproximadamente un 70%¹. El diseño Sismorresistente de muchas de estas edificaciones no cumple con la nueva actualización de la norma E030 y es necesario realizar un análisis sísmico para comprobar si dichas edificaciones cumplen el control de derivas entrepisos, el parámetro que es el más importante en el diseño sismorresistente, para resistir fuerzas sísmicas y en caso no se cumpla con los requerimientos de diseño sismorresistente que dicta la norma E.030 será necesario realizar un reforzamiento estructural. Todos estos factores ya mencionados, son los motivos por el cual se realiza una investigación sobre la efectividad de los reforzamientos con acero implementados a estructuras ya existentes.

¹ Datos estadísticos sobre las edificaciones informales en Lima. Fuente: Cámara Peruana de la Construcción (Capeco)

Figura 5. Mapa de Lima distribuido por zonas dependiendo del nivel de daño que provocaría un sismo. Adaptado de “Estudio de Microzonificación Sísmica y Vulnerabilidad en la Ciudad de Lima”, por CISMID, 2013.

2.3 Formulación del problema

¿De qué manera se puede mejorar el comportamiento estructural sísmico de una edificación existente para cumplir los requerimientos de la norma NTE E.030?

2.4 Hipotesis

El reforzamiento con acero estructural en una edificación puede aumentar la resistencia y rigidez de los elementos estructurales e incluso de toda la edificación para lograr cumplir con los límites para la distorsión del entrepiso (deriva) establecidos en la norma E.030.

2.5 Objetivos

2.5.1 Objetivo General

Realizar un análisis sísmico a una edificación existente que no cumple con la normativa vigente NTE E.030 y proponer sistemas de reforzamiento con acero estructural para que dicha edificación cumpla el control de derivas.

2.5.2 Objetivo Especifico

- Realizar un análisis estático y dinámico previo a una edificación existente.
- Identificar y elegir los tipos de reforzamiento con acero estructural a utilizar en la edificación.
- Realizar un análisis dinámico a la misma edificación con los sistemas de reforzamiento de acero.
- Determinar las nuevas derivas entrepisos de la estructura reforzada.
- Verificar los elementos estructurales de concreto y diseñar los nuevos elementos de acero cumpliendo la normativa la NTE E.060 para concreto armado y la especificación AISC 360 para acero respectivamente.

2.6 Metodología

El modelamiento del edificio se realizará con el software ETABS, tomando en cuenta todos los requerimientos de la Norma E030 Diseño Sismorresistente. Para el desarrollo de la presente tesis se tendrá en cuenta cuatro etapas claves:

Primera etapa: Análisis estructural sísmico de la edificación existente a reforzar.

- Levantamiento arquitectónico de la edificación existente.
- Verificación de irregularidades actuales en la edificación.
- Metrado de cargas.
- Análisis estático y dinámico.

Segunda etapa: Escoger el tipo de reforzamiento con acero estructural.

- Tipos de reforzamientos a utilizar en la edificación.

- Evaluar el reforzamiento de acero más eficiente.

Tercera etapa: Análisis estructural sísmico de la edificación reforzada con acero estructural.

- Modelamiento estructural con el software ETABS.

- Análisis estático y dinámico.

Cuarta etapa: Evaluación de resultados.

- Verificar que la estructura reforzada cumpla con el control de derivas entrepiso.

Quinta etapa: Verificación y diseño de elementos estructurales.

- Verificación de todos los elementos estructurales de concreto.

- Diseño de los nuevos elementos estructurales de acero.

3 MARCO TEORICO

3.1 Control de las derivas entrepisos

El término deriva se define como el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo debido a la acción de una fuerza horizontal. Para verificar las derivas de piso se debe utilizar el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos de la estructura, causada por el sismo de diseño. Estos desplazamientos dependen fundamentalmente de la rigidez lateral, del comportamiento inelástico y la demanda sísmica de la edificación.

La deriva es un parámetro de la norma sismorresistente E.030 para controlar si la edificación es apta para resistir fuerzas sísmicas (Andrade, 2004), la cual depende de muchos factores como el tipo de edificación, tipo de materiales utilizado, detalle de los elementos estructurales, entre otros. Por ello, se debe respetar los límites máximos para la distorsión entre pisos, como en la mayoría de estructuras el material predominante es el concreto, el límite máximo es de 0.007 según la norma E.030

Tabla 1
Límites para la distorsión del entrepiso

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Se muestran los límites de la distorsión (deriva) para estructuras según el tipo de material predominante. Adaptado de “Norma Técnica E.030”, por Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018.

El valor de la deriva de piso está asociado con diversos efectos que se presentan en la edificación como, por ejemplo:

- Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales
- Estabilidad global de la estructura
- Daño de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica

- Daño de los elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones, entre otros.

Por estos motivos, es de suma importancia darles a las estructuras una rigidez tal que controle sus desplazamientos laterales, pero que al mismo tiempo tengan una alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad.

3.2 Tipos de fallas de los elementos estructurales

Es oportuno saber que las edificaciones deben contar con una adecuada capacidad de deformación para poder soportar la sollicitación sísmica de forma correcta, sin desprestigiar su resistencia. En cuanto a los tipos de fallas, se mencionarán las más importantes y comunes que se originan en las estructuras a causa de un sismo moderado a severo. Analizando cada tipo de falla se podrá concluir como evitar cada una de estas con la aplicación de refuerzos de acero.

3.2.1 Por cortante

Al presentarse numerosas deformaciones en compresión, podemos decir que la respuesta sísmica de la edificación es dúctil, debido a efectos combinados entre fuerza axial y momento flector. Esta falla se presenta cuando las fuerzas cortantes superan a la resistencia requerida por el concreto y estribos. Las columnas deben tener un área transversal suficiente que les permitan resistir las fuerzas cortantes ocasionadas por los sismos. Estas fuerzas cortantes impuestas por los sismos originan fallas por tensión diagonal y la manifestación típica es la formación de grietas inclinadas, en ángulos de aproximadamente 45° , como se muestra en la Figura 6.

Figura 6. Falla en columnas por cortante debido a la acción de un sismo. Adaptado de “Metodología para la evaluación de la seguridad estructural de edificios.”, por CENAPRED, 2013.

Por lo general, este tipo de falla se origina debido a la gran concentración de esfuerzos producidos en los extremos de las columnas, muchas veces por la carga axial, o fuerzas cortantes y momentos flectores de gran magnitud producidos por fuerzas sísmicas. Gran cantidad de estructuras han colapsado debido a un inapropiado confinamiento del núcleo de concreto en columnas. Por lo tanto, un adecuado confinamiento de columnas impide este tipo de falla producida por fuerzas cortantes.

3.2.2 Por compresión

Este tipo de falla es la más común dentro de las columnas de concreto armado y ocurre como resultado de las grandes fuerzas axiales a la que una columna es sometida, donde el concreto y el acero de refuerzo experimentan esfuerzos de tensión.

Se puede manifestar distintas formas de fisuración en la columna, que dependerá de su esbeltez y la cantidad de refuerzo colocado en la columna. Si la capacidad resistente del elemento en compresión excede los límites resistentes tanto del concreto como del acero colocado, ocurrirá una fisuración paralela a la dirección de carga del elemento; en caso el patrón o forma de la fisuración sea oblicuo, se puede deducir que la falla se produjo a causa de una baja resistencia del concreto.

Figura 7. Falla de columnas por compresión debido a fuerzas sísmicas. Adaptado de “Metodología para la evaluación de la seguridad estructural de edificios.”, por CENAPRED, 2013.

En cuanto a las causas por la cual se genera este tipo de falla son la baja resistencia del concreto en la columna y un diseño de acero insuficiente, esto quiere decir que el acero no tiene oportunidad de fluir y el concreto falla repentinamente. Sin embargo, al momento de dimensionar y escoger el refuerzo en columnas, se debe tener en consideración los grandes esfuerzos bajo cargas axiales a los que una columna está constantemente sometida, más aún al tratarse de edificaciones de gran altura e importancia.

3.2.3 Por flexión

La falla por flexión en columnas se origina por la rotura de la zona de compresión en el concreto, este tipo de falla se pueden presentar de forma perpendicular a la dirección del refuerzo longitudinal dispuesto en la dirección de la tracción principal. La presencia de los estribos puede hacer que las fisuras se alineen con ella, e incluso favorezcan a la propagación de las mismas fisuras. Esta falla inicia con el agrietamiento del concreto en el lado de las tensiones en donde el acero de refuerzo debe contribuir a soportar dichas fuerzas.

Por otro lado, la flexión en vigas se da por la deformación causada por los esfuerzos de flexión debido a las cargas; mientras estas más se incrementan, la deformación soportada

por la viga aumenta a tal punto de producirse grietas por flexión. Este tipo de fallas en las vigas es muy visible, ya que se observa como la viga se deforma hasta fallar. Muchas veces este problema se debe a que no se cumple el criterio de columna fuerte y viga débil. En la Figura 8 se puede observar tanto una columna como una viga fallan por flexión.

Figura 8. Falla por flexión de columnas y vigas en edificaciones. Adaptado de “Metodología para la evaluación de la seguridad estructural de edificios.”, por CENAPRED, 2013.

3.2.4 Por torsión

Por lo general, la torsión se presenta en estructuras donde la excentricidad existente entre el centro de rigidez y el centro de masa es considerable. Este tipo de falla puede ser aún más grave cuando existen irregularidades de altura en la edificación. El efecto de torsión produce fuerzas cortantes que exceden la capacidad del refuerzo lateral de las columnas.

Algunas de las causas por las que puede darse este problema son:

- Posicionando los elementos rígidos asimétricamente con respecto al centro de gravedad del piso.
- La colocación de masas grandes asimétricamente con respecto a la rigidez.

Figura 9. Comportamiento de un edificio al sufrir el efecto de torsión. Adaptado de “Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de salud”, por Organización Panamericana de la Salud (OPS), 2004.

Cuando la edificación es sometida a grandes esfuerzos horizontales, tal como las fuerzas que actúan en el centro de gravedad de cada piso durante un sismo, crean un momento torsional que se incrementa durante la respuesta dinámica de la estructura y pueden llegar a sobrecargar determinados elementos estructurales, ocasionando fallas en estos, tal como se muestra en la Figura 10. Estas fisuras por torsión se dan en dirección del acero longitudinal del elemento estructural y toman una forma oblicua.

Figura 10. Falla de una columna por torsión en una edificación a causa de un sismo. Adaptado de “National Information Service for Earthquake Engineering”, por University of California, 2002.

Se debe tener en cuenta que las paredes divisorias que se encuentran en una edificación suelen ser muy rígidas y que a menudo participan en la respuesta estructural a un terremoto y pueden causar torsión. Para poder evitar los efectos de torsión es necesario proporcionar

la llamada ‘rigidez perimétrica’ a los edificios, esta busca reforzar la estructura contra cualquier posibilidad de rotación y distribuir la resistencia a la torsión entre varios elementos.

3.3 Acero estructural como material para reforzamiento

3.3.1 Propiedades del acero estructural

El acero es una aleación de diversos elementos: carbono, manganeso, silicio, cromo, níquel y vanadio. A mayor contenido de carbono, la dureza, la resistencia a la tracción y el límite elástico aumentan. El manganeso aumenta la forjabilidad del acero, su templabilidad y resistencia al impacto. El silicio se incluye en la aleación para propósitos de desoxidación. El cromo incrementa la resistencia a la abrasión y la templabilidad; el níquel mejora la resistencia al impacto y la calidad superficial. Y por último, el vanadio mejora la temperabilidad.

Para fabricar diferentes tipos de acero, los fabricantes utilizan diferentes concentraciones de otros metales para realizar aleaciones. De acuerdo con el Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI por sus siglas en inglés), el acero puede ser categorizado en cuatro grupos principales según su composición química:

- Acero al carbono, es un derivado de una aleación entre carbón y hierro, y cuando varía el porcentaje de carbón, es posible producir aceros con diversas cualidades. Mientras más alto es el porcentaje de carbón, más tenaz y rígido será el acero.
- Acero aleado, es una aleación entre varios elementos químicos, que empleados en proporciones convenientes producen aceros con ciertas características que los aceros ordinarios al carbono no pueden alcanzar, además permiten una mayor amplitud en el proceso de tratamiento térmico.
- Acero inoxidable, contiene entre 10 y 20% de cromo, lo que le permite ser altamente resistente a la oxidación y corrosión. Este acero posee gran afinidad con el oxígeno debido a que, al reaccionar con este, forma una capa que evita la corrosión del hierro contenido en la aleación.
- Acero de herramientas, es altamente duradero, resistente a la temperatura, y con una dureza bastante alta. Tienen un contenido en carbono superior a 0.30%, es capaz de

resistir grandes presiones y posee gran dureza; normalmente este acero se emplea para la fabricación de útiles o herramientas.

3.3.2 Diferencias entre el reforzamiento con acero y concreto

Una edificación que sea reforzada con acero estructural será más liviana que usar los reforzamientos con concreto, por lo cual se provoca una menor fuerza sísmica en los edificios ya que esta depende de la masa de la edificación y la aceleración del suelo.

Figura 11. Fuerzas horizontales actuantes y aceleración del suelo en una edificación. Elaboración propia, 2019

A su vez, el reforzar la edificación con acero estructural, no altera las dimensiones iniciales de los elementos estructurales como columnas y vigas, pero sí aumenta su capacidad estructural, para soportar cargas y evitar que sufran algún tipo de falla. Por el contrario, muchas veces reforzar con concreto se basa en aumentar las dimensiones del elemento estructural para lograr la resistencia requerida sin tomar en cuenta que se pierde espacio en los ambientes donde se harán estos refuerzos.

Por último, estos refuerzos son de rápida ejecución ya que no se necesita una mano de obra especializada y se tiene una gran facilidad para unir diversos elementos por medio de varios tipos de conexión simple, como soldaduras o pernos. También el acero es relativamente más barato en comparación con el concreto, y otra ventaja del acero como material estructural, es que se puede reciclar para otro tipo de usos en la edificación.

3.3.3 Tipos de reforzamiento estructural

3.3.3.1 Arriostres de acero

Según Bruneau (2011), los arriostres de acero se usan básicamente para arriostrar pórticos de edificios a fin de controlar los grandes esfuerzos generados por las cargas de sismo o de viento. Las primeras aplicaciones de pórticos arriostrados se remontan a los comienzos del siglo XX, principalmente para resistir fuerzas laterales y fueron usadas junto a pórticos de albañilería confinada y pórticos resistentes a momentos.

Estos elementos de acero estructural sirven para aumentar la rigidez de la estructura, a manera de amarres transversales, capaces de aumentar la capacidad de la estructura para resistir cargas laterales, como son los movimientos sísmicos. Estos arriostres impiden la deformación de la estructura, en muchos casos cuando la rigidez de la unión entre la viga y la columna no es segura, se debe recurrir al arrostramiento. En la Figura 12 se muestra los sistemas de arriostres más utilizados en la actualidad para las edificaciones.

Figura 12. Distribución de esfuerzos a tracción y compresión en los arriostres. Adaptado de “Diseño de estructuras de Acero”, por Jack C. McCormac y Stephen F. Cernak, 2005.

Este sistema de reforzamiento es popular en zonas con un gran riesgo sísmico porque estos logran disminuir el costo en materiales con respecto a pórticos resistentes a momentos, además, se pueden implementar a estructuras ya construidas y controlar los grandes desplazamientos relativos de entrepiso de una edificación ante las fuerzas sísmicas. Hay que tener en cuenta que los esfuerzos producidos en los arriostres serán de compresión y tracción, según la dirección de la fuerza.

Una ventaja principal del uso de arriostres metálicos es que estos pueden ser sometidos a grandes esfuerzos tanto de tracción como compresión durante un sismo. Este tipo de refuerzo

ayuda a que los elementos estructurales no fallen y cuando los esfuerzos sean demasiado grandes, lo que fallaría serían los arriostres, más no los elementos estructurales propios de la estructura, cabe resaltar que estos elementos de acero pueden ser reemplazados en caso presenten fallas.

Figura 13. Uso de arriostres en V en una edificación. Adaptado de “Mitigation Experts Available to Advise on Safe Hospitals”, por PAHO, 2019.

3.3.3.2 Placas de acero

Un muro de corte de placas de acero (por sus siglas en inglés, SPSW, Steel Plate Shear Walls), consiste en una placa de acero vertical, enmarcada por columnas y vigas, que constituyen elementos de borde verticales y horizontales de la placa respectivamente. Este sistema se ha implementado en países como Canadá, Estados Unidos y Japón, desde hace algunos años, y se ha observado un buen comportamiento de los edificios provistos de esta clase de placas, frente a sismos o terremotos.

La implementación de estas placas de acero, resulta ser efectivo al momento de resistir grandes fuerzas laterales cuando la estructura es sometida a fuertes movimientos sísmicos o a fuertes vientos. Bajo la acción de dichas cargas, se produce un fenómeno de pandeo y se genera un campo de tracción diagonal sobre la placa de acero.

Una estructura con el sistema SPSW presenta una gran rigidez y ductilidad a comparación de otros sistemas estructurales. Por otro lado, estas placas tienen la propiedad de disipar cantidades significativas de energía, reduciendo las deformaciones y esfuerzos que se genere en la estructura a causa de un sismo. Todos estos aspectos, es por lo cual este sistema estructural es considerado en muchos países apto para el diseño sísmico de estructuras, pudiendo utilizarse tanto para construcciones nuevas como para la rehabilitación de edificaciones. En la siguiente figura, se puede observar la distribución de la placa de acero en tres niveles con sus respectivos elementos de borde.

Figura 14. Esquema de una placa de acero con sus elementos de borde. Elaboración propia, 2019.

3.3.3.3 Perfiles metálicos

El uso de perfiles metálicos en elementos estructurales está centrado en aumentar la capacidad estructural para soportar cargas horizontales o axiales sin que el elemento falle y se comporte de manera adecuada. Para implementar este tipo de reforzamiento estructural es necesario realizar un análisis y diseño estructural a la edificación para identificar las columnas o vigas que no logran la resistencia requerida.

Para el caso de columnas, estos se pueden aplicar mediante un empresillado que consiste en recubrir toda la columna de tal forma que aumente su resistencia ante cargas sísmicas. Este método de reforzamiento consiste en descargar todo el esfuerzo axial de la columna mediante la implementación de cuatro perfiles angulares colocados en las esquinas unidas por presillas de acero horizontales para evitar cualquier tipo de falla de la nueva columna compuesta. A

su vez, es un método relativamente más fácil de aplicar con respecto a reforzar la columna con concreto armado.

Figura 15. Reforzamiento de una columna mediante empresillado de perfiles metálicos. Adaptado de “Como reforzar un pilar con mortero estructural.”, por Construcción Civil Instituto Tecnológico Industrial Brasil-Bolivia, 2019.

3.3.3.4 Pórticos arriostrados o marcos metálicos

Los pórticos arriostrados surgieron a comienzos del siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura, y construcciones industriales. Este sistema estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos laterales, dado a que se comporta como una armadura para toda la estructura, y prácticamente tienen el mismo funcionamiento que los arriostres de acero. La principal desventaja que presenta este sistema es que afectan el acceso a ciertas partes del edificio, si bien el interior de la edificación no es afectado, se requieren un área extra en el exterior, siendo notorio en la fachada de la estructura.

La aplicación de marcos metálicos o pórticos arriostrados como sistema de reforzamiento es poco utilizada por la necesidad de espacio extra que se requiere, por lo general se utilizado en edificaciones esenciales. Sin embargo, si no se quiere afectar el interior de la edificación esta técnica de reforzamiento es una de las mejores alternativas.

Figura 16. Distribución de marcos metálicos en ambas direcciones de una edificación. Adaptado de “Diseño de estructuras de Acero”, por Jack C. McCormac y Stephen F. Csernak, 2005.

3.3.4 Diseño de los elementos de acero según el AISC

3.3.4.1 Método LRFD

Uno de los métodos que proporciona la especificación AISC es el denominado “Diseño con Factores de Carga y Resistencia o Estados límites”, también conocido por sus siglas en inglés LRFD. Con este método se calcula los componentes estructurales para que cuando la estructura esté sometida a todas las combinaciones de carga no supere el estado límite aplicable.

Mediante este método se realizan cargas factorizadas, las cuales son la agrupación de las posibles cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga. Los mayores valores determinados son usados para calcular las cortantes, momentos u otras fuerzas en cierta estructura metálica, estas cargas, no deben superar las resistencias nominales de los miembros multiplicados por factores de reducción (ϕ).

$$\begin{aligned} &(\text{Factor de reducción } \phi)(\text{Resistencia nominal del miembro}) \\ &\geq \text{Fuerza factorizada calculada del miembro} \end{aligned}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

El propósito de los factores de carga es la consideración de las incertidumbres en las magnitudes de las cargas vivas o muertas. Entonces, para conocer la resistencia requerida según el método LRFD se determina con las combinaciones de carga según el manual AISC,

basado en el reglamento ASCE 7, proporciona los siguientes factores de carga para edificaciones:

1. $U = 1.4D$
2. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4. $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$
6. $U = 0.9D + 1.0W$
7. $U = 0.9D + 1.0E$

Donde:

U= carga factorizada o de diseño

D= carga muerta

L= carga viva

L_r= carga viva del techo

L*= se puede considera 0.5 de la carga viva

S= carga de nieve

R= carga nominal debido a la precipitación pluvial o hielo

W= carga de viento

E= carga de sismo

3.3.4.2 Método ASD

El otro método, el diseño por esfuerzos admisibles (ASD) tiene un aproximado de 100 años de aplicación; en este método las cargas de servicio no se multiplican por factores de resistencia o seguridad; por el contrario, se acumulan las cargas de servicios. Los esfuerzos unitarios permisibles deben ser mayores a los esfuerzos unitarios actuantes reales en los elementos estructurales. En otras palabras, cuando se someta a cada una de las

combinaciones de carga a la sección de la estructura, esta no debe superar el cálculo admisible permitido (tensión, fuerza o momento).

$$\frac{\text{Resistencia nominal del miembro}}{\text{Factor de seguridad } \Omega} \geq \text{Fuerza calculada en el miembro}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_a$$

3.4 Anclaje químico

El anclaje químico está basado en fijar una varilla roscada en elementos estructurales existentes, se utiliza una resina rígida que varía dependiendo del fabricante. Este pegamento genera una resistencia mecánica, no produce fatiga al material base y una velocidad de endurecimiento muy rápida, en los casos más comunes, no pasan los 45 minutos luego de su instalación.

Según un proveedor de este producto, el crecimiento de este producto ha estado creciendo constantemente en un 4% por año desde el 2016. En el contexto peruano, este ha estado presente en obras como el túnel santa Rosa, el Metro de Línea 2, la ampliación de la Vía costanera, entre otros.

Para aplicar, se comienza con la perforación al concreto armado con broca, este debe tener el diámetro exacto para que la varilla y la resina logren entrar, se procede a limpiar con sopladores para que sea más efectiva la adherencia con la rugosidad. Se debe tener en cuenta que para cada material base existe una manera de ejecución.

Figura 17. Elemento de acero anclado a concreto armado. Adaptado de “Aplicación de Barras Corrugadas”, por Sika Chile, 2017.

4 ANÁLISIS SISMICO DE LA EDIFICACIÓN EXISTENTE

4.1 Estructura de la edificación

4.1.1 Descripción de la edificación

En la presente tesis se ha analizado una estructura existente que cuenta con columnas, que son los únicos elementos estructurales verticales, y vigas para distribuir las cargas de las losas aligeradas a las columnas, con esto, se concluye que es una edificación tiene un sistema estructural de pórticos con concreto armado.

La edificación a analizar, está destinada al uso de oficinas está ubicada en el distrito de Lince – Lima, con un área de terreno total de 193m² y fue construida en el año 2004, por lo tanto, se rige bajo las especificaciones de la NTE E.030 2004. Para el análisis y diseño estructural que se realizaran en los siguientes capítulos y subcapítulos, se tomará como referente la norma E030 actualizada del 2018; de igual forma se identificara los problemas estructurales que tenga la edificación.

El primer nivel cuenta con un pequeño garaje, 2 halls, 1 cuarto destinado a las máquinas de oficina, 2 habitaciones para el área de gerencia y contabilidad, 3 baños y 1 cuarto de bombas. En total el primer piso cuenta con un área de 193m².

Del segundo al cuarto nivel se cuenta con la misma distribución de ambientes, las cuales son 4 oficinas, 1 depósito, 1 habitación de recepción y 2 baños; sin embargo, solo el segundo nivel cuenta con una terraza con un área de 46 m². Por lo tanto, el piso típico empieza a partir del segundo nivel el cual cuenta con un área de 150m².

Según se detalla en el plano de aligerados, se utilizan losas aligeradas en una dirección con un espesor de 20cm para todos los techos. Todos los planos de la edificación se podrán observar en los anexos de la presente tesis. En cuanto a las propiedades de los materiales, se tomará los requisitos mínimos establecidos en la norma E0.60.

4.1.2 Planos de la edificación

Se presenta la arquitectura del piso típico de la edificación, que servirá de referencia para distribuir correctamente los ejes para realizar el modelamiento; y a su vez, se muestra el aligerado del piso típico.

Figura 18. Plano de arquitectura del piso típico de la edificación. Elaboración propia, 2018.

Figura 19. Plano de aligerado del piso típico de la edificación. Elaboración propia, 2018.

4.1.3 Características de los materiales

- Peso específico del concreto armado : $\gamma = 2400 \text{ kg/cm}^3$
- Resistencia a la compresión del concreto : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto : $Ec = 15000\sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$

- Esfuerzo de fluencia del acero grado 60 : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad : $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

4.1.4 Dimensiones de los elementos estructurales

Tabla 2
Cuadro de columnas

Columnas						
TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
DIMENSIÓN
ACERO	6 Ø 5/8 "	12 Ø 1/2 "	6 Ø 5/8 "	6 Ø 5/8 "	6 Ø 1/2 "	6 Ø 1/2 "
ESTRIBOS	Ø 3/8 " 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 2 @ 0.14, Rto @ 0.20	Ø 3/8 " 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 2 @ 0.14, Rto @ 0.20	Ø 3/8 " 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 2 @ 0.14, Rto @ 0.20	Ø 3/8 " 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 2 @ 0.14, Rto @ 0.20	Ø 3/8 " 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 2 @ 0.14, Rto @ 0.20	Ø 3/8 " 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 2 @ 0.14, Rto @ 0.20

Nota: Se ha realizado un cuadro de los tipos de columnas a partir de los planos de estructuras provistos.
Elaboración propia, 2020.

Tabla 3
Cuadro de vigas

VIGAS				
TIPO	VP-1	VCH-1	VP	VB
DIMENSIÓN
ACERO	6 Ø 1/2 "	8 Ø 1/2 "	6 Ø 5/8 "	2 Ø 3/8 "
ESTRIBOS	Ø 1/4 " 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, 3 @ 0.15, Rto @ 0.20	Ø 1/4 " 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Rto @ 0.20	Ø 3/8 " 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, 3 @ 0.15, Rto @ 0.20	Ø 1/4 " 1 @ 0.05, Rto @ 0.20

Nota: Se ha realizado un cuadro de los tipos de columnas a partir de los planos de estructuras provistos.
Elaboración propia, 2020.

4.2 Metrado de cargas

Las edificaciones modernas son mucho más livianas que a las estructuras de gran antigüedad esto se debe a la mejora continua del concreto y acero para aumentar su resistencia. Disminuir cargas de gravedad y sismo de una edificación ayuda a optimizar el diseño de un elemento estructural. En el Perú, la norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones es la que proveen las condiciones mínimas que se deben tener al momento de metrar las cargas vivas y muertas.

La norma E.020 de Cargas, define la carga viva y la carga muerta de la siguiente manera:

- Carga Muerta. - Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo-
- Carga Viva. - Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.

Por un lado, la carga muerta es toda carga que será permanente en la estructura o que sea parte de esta y para calcularlo se debe conocer el peso propio de cada elemento.

Mientras que la carga viva depende del uso que se le da a la estructura, la Norma E.020 especifica los distintos valores mínimos de carga viva que esos deben usar para cada caso particular del edificio en estudio.

Además, en la mayoría de casos en la azotea se reducirá la carga viva repartida a 100 kg/cm².

4.2.1 Metrado de cargas de las losas aligeradas

Para calcular el peso propio de las losas aligeradas se realiza un metrado en metros cuadrados de losa que existen por piso. Este cálculo será parte del análisis de la carga muerta, aparte se debe añadir los acabados, que según norma es 100kg/m².

Con los planos de la edificación se obtienen las áreas de las losas aligeradas existentes por piso, así como la carga muerta y viva, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4
Metrado de losas aligeradas en el piso 1

ALIGERADOS					
Sección	Área (m ²)	CM (ton/m ²)	CV (ton/m ²)	P CM (ton)	P CV (ton)
L1	12.00	0.40	0.25	4.80	3.00
L2	11.00	0.40	0.25	4.40	2.75
L3	10.00	0.40	0.25	4.00	2.50
L4	10.00	0.40	0.25	4.00	2.50
L5	16.00	0.40	0.25	6.40	4.00
L6	16.00	0.40	0.25	6.40	4.00
L7	11.00	0.40	0.25	4.40	2.75
L8	14.00	0.40	0.25	5.60	3.50
L9	9.00	0.40	0.25	3.60	2.25
L10	13.00	0.40	0.25	5.20	3.25
L11	13.00	0.40	0.25	5.20	3.25
L12	13.00	0.40	0.25	5.20	3.25
L13	13.00	0.40	0.25	5.20	3.25
L14	13.00	0.40	0.25	5.20	3.25

Nota: Se ha realizado el metrado de cargas correspondiente a las losas aligeradas en toda la estructura.
Elaboración propia, 2020.

Se tiene:

Peso unitario del aligerado (h=20cm) = 300 kg/m²

Peso del piso terminado = 100 kg/m²

Carga viva unitaria = 250 kg/m²

Área de aligerados = 157 m²

En el primer piso se calculó 69.60 ton de Carga Muerta y 43.50 ton de Carga Viva.

En el segundo, tercer y cuarto piso se calculó 48.00 ton de Carga Muerta y 30.00 ton de Carga Viva.

En el quinto piso se calculó 27.20 ton de Carga Muerta y 17 ton de Carga Viva.

4.2.2 Metrado de cargas de las vigas

Para calcular el peso propio de las vigas se debe considerar el volumen que estas ocupan en el piso a analizar y luego multiplicarlo por el peso específico del concreto armado (2.4 ton/m³), en este caso las vigas típicas son de 20x50 cm y de 50x20 cm y sus longitudes dependen de la luz que existe entre columnas, ver *Tabla 5*

Tabla 5
Metrado de vigas en el piso 1

VIGAS				
Longitud	Ancho	H(m)	Peso esp. C	P CM
4.48	0.20	0.50	2.40	1.07
4.48	0.20	0.50	2.40	1.07
2.45	0.20	0.50	2.40	0.59
2.19	0.20	0.50	2.40	0.53
2.36	0.20	0.50	2.40	0.57
1.93	0.20	0.50	2.40	0.46
2.45	0.20	0.50	2.40	0.59
2.19	0.20	0.50	2.40	0.53
4.23	0.20	0.50	2.40	1.02
4.23	0.20	0.50	2.40	1.02
2.80	0.20	0.50	2.40	0.67
3.10	0.20	0.50	2.40	0.74
3.10	0.20	0.50	2.40	0.74
3.95	0.20	0.50	2.40	0.95
4.25	0.20	0.50	2.40	1.02
2.38	0.20	0.50	2.40	0.57
2.33	0.20	0.50	2.40	0.56
3.01	0.20	0.50	2.40	0.72
4.30	0.20	0.50	2.40	1.03
2.20	0.20	0.50	2.40	0.53
4.25	0.20	0.50	2.40	1.02
2.45	0.20	0.50	2.40	0.59
1.83	0.20	0.50	2.40	0.44
4.25	0.20	0.50	2.40	1.02
2.35	0.20	0.50	2.40	0.56
2.50	0.20	0.50	2.40	0.60
2.44	0.20	0.50	2.40	0.59
2.43	0.20	0.50	2.40	0.58
4.43	0.20	0.50	2.40	1.06
4.33	0.20	0.50	2.40	1.04
4.28	0.20	0.50	2.40	1.03
2.48	0.20	0.50	2.40	0.60
2.20	0.20	0.50	2.40	0.53
2.48	0.20	0.50	2.40	0.60
4.22	0.20	0.50	2.40	1.01
4.23	0.20	0.50	2.40	1.02

Nota: Se ha realizado el metrado de cargas correspondiente a las vigas en toda la estructura. Elaboración propia, 2020.

Se tiene:

Peso unitario del concreto = 2400 kg/m²

Ancho = 50 cm

Altura = 20 cm

Longitud total = 113.55 m

Se debe tener en cuenta que existen vigas de distinta sección en los pisos siguientes, por ende, se debió cambiar las dimensiones de estas.

El cálculo del total de carga muerta en las vigas en el piso 1 es de 27.25 ton.

El cálculo del total de carga muerta en las vigas en el piso 1 es de 21.85 ton.

El cálculo del total de carga muerta en las vigas en el piso 1 es de 16.46 ton.

4.2.3 Metrado de cargas de las columnas

Para conocer el aporte de carga muerta de todos los elementos estructurales verticales se debe conocer, por un lado, el peso específico del material con el que es diseñado, para concreto armado se usa 2.4 ton/m³, por otro lado, se debe calcular el área transversal total de columnas para luego multiplicarlo por la altura del piso en cuestión, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 6
Metrado de columnas en el piso 1

COLUMNAS			
AREA (m)	H(m)	Peso esp. C (ton/m ³)	P CM (ton)
2.6	2.93	2.4	18.25

Nota: Se ha realizado el metrado de carga de las columnas correspondientes al 1er nivel de la estructura.
Elaboración propia, 2020.

Se puede realizar este tipo de análisis solo si todas las columnas de un nivel tienen la misma altura, de no ser el caso, se debe agrupar las columnas con misma altura y realizar una suma de sus áreas respectivas.

Se calculó el peso de las columnas del primer nivel con un resultado de 18.25 toneladas.

Se calculó el peso de las columnas del segundo al cuarto nivel con un resultado de 11.91 toneladas.

Por último, se calculó el peso de las columnas del quinto nivel con un resultado de 8.68 toneladas.

4.2.4 Metrado de cargas de la tabiquería

Para calcular el aporte de peso a la estructura por parte de la tabiquería es necesario conocer las dimensiones del ladrillo que se utiliza, en nuestra edificación, es una unidad tipo V con dimensiones de 0.13x0.24x0.9 m, siendo el ancho del muro es de 15 centímetros contando el recubrimiento por ambos lados.

Los pesos para cada tipo de ladrillos de arcilla o sílico-calcareos pueden ser expresados en kg. por m². de área del muro por cm. de espesor del muro. El peso específico para este tipo de ladrillo es de 19 kg/ (m² x cm).

Tabla 7
Peso de la tabiquería

PESO DE TABIQUERIA			
kg/(m ² x cm)	Ancho (cm)	H (m)	Peso Tabiq.
19.00	2.93	2.40	684.00

Nota: Se determina el peso de la tabiquería por metro. Elaboración propia, 2020.

Con el peso del tabique por metro, se identifica la carga equivalente por metro cuadrado, en este caso, el peso del tabique es de 684.00 kg/m y su carga equivalente es de 270 kg/m², la cual será agregada al peso propio y acabados (Carga Muerta) de cada losa.

Tabla 8
Carga equivalente para tabiquerías

Peso del Tabique (kg/m)	Carga Equivalente (kg/m ²)
74 o menos	30
75 a 149	60
150 a 249	90
250 a 399	150
400 a 549	210
550 a 699	270
700 a 849	330
850 a 1000	390

Nota: Se obtiene la carga muerta equivalente actuante (kg/m²) por el peso de la tabiquería (kg/m). Adaptado de “Norma E.020” por Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018.

Tabla 9
Metrado de cargas para tabiquería

TABIQUERIA		
REA (m ²)	Carga Eq. (ton/m ²)	P CM (ton)
193.00	0.27	52.11

Nota: Se calcula la carga muerta que aporta la tabiquería en el primer nivel de la estructura. Elaboración propia, 2020.

La tabiquería en esta estructura aporta una carga de 52.11 ton solamente en el primer nivel, en los siguientes niveles, la altura de los muros y el área disminuye.

En el segundo al cuarto nivel, la tabiquería aporta a la estructura 32.02 ton.

En el quinto, la tabiquería aporta a la estructura 22.30 ton.

4.3 Análisis preliminar

4.3.1 Parámetros de la norma E.030 Diseño Sismorresistente

La fuerza cortante total en la base de la estructura, tanto en la dirección “x” como “y” se determina por la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P$$

Donde:

- Z: factor de zona
- U: factor de uso
- C: factor de amplificación sísmica
- S: factor de suelo
- R: coeficiente de reducción
- P: carga sísmica de la estructura

A continuación, se detallará cada factor con su respectivo valor correspondiente a la estructura.

a) Factor de zona (Z)

El factor de zona se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad y varía de acuerdo con la ubicación en la que se encuentre la estructura, cabe mencionar que la edificación destinada a oficinas estará ubicada en el distrito de Lince. Para ello, la norma brinda un factor de zona para los distintos lugares del país, a la edificación le corresponde la zona 4 según la Figura 20 extraída de la norma E.030. Por lo tanto, se tendrá un factor de 0.45.

Figura 20. Zonas Sísmicas y Factores de zona “Z” según la norma E.030. Adaptado de “Norma Técnica E.030”, por Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018

b) Factor de zona (Z)

Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Tabla 10
Factor de suelo correspondiente a las zonas sísmicas

FACTOR DE SUELO "S"				
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.8	1	1.05	1.1
Z3	0.8	1	1.15	1.2
Z2	0.8	1	1.2	1.4
Z1	0.8	1	1.6	2

Nota: Se expone los factores de suelos según el tipo de suelo y el tipo de zona en el encuentra la estructura. Adaptado de “Norma Técnica E.030”, por Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018.

El tipo de suelo del distrito de Lince es rocoso, de acuerdo con la norma corresponde a un S1 y corresponde un factor de suelo de 1.

c) Parámetros de Sitio

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

Tabla 11
Periodos TP y TL

PERIODOS "Tp" y "TL"				
	S0	S1	S2	S3
TP (S)	0.3	0.4	0.6	1
TL (S)	3	2.5	2	1.6

Nota: Se detallan los periodos Tp y Tl según el tipo de suelo. Adaptado de “Norma Técnica E.030”, por Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018.

Con los datos ya registrados según la zona donde se encuentra ubicada y el tipo de suelo en el que se encuentra la edificación, se ha determinado como los periodos TP y TL, 0.4 y 2.5 respectivamente.

d) Factor de uso (U)

Toda edificación debe estar calificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Norma Técnica de Edificaciones E.030 de Sismo Resistente. El Factor de Uso o de Importancia para la presente edificación será una de categoría C, ya que representa a una edificación común y tendrá un factor 1.

Tabla 12
Categoría de las edificaciones y Factor “U”

C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acaree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
-------------------------------	---	-----

Nota: Se detalla el factor de uso o importancia (U) definido por la clasificación que se haga a la estructura. Adaptado de “Norma Técnica E.030”, por Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018.

e) Factor de amplificación sísmica (C)

El factor de Amplificación Sísmica se representa como la amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración en el suelo. De acuerdo con sus parámetros de sitio el Factor de Amplificación Sísmica se deberá definir según las siguientes expresiones:

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

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

$$T > T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p - T_L}{T^2} \right)$$

f) Periodo Fundamental de Vibración

Para llegar a definir el factor “C” se deberá hallar el periodo fundamental de vibración, la que será comparada con los parámetros para la definición del factor “C”. Para determinar el Factor C se deberá realizar lo siguiente:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

- h_n : Altura total de la edificación en metros.
- C_T : Coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio-

Debido a que la edificación es de sistema de pórticos de concreto armado, corresponde un C_T de valor 35, según la norma E.030.

g) Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0)

Los Sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo-resistente en cada dirección de análisis, tal como se indican en la siguiente tabla.

Tabla 13
Sistemas Estructurales y coeficiente básico de reducción R_0 .

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Nota: Se detallan los sistemas estructurales según el material predominante en la estructura para conocer su coeficiente básico de Reducción correspondiente. Adaptado de “Norma Técnica E.030”, por Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018.

Debido a que se presenta un sistema de Pórticos, consideramos un coeficiente Básico de Reducción R_0 igual a 8. Ya que la edificación presenta irregularidades, se deberá determinar el Coeficiente Sísmico de Reducción con la siguiente ecuación:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Las cuales se hallarán después de la identificación de Irregularidades en el sistema que se presentará en el siguiente subcapítulo.

4.4 Análisis estático de la edificación

4.4.1 Modelamiento de la edificación

Para el modelamiento y análisis de la edificación se utilizó el software ETABS V16.2.0. Este modelo servirá para realizar el análisis estático y análisis dinámico modal espectral.

Figura 21. Modelo 3D de la edificación existente a reforzar. Elaboración propia, 2018.

Debido a que se está realizando un análisis en la dirección X y Y, se obtuvo los siguientes resultados para los periodos fundamentales de mayor % de participación de masa.

Tabla 14
Periodos Fundamentales de la estructura

Dirección	Periodo (s)
T_{X-X}	0.727
T_{Y-Y}	0.538

Nota: Con el modelado de la estructura se obtienen los periodos fundamentales con mayor participación de masas de la estructura en ambas direcciones. Elaboración propia, 2020.

4.4.2 Peso de la edificación

Al tratarse de una edificación destinada al uso de oficinas, le corresponde la categoría tipo C y según se detalla en el artículo 4.3 de la norma E 0.30 el peso de la edificación se calculará adicionando a la carga permanente un total del 25% de la carga viva.

Tabla 15
Peso de la edificación

Nivel	Carga Muerta (CM)	Carga Viva (CV)	CM+0.25CV
5	57.70 ton	9.77 ton	60.14 ton
4	119.72 ton	31.58 ton	127.62 ton
3	119.72 ton	31.58 ton	127.62 ton
2	120.73 ton	31.58 ton	128.62 ton
1	155.57 ton	39.94 ton	165.55 ton
		Peso total	609.55 ton

Nota: Se observan los tipos de carga: Carga Muerta y Carga Viva, que actúan en la estructura para el cálculo del peso de la edificación. Elaboración propia, 2020.

Una vez obtenido todos los datos necesarios se procede a realizar el análisis estático. Según se menciona en la norma E0.30 este método solo se podrá analizar para estructuras regulares no mayor a 30m de altura y para estructuras irregulares no mayores a 15 m. Al principio se asumirá que toda la estructura es regular para poder verificar las irregularidades existentes tanto en planta como en altura de la edificación.

Tabla 16
Parámetros sísmicos que considerar para el análisis estático

Z	0.45
U	1.00
S	1.00
R_x	8.00
R_y	8.00
T_p	0.40
T_L	2.50
C_{xx}	1.38
C_{yy}	1.86

Nota: Se ha realizado un resumen de los parámetros sísmicos de la estructura para ambas direcciones. Elaboración propia, 2020.

Tabla 17
Resultados de la fuerza cortante basal asumiendo una estructura regular

	XX	YY
ZUSC/R	0.0774	0.1046
V ESTATICO	47.16 tonf	63.73 tonf

Nota: Se detalla el cálculo de fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada. Elaboración propia, 2020.

4.4.3 Configuración estructural

La norma E.030 establece distintos criterios, los cuales no se entrarán en detalle, para verificar las irregularidades tanto en altura como en planta. A continuación, se detallará que irregularidades presenta la edificación.

a) Irregularidades estructurales en altura

Se verificará si la edificación existente presenta irregularidades en altura. Para ellos se verificarán solo las dos irregularidades en altura más comunes.

Irregularidad de Rigidez-Piso Blando:

Existirá irregularidad de rigidez-Piso Blando cuando la rigidez lateral en un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso superior inmediato o es menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. La rigidez lateral en un entrepiso puede calcularse como el cociente entre la fuerza cortante entre el desplazamiento relativo.

$$K_i = \frac{V_{(i)}}{\Delta_{CM(i)}}$$

Se procede a realizar la verificación y se observa que los cocientes mostrados en la

Tabla 18 no superan el 0.7 según el 1er criterio; por otra parte, los cocientes mostrados en la *Tabla 19* no superan el 0.8 según el 2do criterio. Por lo tanto, se concluye que no existe Irregularidad de Rigidez-Piso Blando en ninguna de las direcciones de la estructura.

Tabla 18
Primer criterio para verificación de Irregularidad de Rigidez-Piso Blando

PISO	RIGIDEZ LATERAL		Condición	Análisis de irregularidad de Rigidez (COCIENTE)	
	EJE X-X	EJE Y-Y		EJE X-X	EJE Y-Y
Nivel 1	139.2069	233.6127	$D1 < 0.7 * D2$	1.486	1.249
Nivel 2	93.6808	187.0923	$D2 < 0.7 * D3$	1.008	0.942
Nivel 3	92.9049	198.6268	$D3 < 0.7 * D4$	1.075	1.043
Nivel 4	86.3962	190.3908	$D4 < 0.7 * D5$	1.134	1.561
Nivel 5	76.1794	121.9382			

Nota: Se realiza la verificación de la irregularidad de piso blando siguiendo el 1er criterio según lo especificado según la Norma E.030. Elaboración propia, 2020.

Tabla 19
Segundo criterio para verificación de Irregularidad de Rigidez-Piso Blando

PISO	DERIVA		Condición	Análisis de irregularidad de Rigidez (Cociente)	
	EJE X-X	EJE Y-Y		EJE X-X	EJE Y-Y
Nivel 1	139.2069	233.6127	$D1 > 1.25 * PROM(D2, D3, D4)$	1.530	1.217
Nivel 2	93.6808	187.0923	$D2 > 1.25 * PROM(D3, D4, D5)$	1.100	1.098
Nivel 3	92.9049	198.6268			
Nivel 4	86.3962	190.3908			
Nivel 5	76.1794	121.9382			

Nota: Se realiza la verificación de la irregularidad de piso blando siguiendo el 2do criterio según lo especificado según la Norma E.030. Elaboración propia, 2020.

Irregularidad de Resistencia-Piso débil:

Existirá irregularidad de resistencia-Piso débil cuando la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. Cabe resaltar, que la resistencia de un entrepiso a las fuerzas cortante se refiere a la suma de la resistencia a corte de todos los elementos verticales. Para ese caso, es necesario calcular la resistencia a corte de las columnas por cada nivel, la cual viene dada por la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

No se entrará en detalle de estos cálculos, debido a que en el Capítulo 6.3 se explicará el cálculo de esta fuerza.

Se procede a realizar la verificación de irregularidad mediante la *Tabla 20*, en la cual se observa que los cocientes no son inferiores al valor de 0.80, por lo tanto, no existe irregularidad de Resistencia-Piso Blando.

Tabla 20
Análisis de Irregularidad de Resistencia-Piso Débil

PISO	RESISTENCIA AL CORTANTE	Condición	Cociente entre niveles
Nivel 1	463.65	$V1 < 0.8 * V2$	1.140
Nivel 2	406.73	$V2 < 0.8 * V3$	1.000
Nivel 3	406.73	$V3 < 0.8 * V4$	1.000
Nivel 4	406.73	$V4 < 0.8 * V5$	1.248
Nivel 5	326.00		

Nota: Se calculó la resistencia al cortante de todos los elementos de corte de cada nivel de la estructura y para realizar la verificación de irregularidad piso débil según los criterios de la norma E.030. Elaboración propia, 2020.

Se observa que la edificación no presenta irregularidad en altura de irregularidad en altura, por lo que se procede a verificar irregularidades en planta.

b) Configuración en Planta

La edificación presenta solo Irregularidad Torsional debido a que el cociente entre el desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio y el desplazamiento relativo del centro de masas superan el valor de 1.2.

Tabla 21
Verificación de Irregularidad Torsional

PISO	Deriva máxima X Entrepiso (m)	Deriva máxima Y Entrepiso (m)	UX relativo Centro de Masa (m)	UY relativo Centro de Masa (m)	Cociente X	Cociente Y
Nivel 5	0.1521	0.0964	0.1024	0.0858	1.4854	1.1235
Nivel 4	0.3052	0.1798	0.2586	0.1579	1.1802	1.1387
Nivel 3	0.4145	0.2595	0.3628	0.2280	1.1425	1.1382
Nivel 2	0.4778	0.3384	0.4448	0.2991	1.0742	1.1314
Nivel 1	0.36	0.3015	0.3384	0.2706	1.0638	1.1142

Nota: Se realiza la verificación de la irregularidad torsional según la relación entre el desplazamiento relativo de entrepiso y el desplazamiento relativo del centro de masas según lo especificado en la Norma E.030. Elaboración propia, 2020.

Habiendo analizado todas las irregularidades tanto en altura como en planta de la edificación, se presenta los factores de irregularidad (I_a y I_p) en la siguiente tabla.

Tabla 22
Factores de reducción por irregularidad

Irregularidad	Factor
I_a	1.00
I_p	0.75

Nota: Se ha desarrollado una tabla resumen con los factores de irregularidad en altura y planta, tomando el factor más desfavorable para cada caso. Elaboración propia, 2020.

4.4.4 Cálculo de la cortante basal

Habiendo registrado todas las irregularidades, en el artículo 3.8 de la norma E.030 se detalla que para estructuras irregulares se deberá considerar un coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, obteniendo un nuevo R de diseño para el cálculo de la nueva cortante basal de la estructura irregular.

$$R = 8.00 \times 1.00 \times 0.75$$

$$R = 6.00$$

Tabla 23
Resultados de la fuerza cortante basal

	XX	YY
ZUSC/R	0.103	0.139
V ESTATICO	62.88 tonf	84.97 tonf

Nota: Resultados de la fuerza cortante basal estática en ambas direcciones. Elaboración propia, 2020.

4.4.5 Distribución de fuerzas sísmicas

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas horizontales del edificio se deberá considerar la masa de cada piso y distintos factores que se detallan en el artículo 4.5.3 de la Norma E0.30. A continuación se muestran las fuerzas cortantes actuantes en ambas direcciones.

Tabla 24
Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección X

Masa	Piso	Peso (ton)	hi (m)	$\pi(h_i)^k$	α	Fx (tonf)	Vx (tonf)
5.581	5	54.729	14.275	781.259	0.165	10.381	10.381
12.875	4	126.257	11.575	1461.430	0.309	19.419	29.800
13.013	3	127.618	8.875	1132.612	0.239	15.050	44.850
13.065	2	128.120	6.175	791.140	0.167	10.512	55.363
17.624	1	172.828	3.275	566.011	0.120	7.521	62.884

Nota: Se ha realizado el cálculo de todas las fuerzas cortantes que actuarán en el eje X, teniendo en cuenta la el peso, la altura y distintos parámetros de cada nivel de la estructura. Elaboración propia, 2020.

Tabla 25
Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección Y

Masa	Piso	Peso (ton)	hi (m)	$\pi(h_i)^k$	α	Fy (tonf)	Vy (tonf)
5.581	5	54.729	14.275	781.259	0.163	14.028	14.028
12.875	4	126.257	11.575	1461.430	0.311	26.241	40.269
13.013	3	127.618	8.875	1132.612	0.242	20.337	60.606
13.065	2	128.120	6.175	791.140	0.169	14.206	74.812
17.624	1	172.828	3.275	566.011	0.116	10.163	84.975

Nota: Se ha realizado el cálculo de todas las fuerzas cortantes que actuarán en el eje Y, teniendo en cuenta la el peso, la altura y distintos parámetros de cada nivel de la estructura. Elaboración propia, 2020.

4.5 Análisis estático de la edificación

El análisis dinámico debe aplicarse para edificaciones irregulares. Para edificaciones de uso común, como la que se presenta en esta tesis, puede realizar un análisis modal espectral ya que el análisis tiempo-historia no es necesario para este tipo de edificaciones comunes

4.5.1 Distribución de fuerzas sísmicas

Según la norma, se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por la siguiente formula:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Tabla 26
Valores de Periodo (T) vs Pseudo-aceleraciones (Sa)

T (s)	Sa (m/s²)
0	0.1875
0.1	0.1875
0.2	0.1875
0.3	0.1875
0.4	0.1875
0.5	0.1500
0.6	0.1250
0.7	0.1071
0.8	0.0938
0.9	0.0833
1	0.0750
1.1	0.0682
1.2	0.0625
1.3	0.0577
1.4	0.0536
1.5	0.0500
1.6	0.0469
1.7	0.0441
1.8	0.0417
1.9	0.0395
2	0.0375
2.1	0.0357

2.2	0.0341
2.3	0.0326
2.4	0.0312
2.5	0.0300
2.6	0.0277
2.7	0.0257
2.8	0.0239
2.9	0.0223
3	0.0208

Nota: Valor de la Pseudo-aceleración correspondiente de cada valor de tiempo. Elaboración propia, 2020.

Figura 22. Espectro de diseño de la edificación. Elaboración propia, 2018.

4.5.2 Distribución de fuerzas sísmicas

Habiendo definido e incluido el espectro de diseño para ambas direcciones X y Y en el ETABS, se procede a calcular las fuerzas cortantes resultado del análisis dinámico modal espectral.

Tabla 27
Fuerzas cortantes dinámicas en la dirección X de la estructura

Story	Load Case/Combo	Vx (tonf)	Vy (tonf)
Story5	SismoDin X Max	9.0002	0.981
Story4	SismoDin X Max	23.938	2.724
Story3	SismoDin X Max	34.5563	4.1671
Story2	SismoDin X Max	42.595	5.2401
Story1	SismoDin X Max	48.8048	5.9107

Nota: Resumen de las fuerzas cortantes dinámicas en la dirección X de la estructura analizada. Elaboración propia, 2020.

Tabla 28
Fuerzas cortantes dinámicas en la dirección Y de la estructura

Story	Load Case/Combo	Vx (tonf)	Vy (tonf)
Story5	SismoDin Y Max	1.3728	12.2063
Story4	SismoDin Y Max	2.7862	35.0946
Story3	SismoDin Y Max	3.9912	53.2045
Story2	SismoDin Y Max	4.9242	66.6458
Story1	SismoDin Y Max	5.9243	76.3299

Nota: Resumen de las fuerzas cortantes dinámicas en la dirección Y de la estructura analizada. Elaboración propia, 2020.

En el artículo 4.6.4 de la Norma E.030 se define que, para estructuras irregulares, la cortante basal dinámica no podrá ser menor que el 90% de la cortante basal estática y en caso no se cumpla, será necesario escalar proporcionalmente los resultados obtenidos del análisis dinámico.

Tabla 29
Comprobación entre cortantes en la base

	XX	YY
V ESTATICO	62.88 tonf	84.97 tonf
V DINÁMICO	48.80 tonf	76.33 tonf
Factor	1.160	1.002

Nota: Se desarrolla el cálculo de la relación entre la cortante estática y dinámica, que cumplan con lo establecido en la norma E.030. Elaboración propia, 2020.

Se puede observar que no se cumple lo mencionado anteriormente, por lo tanto, se debe escalar el espectro. El factor de escala en la dirección X es 1.160 y para la dirección Y es de 1.002, obteniendo los nuevos cortantes dinámicos.

Tabla 30
Nuevos cortantes dinámicos

Story	Load Case/Combo	Vx (tonf)	Vy (tonf)
Story1	SismoDin X Max	56.614	6.8565
Story1	SismoDin Y Max	5.9421	76.5591

Nota: Se escala el espectro de diseño y así se obtienen los nuevos valores de cortantes dinámicos. Elaboración propia, 2020.

4.5.3 Verificación de las derivas entrepiso

Al tratarse de una estructura irregular, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis elástico lineal, para poder verificar que las derivas cumplan el valor máximo estipulado en la norma. En las siguientes tablas se muestra los resultados de los desplazamientos laterales relativos obtenidos para dirección del sismo.

Tabla 31
Derivas para el sismo en X

Story	Load Case/Combo	Drift	Drift x 0.85R	Según norma máx. 0.007
Story5	SismoDin X Max	0.000835	0.00426	Cumple
Story4	SismoDin X Max	0.001801	0.00919	No cumple
Story3	SismoDin X Max	0.002396	0.01222	No cumple
Story2	SismoDin X Max	0.002549	0.01300	No cumple
Story1	SismoDin X Max	0.001680	0.00857	No cumple

Nota: Derivas de cada piso para el sismo en X según el límite máximo permisible de la norma E.030.
Elaboración propia, 2020.

Tabla 32
Derivas para el sismo en Y

Story	Load Case/Combo	Drift	Drift x 0.85R	Según norma máx. 0.007
Story5	SismoDin Y Max	0.00045	0.00230	Cumple
Story4	SismoDin Y Max	0.00083	0.00425	Cumple
Story3	SismoDin Y Max	0.00119	0.00607	Cumple
Story2	SismoDin Y Max	0.00142	0.00723	No cumple
Story1	SismoDin Y Max	0.00111	0.00566	Cumple

Nota: Derivas de cada piso para el sismo en Y según el límite máximo permisible de la norma E.030.
Elaboración propia, 2020.

A continuación, se muestra el siguiente gráfico con la finalidad de ver en qué niveles de la edificación no se cumple con la deriva máxima.

Figura 23. Derivas de entrepiso de la estructura. Elaboración propia, 2018.

Se puede observar que para el sismo en dirección X-X la deriva de entrepiso no cumple en los pisos 1, 2, 3 y 4, mientras que para el sismo en dirección Y-Y no cumple en el piso 2. Por ende, se plantea rigidizar la edificación mediante el uso de refuerzos de acero para que se cumpla con las derivas tanto en el eje X y Y.

5 EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO

El concreto armado ha sido por años, y sigue siendo, el material predominante para la construcción de estructuras en todo el Perú, este sistema tradicional de construcción ha impedido la implementación de sistemas constructivos innovadores que se pueden adecuar a ciertas solicitaciones en estructuras nuevas o ya existentes. El uso de acero estructural puede agilizar y optimizar los procesos constructivos de estructuras importantes en el país, y no solo la construcción desde cero, ya que este material también es utilizado para reforzar estructuras. A continuación, se mostrarán las ventajas y desventajas del concreto armado y el acero estructural como materiales de construcción o de refuerzo.

Tabla 33
Ventajas y desventajas del concreto armado

Concreto armado	Acero Estructural
Su elaboración puede ser tanto en planta como en obra.	Su fabricación se realiza en planta y mediante la obtención perfiles metálicos normalizados
Requiere de mano de obra calificada para su fabricación, sin embargo, se realiza mediante un proceso sencillo.	Requiere de mano de obra especializada en acero estructural con formación técnica.
No existen limitaciones en tamaño y forma que se necesiten, sus piezas o componentes se fabrican en obra.	Las dimensiones de los perfiles limitan el transporte ya que sus piezas son fabricadas en siderurgia y luego transportadas a la obra.
Elementos estructurales de concreto con diferentes dimensiones y que aportan gran peso a la estructura	Perfiles metálicos con medidas solicitados previos al inicio de ejecución y que aportan poco peso a la estructura.
Requiere mayor tiempo al momento de la construcción, debido al proceso constructivo por etapas que se debe de seguir.	Requiere de un menor tiempo al momento de la construcción, debido a su fácil trabajabilidad.

Nota: Se desarrolla todas las ventajas y desventajas del concreto armado y acero estructural, para ser utilizados como materiales estructurales de construcción. Elaboración propia, 2020.

Teniendo en cuenta todos estos puntos, resulta que el acero estructural es mucho más trabajable que el concreto como material de construcción y como material de reforzamiento para estructuras existente. Esto se ve reflejado, además en que, si se propone realizar un reforzamiento estructural mediante el uso de concreto armado, se tendría que acondicionar todos los elementos estructurales según el reforzamiento por concreto, quiere decir una variación de las dimensiones de estos elementos estructurales tales como: columnas y vigas. Si bien es cierto que el reforzamiento estructural mediante concreto armado o acero estructural también se puede realizar a la cimentación, no es recomendable ya que esto generaría un sobre costo debido a que se tendrían que realizar trabajos de demolición reparación innecesarios y que de una mano de obra especializada para evitar cualquier tipo de error que se pueda cometer y afectar a la estructura en general ya que se trata de una edificación ya construida.

Por tales motivos, es que optar por el acero estructural como refuerzo estructural resulta la alternativa más viable, sin generar modificaciones tan considerables en la estructura original

y con la ventaja de no adicionar un sobrepeso a la estructura. Para ello, en la presente tesis se analiza tres alternativas de reforzamiento con acero estructural.

5.1 Primera alternativa de reforzamiento

Para evaluar la primera alternativa de reforzamiento con acero estructural, se reforzará la edificación mediante el uso de arriostres tipo W8x35, tipo de acero al carbono bajo la designación de la ASTM A36. Se distribuirá los arriostres tanto en el eje X e Y del edificio con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales; y serán arriostres en V invertida para conservar la arquitectura de la estructura.

Las especificaciones para el perfil W8x35 de los arriostres, se pueden observar a continuación.

Figura 24. Tipo de perfil W. Adaptado de “Diseño de estructuras de Acero”, por Jack C. McCormac y Stephen F. Csernak, 2005.

Tabla 34
Características del tipo de perfil W

Designación Nominal (H x B x lb/pie)	H (mm)	B (mm)	T ₁ (mm)	T ₂ (mm)	I _x (mm ⁴) x10 ⁴	I _y (mm ⁴) x10 ⁴	Área (cm ²)	Peso (kg/m)
W 8"x8"x35	206.3	203.7	7.9	12.6	5268	1784	66.5	52.1

Nota: Se detallan las características y valores más importantes para el perfil tipo W8x35. Adaptado de “Diseño de estructuras de Acero”, por Jack C. McCormac y Stephen F. Csernak, 2005.

5.1.1 Análisis Estático

5.1.1.1 Modelo estructural

Figura 25. Modelo 3D de la edificación reforzada alternativa 1. Elaboración propia, 2018.

Debido a que se está realizando un análisis en la dirección X y Y se obtuvo los siguientes resultados para los periodos fundamentales de mayor % de participación de masa.

Tabla 35
Periodos Fundamentales de la estructura alternativa 1

Dirección	Periodo (s)
T_{X-X}	0.296
T_{Y-Y}	0.250

Nota: Con el modelado primera alternativa de reforzamiento, se obtienen los periodos fundamentales con mayor participación de masas de la estructura en ambas direcciones. Elaboración propia, 2020.

5.1.1.2 Peso de la edificación reforzada

El peso de la edificación se calculará adicionando a la carga permanente un total del 25% de la carga viva. Todos los parámetros sísmicos se mantienen a excepción del coeficiente básico de reducción (R), debido a que es una edificación arriostrada se usará un $R=6$ tanto en el eje X e Y.

Tabla 36
Peso de la edificación alternativa 1

Nivel	Carga Muerta (CM)	Carga Viva (CV)	CM+0.25CV
5	57.70 ton	9.77 ton	60.14 ton
4	122.55 ton	31.58 ton	130.44 ton
3	122.55 ton	31.58 ton	130.44 ton
2	123.68 ton	31.58 ton	131.58 ton
1	158.79 ton	39.94 ton	168.77 ton
		Peso total	621.37 ton

Nota: Se observan los tipos de carga: Carga Muerta y Carga Viva, que actúan en la estructura con arriostres para el cálculo del peso de la edificación. Elaboración propia, 2020.

Se asumirá que toda la estructura es regular para poder verificar las irregularidades existentes tanto en planta como en altura; se comprobó que mediante este reforzamiento se logró eliminar la Irregularidad Torsional que presentaba la edificación inicial, siendo regular en ambas direcciones y teniendo como nuevos factores de reducción los siguientes:

Tabla 37
Factores de reducción alternativa 1

Irregularidad	Factor
Ia	1
Ip	1

Nota: Se ha desarrollado una tabla resumen con los factores de irregularidad en altura y planta de la primera alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.1.1.3 Cálculo de la cortante basal

Se obtiene el R de diseño para el cálculo de la nueva cortante basal de la estructura.

$$R = 6.00 \times 1 \times 1$$

$$R = 6.00$$

Tabla 38
Resultados de la fuerza cortante basal

	XX	YY
ZUSC/R	0.1875	0.1875
V ESTATICO	116.51 tonf	116.51 tonf

Nota: Se detalla el cálculo de fuerza cortante estática total en la base de la estructura, correspondiente a la primera alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.1.1.4 Distribución de fuerzas sísmicas

Tabla 39
Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección X

Masa	Piso	Peso (ton)	hi (m)	$\pi(h_i)^k$	α	Fx (tonf)	Vx (tonf)
5.581	5	60.14	14.275	808.44	0.176	20.45	20.45
13.019	4	130.44	11.575	1566.20	0.309	35.96	56.41
13.301	3	130.44	8.875	1230.61	0.237	27.58	83.99
13.360	2	131.58	6.175	859.86	0.166	19.35	103.34
16.937	1	168.77	3.275	590.88	0.113	13.17	116.51

Nota: Se ha realizado el cálculo de todas las fuerzas cortantes que actuarán en el eje X de la 1ra alternativa de reforzamiento, teniendo en cuenta la el peso, la altura y distintos parámetros de cada nivel de la estructura. Elaboración propia, 2020.

Tabla 40
Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección Y

Masa	Piso	Peso (ton)	hi (m)	$\pi(h_i)^k$	α	Fy (tonf)	Vy(tonf)
5.581	5	60.14	14.275	808.44	0.176	20.45	20.45
13.019	4	130.44	11.575	1566.20	0.309	35.96	56.41
13.301	3	130.44	8.875	1230.61	0.237	27.58	83.99
13.360	2	131.58	6.175	859.86	0.166	19.35	103.34
16.937	1	168.77	3.275	590.88	0.113	13.17	116.51

Nota: Se ha realizado el cálculo de todas las fuerzas cortantes que actuarán en el eje Y de la 1ra alternativa de reforzamiento, teniendo en cuenta la el peso, la altura y distintos parámetros de cada nivel de la estructura. Elaboración propia, 2020.

5.1.2 Análisis dinámico modal espectral

5.1.2.1 Cálculo de la aceleración espectral

Figura 26. Espectro de diseño de la alternativa 1 de reforzamiento. Elaboración propia, 2018.

5.1.2.2 Fuerza cortante en la base

Tabla 41
Comprobación entre cortantes en la base para la alternativa 1

	XX	YY
V ESTATICO	116.51 tonf	116.51 tonf
V DINÁMICO	96.21 tonf	95.59 tonf
Factor	0.97	0.98

Nota: Comprobación entre las cortantes estáticas y dinámicas en la base para ambos ejes de la estructura reforzada. Elaboración propia, 2020.

Como se menciona anteriormente, la norma E030 define que, para estructuras regulares la cortante basal dinámica no podrá ser menor que el 80% de la cortante basal estática. Como se puede observar, no será necesario escalar los resultados obtenidos del análisis dinámico.

Tabla 42
Cortantes dinámicos de la alternativa 1

Story	Load Case/Combo	Vx (tonf)	Vy (tonf)
Story1	SismoDin X Max	96.21	2.04
Story1	SismoDin Y Max	2.04	95.59

Nota: Nuevos valores de cortantes dinámicos para la primera alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.1.2.3 Comprobación de las derivas entre piso

Tabla 43
Derivas para el sismo en X

Story	Load Case/Combo	Drift	Drift x 0.75R	Según norma máx. 0.007
Story5	SismoDin X Max	0.0007	0.0030	Cumple
Story4	SismoDin X Max	0.0003	0.0012	Cumple
Story3	SismoDin X Max	0.0003	0.0014	Cumple
Story2	SismoDin X Max	0.0004	0.0016	Cumple
Story1	SismoDin X Max	0.0004	0.0017	Cumple

Nota: Derivas de cada piso de la estructura reforzada para el sismo en X según el límite máximo permisible de la norma E.030. Elaboración propia, 2020.

Tabla 44
Derivas para el sismo en Y

Story	Load Case/Combo	Drift	Drift x 0.75R	Según norma máx. 0.007
Story5	SismoDin Y Max	0.0005	0.0024	Cumple
Story4	SismoDin Y Max	0.0006	0.0025	Cumple
Story3	SismoDin Y Max	0.0006	0.0029	Cumple
Story2	SismoDin Y Max	0.0007	0.0030	Cumple
Story1	SismoDin Y Max	0.0006	0.0025	Cumple

Nota: Derivas de cada piso de la estructura reforzada para el sismo en Y según el límite máximo permisible de la norma E.030. Elaboración propia, 2020.

5.1.3 Proceso constructivo

Paso 1: Antes de comenzar la modificación de la estructura existente se debe realizar una búsqueda de proveedores de acero, al encontrar la mejor opción, se mandan a fabricar los arriostres con todos los detalles señalados en esta tesis, teniendo todos los elementos estructurales creados se procede con la implementación del refuerzo estructural.

Paso 2: Se comienza retirando la tabiquería en los paños donde se implementarán los arriostres, se debe tener cuidado para no dañar los elementos estructurales existentes. Antes de comenzar la siguiente etapa de construcción, se debe eliminar todos los escombros que se generaron para que no dificulten las actividades.

Paso 3: Se procede con perforaciones en vigas y columnas para anclar la plancha metálica en las zonas indicadas en los planos, estas perforaciones se harán con un taladro con broca para concreto y con las dimensiones suficientes para implementar el perno con su anclaje químico, explicado en el marco teórico.

Paso 4: Con la plancha metálica ya adherida a la estructura existente se comienza a empernar el resto de arriostres fabricados previamente, estos llegan a tener gran peso para los obreros, por ende, se recomienda el uso de una grúa para izar los bloques de acero a la posición ideal, se debe usar los pernos especificados en esta tesis porque son parte importante para que la estructura no falle.

Figura 27. Esquema del proceso constructivo de la alternativa 1 de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.2 Segunda alternativa de reforzamiento

Para evaluar la segunda alternativa de reforzamiento con acero estructural, se reforzará la edificación mediante el uso de placas de acero de 20mm de espesor bajo la designación ASTM A36. De igual forma que los arriostres, estas las placas se distribuirán tanto en el eje X e Y del edificio con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales.

5.2.1 Análisis Estático

5.2.1.1 Modelo estructural

Figura 28. Modelo 3D de la edificación reforzada alternativa 2. Elaboración propia, 2018.

Debido a que se está realizando un análisis en la dirección X y Y se obtuvo los siguientes resultados para los periodos fundamentales de mayor % de participación de masa.

Tabla 45
Periodos Fundamentales de la estructura alternativa 2

Dirección	Periodo (s)
T _{X-X}	0.228
T _{Y-Y}	0.181

Nota: Con el modelado de la segunda alternativa de reforzamiento, se obtienen los periodos fundamentales con mayor participación de masas de la estructura en ambas direcciones. Elaboración propia, 2020.

5.2.1.2 Peso de la edificación

El peso de la edificación se calculará adicionando a la carga permanente un total del 25% de la carga viva. Todos los parámetros sísmicos se mantienen a excepción del coeficiente básico de reducción (R), debido a que es una edificación arriostrada se usará un R=6 tanto en el eje X e Y.

Tabla 46
Peso de la edificación alternativa 2

Nivel	Carga Muerta (CM)	Carga Viva (CV)	CM+0.25CV
5	57.70 ton	9.77 ton	60.14 ton
4	129.35 ton	31.58 ton	137.25 ton
3	129.35 ton	31.58 ton	137.25 ton
2	131.93 ton	31.58 ton	139.82 ton
1	167.25 ton	39.94 ton	177.24 ton
		Peso total	651.69 ton

Nota: Se observan los tipos de carga: Carga Muerta y Carga Viva, que actúan en la estructura reforzada para el cálculo del peso de la alternativa 2. Elaboración propia, 2020.

Se asumirá que toda la estructura es regular para poder verificar las irregularidades existentes tanto en planta como en altura de la edificación. Mediante este reforzamiento se eliminó la Irregularidad Torsional que presentaba la edificación inicial, teniendo como resultado los siguientes factores de reducción.

Tabla 47
Factores de reducción alternativa 2

Irregularidad	Factor
Ia	1
Ip	1

Nota: Se ha desarrollado una tabla resumen con los factores de irregularidad en altura y planta de la segunda alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.2.1.3 Cálculo de la cortante basal

Se obtiene un nuevo R de diseño para el cálculo de la nueva cortante basal de la estructura irregular.

$$R = 6.00 \times 1 \times 1$$

$$R = 6.00$$

Tabla 48
Resultados de la fuerza cortante basal

	XX	YY
ZUSC/R	0.1875	0.1875
V ESTATICO	122.193 tonf	122.193 tonf

Nota: Se detalla el cálculo de fuerza cortante estática total en la base, correspondiente a la segunda alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.2.1.4 Distribución de fuerzas sísmicas

Tabla 49
Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección X

Masa	Piso	Peso (ton)	hi (m)	pi(hi) ^k	α	Fx (tonf)	Vx (tonf)
5.581	5	60.14	14.275	858.50	0.168	20.53	20.53
13.366	4	137.25	11.575	1588.65	0.311	38.00	58.53
13.995	3	137.25	8.875	1218.08	0.238	29.13	87.66
14.170	2	139.82	6.175	863.40	0.169	20.65	108.31
19.342	1	177.24	3.275	580.45	0.114	13.88	122.19

Nota: Se ha realizado el cálculo de todas las fuerzas cortantes que actuarán en el eje X de la 2da alternativa de reforzamiento, teniendo en cuenta la el peso, la altura y distintos parámetros de cada nivel de la estructura. Elaboración propia, 2020.

Tabla 50
Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección Y

Masa	Piso	Peso (ton)	hi (m)	pi(hi) ^k	α	Fy (tonf)	Vy(tonf)
5.581	5	60.14	14.275	858.50	0.168	20.53	20.53
13.366	4	137.25	11.575	1588.65	0.311	38.00	58.53
13.995	3	137.25	8.875	1218.08	0.238	29.13	87.66
14.170	2	139.82	6.175	863.40	0.169	20.65	108.31
19.342	1	177.24	3.275	580.45	0.114	13.88	122.19

Nota: Se ha realizado el cálculo de todas las fuerzas cortantes que actuarán en el eje Y de la 2da alternativa de reforzamiento, teniendo en cuenta la el peso, la altura y distintos parámetros de cada nivel de la estructura. Elaboración propia, 2020.

5.2.2 Análisis dinámico modal espectral

5.2.2.1 Cálculo de la aceleración espectral

Figura 29. Espectro de diseño de la alternativa 2 de reforzamiento. Elaboración propia, 2018.

5.2.2.2 Fuerza cortante en la base

Tabla 51
Comprobación entre cortantes en la base para la alternativa 2

	XX	YY
V ESTATICO	122.193 tonf	122.193 tonf
V DINÁMICO	61.47 tonf	65.70 tonf
Factor	1.59	1.49

Nota: Comprobación entre las cortantes estáticas y dinámicas en la base para ambos ejes de la estructura reforzada. Elaboración propia, 2020.

Debido a que se trata de una estructura regular, la cortante basal dinámica no podrá ser menor que el 80% de la cortante basal estática. Por tal motivo, será necesario escalar proporcionalmente los resultados obtenidos del análisis dinámico por 1.59 en la dirección X y por 1.49 en la dirección. Así, obteniendo los nuevos cortantes dinámicos.

Tabla 52
Nuevos cortantes dinámicos de la alternativa 2

Story	Load Case/Combo	Vx (tonf)	Vy (tonf)
Story1	SISMOD FINAL XX Max	97.80	80.06
Story1	SISMOD FINAL YY Max	74.98	97.89

Nota: Nuevos valores de cortantes dinámicos para la segunda alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.2.2.3 Comprobación de las derivas entrepiso

Tabla 53
Derivas para el sismo en X

Story	Load Case/Combo	Drift	Drift x 0.75R	Según norma máx. 0.007
Story5	SismoDin X Max	0.0008	0.0037	Cumple
Story4	SismoDin X Max	0.0002	0.0007	Cumple
Story3	SismoDin X Max	0.0002	0.0007	Cumple
Story2	SismoDin X Max	0.0001	0.0006	Cumple
Story1	SismoDin X Max	0.0001	0.0004	Cumple

Nota: Derivas de cada piso de la estructura reforzada para el sismo en X según el límite máximo permisible de la norma E.030. Elaboración propia, 2020.

Tabla 54
Derivas para el sismo en Y

Story	Load Case/Combo	Drift	Drift x 0.75R	Según norma máx. 0.007
Story5	SismoDin Y Max	0.0005	0.0020	Cumple
Story4	SismoDin Y Max	0.0002	0.0009	Cumple
Story3	SismoDin Y Max	0.0002	0.0009	Cumple
Story2	SismoDin Y Max	0.0002	0.0009	Cumple
Story1	SismoDin Y Max	0.0001	0.0004	Cumple

Nota: Derivas de cada piso de la estructura reforzada para el sismo en Y según el límite máximo permisible de la norma E.030. Elaboración propia, 2020.

El uso de placas de acero de 20mm resulta muy eficiente para controlar las derivas de los entrepisos, sin embargo, rigidiza demasiado la estructura y que dichas placas cubren una cantidad de vanos considerable en la edificación.

5.2.3 Proceso constructivo

El paso 1 y 2 del proceso constructivo anterior es similar al de esta alternativa de reforzamiento, el único cambio son los planos que se le darán a los fabricantes de acero estructural.

Paso 1: Al momento de tener descubierta las columnas y vigas se procede a colocar los conectores de acero, al hacer el agujero en la viga se debe tener cuidado de dañar algún acero corrugado de su interior.

Paso 2: Con los conectores de acero bien colocados, se comienza con el montaje de las placas de acero que se mandaron a hacer en la etapa previa a la construcción, y así, se tendría acabada la etapa de estructuras.

Figura 30. Esquema del proceso constructivo de la alternativa 2 de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.3 Tercera alternativa de reforzamiento

Para evaluar la segunda alternativa de reforzamiento con acero estructural, se reforzará la edificación mediante el uso de placas de acero de 20mm de espesor bajo la designación ASTM A36. De igual forma que los arriostres, estas las placas se distribuirán tanto en el eje X e Y del edificio con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales.

5.3.1 Análisis Estático

5.3.1.1 Modelo estructural

Figura 31. Modelo 3D de la edificación reforzada alternativa 3. Elaboración propia, 2018.

Debido a que se está realizando un análisis en la dirección X y Y se obtuvo los siguientes resultados para los periodos fundamentales de mayor % de participación de masa.

Tabla 55
Periodos Fundamentales de la estructura alternativa 3

Dirección	Periodo (s)
T_{X-X}	0.298
T_{Y-Y}	0.258

Nota: Con el modelado de la tercera alternativa de reforzamiento, se obtienen los periodos fundamentales con mayor participación de masas de la estructura en ambas direcciones. Elaboración propia, 2020.

5.3.1.2 Peso de la edificación reforzada

El peso de la edificación se calculará adicionando a la carga permanente un total del 25% de la carga viva. El coeficiente básico de reducción (R), asumido para este tipo de reforzamiento, será de la misma forma $R=6$, debido a que es conservador y que la edificación se comporta como si estuviera arriostrada.

Tabla 56
Peso de la edificación alternativa 3

Nivel	Carga Muerta (CM)	Carga Viva (CV)	CM+0.25CV
5	57.70 ton	9.77 ton	60.14 ton
4	122.28 ton	31.58 ton	130.18 ton
3	122.28 ton	31.58 ton	130.18 ton
2	123.35 ton	31.58 ton	133.24 ton
1	158.31 ton	39.94 ton	168.30 ton
		Peso total	620.03 ton

Nota: Se observan los tipos de carga: Carga Muerta y Carga Viva, que actúan en la estructura reforzada para el cálculo del peso de la alternativa 3. Elaboración propia, 2020.

Se asume que toda la estructura es regular para poder verificar las irregularidades existentes tanto en planta como en altura de la edificación. Mediante este reforzamiento se eliminó la Irregularidad Torsional que presentaba la edificación inicial, teniendo como resultado los siguientes factores de reducción.

Tabla 57
Factores de reducción alternativa 3

Irregularidad	Factor
Ia	1
Ip	1

Nota: Se ha desarrollado una tabla resumen con los factores de irregularidad en altura y planta de la tercera alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.3.1.3 Cálculo de la cortante basal

Se obtiene un nuevo R de diseño para el cálculo de la nueva cortante basal de la estructura irregular.

$$R = 6.00 \times 1 \times 1$$

$$R = 6.00$$

Tabla 58
Resultados de la fuerza cortante basal

	XX	YY
ZUSC/R	0.1875	0.1875
V ESTATICO	116.256 tonf	116.256 tonf

Nota: Se detalla el cálculo de fuerza cortante estática total en la base, correspondiente a la tercera alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.3.1.4 Distribución de fuerzas sísmicas

Tabla 59
Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección X

Masa	Piso	Peso (ton)	hi (m)	pi(hi) ^k	α	Fx (tonf)	Vx (tonf)
5.581	5	60.140	14.28	858.497	0.176	20.44	20.44
14.650	4	130.178	11.58	1506.809	0.309	35.88	56.32
15.060	3	130.178	8.88	1155.329	0.237	27.51	83.83
15.128	2	131.242	6.18	810.418	0.166	19.30	103.13
18.709	1	168.296	3.28	551.170	0.113	13.12	116.26

Nota: Se ha realizado el cálculo de todas las fuerzas cortantes que actuarán en el eje X de la 3ra alternativa de reforzamiento, teniendo en cuenta la el peso, la altura y distintos parámetros de cada nivel de la estructura. Elaboración propia, 2020.

Tabla 60
Cálculo de fuerzas cortantes en la dirección Y

Masa	Piso	Peso (ton)	hi (m)	pi(hi) ^k	α	Fy (tonf)	Vy(tonf)
5.581	5	60.140	14.28	858.497	0.176	20.44	20.44
14.650	4	130.178	11.58	1506.809	0.309	35.88	56.32
15.060	3	130.178	8.88	1155.329	0.237	27.51	83.83
15.128	2	131.242	6.18	810.418	0.166	19.30	103.13
18.709	1	168.296	3.28	551.170	0.113	13.12	116.26

Nota: Se ha realizado el cálculo de todas las fuerzas cortantes que actuarán en el eje Y de la 3ra alternativa de reforzamiento, teniendo en cuenta la el peso, la altura y distintos parámetros de cada nivel de la estructura. Elaboración propia, 2020.

5.3.2 Análisis dinámico modal espectral

5.3.2.1 Cálculo de la aceleración espectral

Figura 32. Espectro de diseño de la alternativa 3 de reforzamiento. Elaboración propia, 2018.

5.3.2.2 Fuerza cortante en la base

Tabla 61
Comprobación entre cortantes en la base para la alternativa 3

	XX	YY
V ESTATICO	116.256 tonf	116.256 tonf
V DINÁMICO	94.49 tonf	93.07 tonf
Factor	0.98	0.99

Nota: Comprobación entre las cortantes estáticas y dinámicas en la base para ambos ejes de la estructura reforzada. Elaboración propia, 2020.

Dado que la cortante basal dinámica es mayor que el 80% de la cortante basal estática. Como se puede observar, no será necesario escalar los resultados obtenidos del análisis dinámico.

Tabla 62
Nuevos cortantes dinámicos de la alternativa 3

Story	Load Case/Combo	Vx (tonf)	Vy (tonf)
Story1	SismoDin X (Marcos) Max	94.49	4.02
Story1	SismoDin Y (Marcos) Max	4.02	93.07

Nota: Nuevos valores de cortantes dinámicos para la tercera alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.3.2.3 Comprobación de las derivas entrepiso

Tabla 63
Derivas para el sismo en X

Story	Load Case/Combo	Drift	Drift x 0.75R	Según norma máx. 0.007
Story5	SismoDin X (Marcos) Max	0.0007	0.0030	Cumple
Story4	SismoDin X (Marcos) Max	0.0003	0.0014	Cumple
Story3	SismoDin X (Marcos) Max	0.0003	0.0015	Cumple
Story2	SismoDin X (Marcos) Max	0.0004	0.0017	Cumple
Story1	SismoDin X (Marcos) Max	0.0004	0.0017	Cumple

Nota: Derivas de cada piso de la estructura reforzada para el sismo en X según el límite máximo permisible de la norma E.030. Elaboración propia, 2020.

Tabla 64
Derivas para el sismo en Y

Story	Load Case/Combo	Drift	Drift x 0.75R	Según norma máx. 0.007
Story5	SismoDin Y (Marcos) Max	0.0004	0.0019	Cumple
Story4	SismoDin Y (Marcos) Max	0.0004	0.0020	Cumple
Story3	SismoDin Y (Marcos) Max	0.0005	0.0022	Cumple
Story2	SismoDin Y (Marcos) Max	0.0005	0.0023	Cumple
Story1	SismoDin Y (Marcos) Max	0.0004	0.0017	Cumple

Nota: Derivas de cada piso de la estructura reforzada para el sismo en Y según el límite máximo permisible de la norma E.030. Elaboración propia, 2020.

Si bien se muestra que la estructura cumple con el control de derivas que dicta la norma E.030, la adición de pórticos arriostrados de acero a la edificación es muy poco factible de realizar, debido a que dicha edificación se encuentra contigua con otras viviendas y el único eje libre para añadir los pórticos de acero, es el eje X, que se encuentra frente a la calle.

5.3.3 Proceso constructivo

Paso 1: Para este proceso de igual manera se tendrá que cotizar los pórticos arriostrados a proveedores de acero para conseguir la mejor oferta, pero, para esta alternativa no es necesario quitar ninguna tabiquería.

Paso 2: A una cierta distancia de la construcción existente, se construirá una zapata que sostendrá al refuerzo estructural, en este caso, pórticos arriostrados de acero estructural.

Paso 3: La estructura de acero se empernara con la cimentación, cabe recalcar que al momento de crear la zapata se dejaron bastones previamente dimensionados que son usados para el fácil anclaje.

Paso 4: Cuando el pórtico arriostrado de acero ya se haya implementado, se procede a unificar ambas estructuras, para esto, se perforan las vigas con el fin de un anclaje químico para unir ambos elementos estructurales.

Figura 33. Esquema del proceso constructivo de la alternativa 3 de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.4 Elección de la mejor alternativa

La estructura será reforzada desde el primer nivel hasta el cuarto nivel; en cuanto al quinto nivel, no fue necesario requerir de un reforzamiento, ya que las derivas eran menores con relación al límite máximo que establece la norma E.030.

Para la elección de la mejor propuesta de reforzamiento con acero estructural, se tuvo en cuenta distintos factores como el control de derivas, el costo adicional que requiere cada reforzamiento y la factibilidad de implementar el refuerzo.

5.4.1 Control de derivas para cada alternativa de reforzamiento

Para analizar los desplazamientos laterales relativos de cada propuesta de reforzamiento, se realizó una gráfica de comparación entre las derivas de la estructura existente vs las derivas de la estructura reforzada para cada alternativa. Cabe resaltar, que el quinto nivel de la estructura no ha sido reforzado mediante ninguna alternativa de reforzamiento, esto se debe a que, en este nivel de la estructura original analizada, no se producen grandes desplazamientos laterales y, además, de ser el único nivel que no es típico a los niveles inferiores; por lo que, es probable que la deriva de entrepiso en este nivel tenga una variación considerable con respecto a los niveles inferiores reforzados.

Alternativa de reforzamiento con arriostres V invertida:

Se puede observar en la Figura 34 que las derivas en todos los niveles de la edificación reforzada no superan el 0.007 que propone la norma. Del primer al cuarto nivel, las derivas de entrepiso disminuyen en aproximadamente un 85% y 50% para la dirección X y Y respectivamente. En cuanto al quinto nivel, que no ha sido reforzado, la deriva disminuye en un 25% en la dirección X y aumenta un 4% en la dirección Y, sin embargo, no es un aumento considerable, estando dentro de los límites máximos establecidos por la norma.

Figura 34. Derivas de entrepiso de la 1ra alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

Alternativa de reforzamiento con placas de acero 20mm:

De la misma forma que el primero reforzamiento, se puede observar en la Figura 35 que las derivas en todos los niveles de la edificación reforzada no superan el 0.007 que propone la norma. Del primer al cuarto nivel, las derivas de entrepiso disminuyen en aproximadamente un 85% para la dirección X y Y. Mientras que, en el quinto nivel, que no ha sido reforzado, la deriva disminuye en 15% en la dirección X y disminuye en 10% para la dirección Y, con esto se concluye que las derivas no supera el 0.007 que especifica la norma.

Figura 35. Derivas de entrepiso de la 2da alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

Alternativa de reforzamiento con marcos metálicos o pórticos arriostrados de acero:

Para esta alternativa se idealizó un modelo con arriostres en X en la estructura, dado a que la implementación de marcos metálicos trabaja de la misma manera que los arriostres. Se puede observar en la Figura 36 que las derivas en todos los niveles de la edificación reforzada no superan el 0.007 que propone la norma. Del primer al cuarto nivel, las derivas de entrepiso disminuyen en aproximadamente un 80% y 65% para la dirección X y Y respectivamente. Mientras que, en el quinto nivel, que no ha sido reforzado, la deriva disminuye en 30% y 15% para la dirección X y Y respectivamente, sin superar el límite permisible.

Figura 36. Derivas de entrepiso de la 3ra alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.4.2 Costo de implementar el refuerzo con acero

Una de las razones primordiales de selección para el cliente es el precio al momento de elegir la propuesta más factible, por ende, se ha realizado una ratio del costo de cada tipo de refuerzo. Luego de consultar a diversas empresas que trabajan con acero estructural, se optó por tomar los precios bases de una empresa mexicana de amplia experiencia en el Perú. Para el cual, el costo de referencia para una estructura metálica que incluye: materiales, acarreo, cortes, trazo, habilitado, soldadura, aplicación de primer anticorrosivo, montaje, mano de obra, equipo y herramienta, que nos brindaron fue de 25.65 pesos mexicanos por cada kilogramo de acero estructural ASTM A36, que equivale aproximadamente a S/. 4.36.

Arriostres en V invertida:

Por otro lado, se sabe que la sección W8x35 de arriostre tiene un peso de 35 lb/pie, lo cual equivale a 52.1 kg/m.

Longitud total de arriostre:

293 m

Peso total de arriostre:

$$293 \text{ m} * 52.1 \text{ kg/m} = 15.26 \text{ ton}$$

Peso extra (conexiones, planchas, pernos, etc):

$$15.26 \text{ ton} * 0.10 = 1.526 \text{ ton}$$

Precio total:

$$S/.4.36/\text{kg} * (15.26\text{ton} + 1.526\text{ton}) * 1000 = S/. 73,186.96$$

Placas de Acero:

Para calcular el precio de este reforzamiento se debe conocer el volumen total que ocupa las placas de acero en la estructura, y esta, se multiplicará por su peso específico (7850 kg/m³).

m² de las placas:

$$265 \text{ m}^2$$

Volumen total de placas:

$$265 \text{ m}^2 * 0.02 \text{ m} = 5.30 \text{ m}^3$$

Peso:

$$5.30 \text{ m}^3 * 7850 \text{ kg/m}^3 = 41.61 \text{ ton}$$

Peso extra (conexiones, planchas, pernos, etc):

$$41.61 \text{ ton} * 0.10 = 4.16 \text{ ton}$$

Precio total:

$$S/.4.36/\text{kg} * (41.61\text{ton} + 4.16\text{ton}) * 1000 = S/. 199,557.20$$

Pórticos arriostrados de acero:

Al igual que los arriostres en V invertida, se debe calcular la longitud total de los arriostres, pero se le adicionará las vigas y columnas de acero de los pórticos. Adicionalmente, las bases de concreto que soportarán la estructura metálica.

Longitud total de arriostre (W10x22), vigas (W12x35) y columnas (W14x38):

218.60m de arriostres, 114.30m de vigas y 150.45m de columnas

Peso:

Arriostres: $218.60 \text{ m} * 32.74 \text{ kg/m} = 7.16 \text{ ton}$

Vigas: $114.32 \text{ m} * 52.10 \text{ kg/m} = 5.96 \text{ ton}$

Columnas: $150.48 \text{ m} * 56.55 \text{ kg/m} = 8.51 \text{ ton}$

Peso extra (conexiones, planchas, pernos, etc.):

$21.63 \text{ ton} * 0.10 = 2.16 \text{ ton}$

Precio total de estructura metálica:

$\text{S}/.4.36/\text{kg} * (21.63 \text{ ton} + 2.16 \text{ ton}) * 1000 = \text{S}/. 103,724.40$

Base de concreto armado de 60cmx60cm de 50cm de profundidad para el anclaje de estructura (13 UNIDADES):

$0.6 * 0.6 * 0.5 * 13 = 2.34 \text{ m}^3$

Precio total de Base de concreto armado:

$\text{S}/.418/\text{kg} * 1.04 = \text{S}/. 978.12$

Precio total:

$\text{S}/. 103,724.40 + 978.12 = \text{S}/. 104,702.52$

En resumen, los precios referenciales para los distintos tipos de reforzamiento propuestos, se puede observar en la siguiente tabla.

Tabla 65
Ratios de precios por alternativa de reforzamiento

Arriostres en V invertida	Placas de Acero	Pórticos arriostrados de acero
S/. 73,186.96	S/. 199,557.20	S/. 104,702.52

Nota: Resumen de ratios de precios por cada alternativa de reforzamiento. Elaboración propia, 2020.

5.4.3 Procedimiento constructivo de las alternativas de refuerzo

Otro punto a analizar es el procedimiento constructivo de cada alternativa, al tener una idea de cómo será la construcción de cada alternativa se puede evaluar la que mejor se acopla a la disponibilidad y preferencia del cliente.

5.4.4 Factibilidad de implementar el refuerzo con acero

La primera alternativa de reforzamiento resulta no quita demasiada luz a la estructura, dado a que se utilizarán arriostres en V invertida dando espacios libres para las ventanas y puertas de los ambientes de la edificación. Adicional a esto, este tipo de arriostres en V proporcionan una gran rigidez y capacidad de soportar cargas laterales como las de sismo y viento.

Para la segunda alternativa de reforzamiento, la adición de placas de acero necesita cubrir algunos vanos de la edificación y se requiere de un proceso constructivo muy tedioso, y como se expone en el subcapítulo anterior este reforzamiento sería más costoso que el refuerzo con arriostres.

En cuanto a la tercera alternativa de reforzamiento, añadir pórticos arriostrados en los ejes de la edificación es poco factible debido a que la edificación no se encuentra en una esquina, por lo que colinda con viviendas, dejando sin espacio para la adición de los pórticos de acero.

Teniendo como referencia estos aspectos se decide optar por la primera alternativa, correspondiente al reforzamiento con arriostres en V invertida, dado a que; la adición de arriostres resulta más eficiente, además a diferencia de los reforzamientos con placas y pórticos de acero, no cubren en su totalidad a los vanos de la edificación. Por otra parte, se observa en el subcapítulo 4.4.2 y 4.4.3, que el costo de reforzar la estructura mediante arriostres es mucho menor que las otras dos alternativas de reforzamiento, y en cuanto al procedimiento constructivo es relativamente más sencillo y se moldea mejor a las condiciones de la estructura, a esto se le suma el beneficio de tener una estructura arquitectónicamente agradable y estructuralmente rígida al momento de resistir fuerzas sísmicas, todo eso a un costo tratable.

Cabe recalcar que el precio más económico de estas 3 alternativas sigue siendo elevado para el mercado peruano y a esto se le suma, la falta de técnicos constructores o profesionales con experiencia en estos tipos de reforzamientos estructurales, ya que la construcción con acero

estructural no es tan utilizada en el Perú, en consecuencia, menos competencia entre empresas que distribuyen este elemento estructural.

6 VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el Diseño por Resistencia. Deberá proporcionarse a todas las secciones de los elementos estructurales Resistencias de Diseño (ϕR_n) adecuadas. Por ello, todos los elementos estructurales de concreto deben diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u). En el presente capítulo se verificará que los elementos estructurales de concreto de la edificación reforzada mediante la primera alternativa presentada en el capítulo anterior, cumplan la siguiente condición.

$$\phi R_n > R_u$$

Donde:

ϕR_n = Resistencia de diseño

R_u =Resistencia requerida

La norma E.060 establece que la resistencia de diseño para cada elemento estructural se determinara mediante distintos procesos y el cálculo de esta se toma como el cálculo de la resistencia nominal disminuida por el factor de reducción, el cual depende del tipo de sollicitación. En la siguiente tabla se presenta los factores de reducción que dicta la Norma.

Tabla 66
Factores de reducción de resistencia Φ

Sollicitación	Factor de reducción (Φ)
Flexión pura	0.90
Tracción y flexocompresión	0.90
Compresión y flexocompresión	
-Elementos con espirales	0.75
-Elementos con estribos	0.70
Corte y torsión	0.85
Aplastamiento de concreto	0.70
Concreto simple	0.65

Nota: Factores de reducción de resistencia basado en la norma E.060. Adaptado de “Norma Técnica E.060”, por Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018.

A su vez, la Norma establece las combinaciones de cargas actuantes con sus respectivos factores de amplificación para el cálculo de la resistencia requerida, siendo las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

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

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

Donde:

U= Solicitación última amplificada, que deberá ser menor que a la resistencia de diseño

CM= Carga muerta

CV= Carga viva

CS= Carga de sismo

6.1 Verificación de losas aligeradas

Las losas aligeradas son comúnmente usadas para edificaciones porque disminuyen considerablemente la carga muerta de la edificación, teniendo distintas ventajas, su uso ahorra concreto al momento de usar bloques de relleno, se ahorra en encofrado, entre otros. Estas losas constan de bloques de relleno y vigas T, o viguetas, estas son vaciadas conjuntamente con las vigas para que se considere un elemento monolítico. Para realizar su verificación, se debe analizar la vigueta más crítica ya que la distribución del refuerzo es uniforme.

6.1.1 Por flexión

Las viguetas son verificadas como vigas T, en la mayoría de casos el espesor de la losa en compresión tiene una altura de 5 cm y en la parte inferior existe una separación de 10 cm de bloque a bloque.

Para la verificación, se debe conocer la cuantía necesaria por flexión (ρ) y compararla con la cuantía con la que fue construida. Se debe seleccionar el momento último más crítico en toda la estructura porque todas las losas tienen el mismo diseño, en otras palabras, lo único

que varía en la verificación es el momento último. Entonces, se debe hallar la cuantía necesaria con las siguientes expresiones:

$$K_u = \frac{Mu}{bd^2} \qquad K_u = \rho \qquad A_s = \rho bd$$

Donde:

Mu= Momento ultimo

b= Ancho de la sección

d=Peralte de la sección

ρ = Cuantía de acero requerida

A_s= Área del acero longitudinal

En el artículo 10.5 de la Norma E.060 señala que si el área del acero que está en tracción es menor a 1.4 veces el área calculada se debe verificar si el mínimo de acero requerido es por lo mínimo 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

En el artículo 10.3.4 de la Norma E.060 indica que el máximo de cuantía de acero en una sección es el 75% de la cuantía balanceada. Entonces, para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ la cuantía balanceada tendría un valor de 2.13%, por lo tanto, el máximo acero será de 1.59% bd.

6.1.2 Por corte

Como las viguetas no llevan estribos, el concreto asumirá toda la resistencia para las fuerzas cortantes pero la Norma E.060 permite un incremento del 10% para las vigas T de losas aligeradas para luego verificar si la cortante ultima no supera a la cortante de diseño resistente, la cual se calcula mediante la expresión.

$$\phi V_c = 1.1 \times \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

6.1.3 Control de deflexiones

Para comenzar con la verificación, se debe conocer la longitud de las vigas a estudiar, según el artículo 9.6.2 de la Norma E.060 los valores de peralte mínimo dependen de la siguiente tabla:

Tabla 67
Valores de peralte mínimo para el control de deflexiones

	Condiciones de apoyo			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h min	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Nota: Valores de peralte mínimo para el control de deflexiones de vigas. Adaptado de “Norma Técnica E.060”, por Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018.

6.1.4 Ejemplo para la verificación

Para comenzar con la verificación de las vigas T de las losas aligeradas se debe conocer el momento y cortante último máximo, por lo cual se debe analizar el paño más crítico, que tiene una longitud de 4.55 metros, como se observa en la siguiente figura.

Figura 37. Paño de losa más crítico ubicado en el primer nivel. Elaboración propia, 2020.

Carga muerta:

$$\text{Peso propio: } 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Piso terminado: } 100 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva:

$$\text{Sobrecarga: } 300 \text{ kg/m}^2$$

Cargas últimas:

$$W_{cm} = 400 \times 1.4 = 560 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{cv} = 300 \times 1.7 = 510 \text{ kg/m}^2$$

Carga última por viga:

$$W_u = 1070 \times 0.4 = 428 \text{ kg/m}$$

$$V_u = 0.428 \times 4.55 \div 2 = 0.97 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.428 \times 4.55 \div 12 = 0.162 \text{ ton} - \text{m}$$

A continuación, se muestra los datos obtenidos para el paño de losa a analizar.

Tabla 68
Datos de la losa aligerada

Parámetros	Valor
b	40.00 cm
$\emptyset$	0.85
$f'c$	210 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
b_w	10.00 cm
h	20.00 cm
d	17.68 cm
M_u	0.162 ton.m

Nota: Se desarrolla un cuadro resumen con los parámetros o datos a utilizar para el análisis de la losa aligerada de la estructura reforzada. Elaboración propia, 2020.

Verificación por flexión:

Con la tabla realizada se procede a calcular el K_u , para así, obtener la cuantía de acero necesario en las viguetas de (1 Ø 1/2")

$$K_u = \frac{162}{40 * 17.68^2} * 100 = 1.307$$

De la tabla de K_u vs ρ se obtiene su valor que es de 0.04%, entonces se podría calcular el A_s :

$$A_s = 0.04\% * 40 * 17.6 = 0.2816$$

Entonces, el acero en las viguetas es suficiente para soportar el momento último más crítico que existe en esta edificación.

El coeficiente “a” debe ser menor a 5 cm (espesor de la losita)

$$a = \frac{0.2816 * 4200}{0.85 * 210 * 40} = 0.166$$

Con este resultado se sabe que la suposición de que el bloque comprimido no excede los 5 cm es correcta.

Verificación por corte:

Para comenzar con la verificación por corte, se debe tener en cuenta que solo se tiene un peralte de losas para toda la edificación, en este caso, no existen estribos que aporten a la resistencia por el corte, por ende, el concreto es el único que aporta resistencia en la cortante.

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * \frac{17.6}{1000} = 1.49 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.49 = 1.27 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u = 1.27 \text{ ton} > 0.97 \text{ ton} \dots \textbf{Cumple}$$

La resistencia que aporta el concreto es suficiente para soportar la cortante última máxima.

6.2 Verificación de vigas

Las vigas son los elementos más importantes dentro de una edificación, estas deben cumplir con dos importantes funciones. Por un lado, se encargan de transmitir las cargas de los techos a las columnas, y por otro, estas unen los elementos estructurales verticales y generan que la edificación sea monolítica, si estas llegan a fallar, posiblemente la losa falle o se desplome. Por lo tanto, se debe realizar una verificación a las vigas cumpliendo todos los requerimientos de la Norma E.060.

6.2.1 Por flexión

Para la verificación por flexión en vigas, se debe cumplir que el momento resistente de diseño (ϕM_n) soporte el momento último máximo actuante en la viga (M_u) para evitar la deformación o posible falla de la viga

$$\phi M_n > M_u$$

Para comenzar, se debe conocer la cuantía de acero, las dimensiones, el momento último que se aplica en la viga existente.

$$\rho = \frac{A_s}{b} \qquad \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \text{ ó } 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \qquad \rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

Donde ρ_b es la cuantía balanceada que se calcula mediante la siguiente expresión.

$$\rho_b = \beta * 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Entonces, se debe comprobar que el área de acero que tiene la viga en cuestión cumpla con los límites obtenidos, en caso de no cumplir, se reforzará.

6.2.2 Por deflexión

La verificación por deflexión en las vigas se realiza de la misma manera que las losas mediante la tabla presentada en el inciso 5.1.3

6.2.3 Por corte

Se sabe que la mayoría de vigas cuentan con estribos de acero que aportan al concreto la capacidad para resistir las fuerzas cortantes que en lo general superan a lo que el concreto puede resistir. Entonces, la resistencia al corte de una viga vendría a ser la suma de la resistencia aportada por el mismo concreto y el acero. Por ende, se debe verificar el aporte del concreto (V_c)

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

La verificación del aporte del estribo de acero se calcula con la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Donde:

A_v =Área de refuerzo por corte proporcionado por los estribos.

d = Peralte de la viga sin el recubrimiento.

s = Separación entre estribos en el eje longitudinal de la viga

Según el artículo 11.5.7.9 de la Norma E.060 el valor de V_s no debe ser mayor a la siguiente expresión:

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

Entonces, con los aportes del acero y del concreto se debe cumplir en toda la sección que:

$$\phi V_n \geq V_u \quad \phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

El V_u cambia dependiendo de la distancia de viga que se encuentre y V_s varía ya que mientras más cerca a la columna se encuentre menor es la separación entre estribos, en caso de no cumplir, se reforzará.

6.2.4 Ejemplo para la verificación

La viga VP (0.20 × 0.50) se tomará para este ejemplo porque es una de las más típicas en esta edificación, ubicada en el primer piso en el eje 1 con una longitud de 4.75m del eje A al eje B. Para la verificación se usa la envolvente para conocer los esfuerzos últimos máximos que se obtienen del software Etabs. A continuación, se muestra la sección de la viga a analizar.

Figura 38. Detalles de la viga VP. Elaboración propia, 2018.

Figura 39. Diagrama de momento y cortante de la envolvente, vista elevación eje 1-. Elaboración propia, 2018.

Figura 40. Diagrama de momento y cortante de la envolvente de la viga VP (0.20x0.50). Elaboración propia, 2018.

Con los datos obtenidos del Etabs, se procede a la verificación de la viga, la información de la viga se encuentra en la siguiente tabla.

Tabla 69
Datos de la viga VP 0.20x 0.50 para la verificación por flexión

Parámetros	Valor
b	20 cm
h	50 cm
$Recub$	5.75 cm
$f'c$	210 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
d	44.25 cm
ΦL	1.59 cm
AsL	11.88 cm ²
$\Phi estribos$	0.95 cm
β	0.85
M_u	2.85 ton.m

Nota: Se desarrolla un cuadro resumen con los parámetros o datos a utilizar para la verificación por flexión de la viga más crítica de la estructura reforzada. Elaboración propia, 2020.

Verificación por flexión:

Con los datos de la Tabla 68, se procede a realizar el cálculo de la cuantía balanceada (p_b), y así, obtener la máxima cuantía de acero permitida ($p_{máx.}$). Además, se calcula el mínimo ($p_{mín.}$) con $f'c$ y f_y , en este caso, se cumple con los límites.

$$p_b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.02125$$

$$p_{\min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$p = \frac{11.88}{20 * 44.25} = 0.0134$$

$$p_{\max} = 0.75 * 0.02125 = 0.0159$$

Entonces se cumple que la cuantía de acero de la viga VP0.20x0.50 se encuentra dentro de los límites que establece la norma E.060.

Para finalizar con la verificación por flexión, se necesita calcular el momento resistente de una viga y multiplicarlo por el factor de reducción ϕ para compararlo con el momento último que nos da el software Etabs, el cual se encuentra en la Tabla 68.

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * (d - a/2)$$

Donde “a” es la profundidad del bloque equivalente en compresión del concreto, y se calcula con la siguiente expresión.

$$a = A_s * f_y / (0.85 * f'_c * b)$$

$$a = 11.88 * 4200 / (0.85 * 210 * 20) = 13.97$$

$$\phi M_n = 0.90 * 11.88 * 4200 * \left(44.25 - \frac{13.97}{2} \right) / 1000 = 16.73 \text{ ton.m}$$

$$\phi M_n > M_u ; 16.73 \text{ ton.m} > 2.85 \text{ ton.m} \dots \textbf{Cumple}$$

El valor de ϕM_n llega a ser mayor a M_u , por lo tanto, la viga VP 0.20x0.50 cumple con la verificación por flexión.

Verificación por deflexión:

Dado a que la viga VP analizada se encuentra en el eje 1 entre el eje A y B, cuenta con un extremo apoyado y un extremo continuo, se procede a realizar los cálculos para ver si cumple con lo establecido en la Tabla 66.

$$h_{min} = \frac{475}{18.5} = 25.67 \text{ cm}$$

Al tratarse de una viga de 20cm de ancho y 50 cm de peralte, se cumple con lo solicitado.

$25.67 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \dots$ **Cumple**

Verificación por corte:

Para comenzar a verificar si la viga resistirá por corte, se necesita realizar una recopilación de datos de la viga VP nuevamente.

Tabla 70
Datos de la viga VP 0.20x0.50 para la verificación por corte

Parámetros	Valor
f_y	4200 kg/cm ²
E_y	2038902 kg/cm ²
M_u	2.85 ton.m
V_u	2.45 ton
f'_c	210 kg/cm ²
b_w	20.00 cm
h	50.00 cm
r	5.75 cm
d	44.00 cm
L_u	4.75 m
ΦL	1.59 cm
A_s	11.88 cm ²
$\Phi \text{estribos}$	0.95 cm ²
A_v	1.43 cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
Φ	0.85

Nota: Se desarrolla un cuadro resumen con los parámetros o datos a utilizar para la verificación por corte de la viga más crítica de la estructura reforzada. Elaboración propia, 2020.

Se calcula la resistencia que aporta el concreto para la cortante mediante la siguiente expresión:

$$V_c = (0.53 * \sqrt{210} * 20 * 44.25) / 1000 = 6.80 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 6.76 = 5.78 \text{ ton}$$

Una vez calculado el ϕV_c , se procede a calcular la resistencia al corte que aporta el acero, en este caso los estribos, como en el detalle de la viga se muestra que la separación de los estribos es 20cm, se procede a realizar el cálculo directo de la resistencia al corte del acero.

$$V_s = (1.43 * 4200 * \frac{44.25}{20}) / 1000 = 13.24 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = 0.85 * 13.24 = 11.26 \text{ ton}$$

Y este valor no debe superar a la cortante máxima establecida por la norma E.060.

$$V_s = 13.24 \text{ ton} < (2.1 * \sqrt{210} * 20 * 44.25) / 1000 = 26.93 \text{ ton} \dots \text{Cumple}$$

Por último, se procede a calcular la resistencia de diseño al corte total de la viga (ϕV_n).

$$\phi V_n = 5.78 + 11.26 = 17.04 \text{ ton}$$

$$\phi V_n > V_u; 17.04 \text{ ton} > 2.45 \text{ ton} \dots \text{Cumple}$$

La suma de aportes de cortante (acero y concreto), son suficientes para soportar la carga última que se aplica en esta viga, por lo cual se cumple la verificación por corte.

6.3 Verificación de columnas

6.3.1 Por corte

El cálculo de la fuerza cortante y la verificación por corte se realiza de la misma manera que las vigas, conservando el mismo criterio.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

Para calcular la resistencia nominal del concreto para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales, la Norma E.060 propone la siguiente expresión.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} \left(1 + \frac{P_u}{140 A_g} \right) b_w d$$

Donde:

P_u = Carga axial ultima expresada en kg y debe ser positiva.

A_g = Área bruta de la sección expresada en cm^2 .

De la misma manera que las vigas, la resistencia que aporta el acero se calcula mediante la siguiente expresión

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

6.3.2 Por flexocompresión uniaxial

Los elementos estructurales que están principalmente sometidos a flexocompresión, son las columnas, debido a que en estas actúan cargas axiales y momentos flectores considerables. Por lo general, se trata de un proceso iterativo, en cual se asume un refuerzo para la columna para cumplir las solicitaciones de carga; sin embargo, dado a que ya se conoce el refuerzo de las columnas, no será necesario realizar varias iteraciones.

Para la verificación por flexocompresión es necesario construir un diagrama de interacción, que hace referencia a una curva que indica la resistencia requerida del elemento, teniendo como ordenada la carga axial y como abscisa el momento flector, y sería la representación gráfica de las combinaciones de carga axial y momento flector que generan la falla de una sección. Por tal motivo, todas las combinaciones de carga deben caer dentro del diagrama de interacción para cumplir con las solicitaciones de resistencia.

6.3.3 Por flexión biaxial

Después de analizar las columnas en cada dirección se debe realizar un análisis biaxial debido a que las columnas están sometidas simultáneamente a flexión en sus dos direcciones.

Las columnas por lo general se encuentran sometidas a momentos flectores que actúan en las 2 direcciones del edificio, en algunos casos será más importante en una dirección, que en la otra. Si los momentos son considerables en las dos direcciones se tendrá que realizar una comprobación por flexión biaxial.

La falla por flexión de estos elementos es función de tres variables: carga axial, momento en la dirección X y momento en la dirección Y, por lo que el diagrama de interacción deja de ser una curva para transformarse en una superficie como se observará más a detalle en el ejemplo de una columna.

La norma E.060 indica que la verificación por flexión biaxial puede determinarse de la siguiente manera, basando en la ecuación de Bresler.

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Donde:

P_u = Resistencia última en flexión biaxial.

P_{nx} = Resistencia de diseño bajo la acción de momentos en X ($e_y=0$).

ϕP_{ny} = Resistencia de diseño bajo la acción de momentos en Y ($e_x=0$).

ϕP_{no} = Resistencia de diseño bajo la acción sólo de carga axial ($e_x=e_y=0$).

$$\phi P_{no} = \phi * 0.85 f'c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y$$

Esta ecuación solo es válida para valores de:

$$\frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1$$

Y para valores menores a 0.1 se deberá tomar la siguiente ecuación:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1$$

Donde:

M_{ux} = Momento último de diseño respecto al eje X.

M_{uy} = Momento último de diseño respecto al eje Y.

ϕM_{nx} = Resistencia de diseño respecto al eje X.

ϕM_{ny} = Resistencia de diseño respecto al eje Y.

6.3.4 Efectos de esbeltez

Se dice que una columna es esbelta cuando las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en comparación con su longitud. El grado de esbeltez de una columna se expresa como la relación entre la longitud y el radio de giro con respecto a cualquiera de los ejes. La verificación por flexocompresión será válida mientras que la columna no tenga una esbeltez, tal que, las deformaciones laterales originadas por la carga axial aplicada, modifiquen significativamente los momentos flectores de la columna.

La norma E.060 para el diseño de columnas esbeltas considera un momento amplificado de diseño (M_c). Se propone un factor de corrección (δ) que se subdivide en uno que corrige el momento debido a cargas de gravedad (δ_1), este factor afecta individualmente a cada una de las columnas, y otro que corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos debido a cargas de sismo (δ_g), este factor afecta a toda la estructura en conjunto.

$$M_c = \delta_1 M_{uv} + \delta_g M_{us}$$

Donde:

M_c = Momento de diseño corregido

δ_1 = Factor que corrige el momento debido a cargas de gravedad. (Efecto de esbeltez local)

δ_g = Factor que corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos. (Efecto de esbeltez global)

Muv = Momento debido a cargas verticales amplificadas provenientes de un análisis de primer orden.

Mus = Momento debido a cargas laterales amplificadas provenientes de un análisis de primer orden.

Efecto de esbeltez local:

El factor δ_1 se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} \geq 1$$

Donde:

P_u = Carga amplificada actuante sobre la columna

ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.7 para columnas estribas).

P_c = Carga crítica de pandeo.

C_m = Coeficiente que considera la relación de los momentos en los nudos y el tipo de curvatura.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{l_n^2} \qquad EI = \frac{E_c * I_g}{2.5(1 + \beta d)}$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

I_g = Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada).

βd = Relación entre el momento máximo debido a la carga muerta y el momento máximo debido a la carga total, siempre positivo.

l_n = Luz libre de la columna en la dirección analizada.

Para el cálculo del coeficiente C_m se realiza mediante la siguiente expresión:

$$Cm = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

Donde:

M1= Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna; es positivo si el elemento está flexionado a curvatura simple y negativo si hay curvatura doble.

M2= Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

Estos momentos, M1 y M2, en la mayoría de estructuras convencionales son prácticamente iguales y además que tienen el caso de curvatura doble, por lo que Cm puede tomar el valor de 0.4.

Los efectos de esbeltez local se pueden despreciar si se cumple la siguiente expresión:

$$\frac{ln}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

El termino (34-12M₁/M₂) no debe tomarse mayor que 40. El radio de giro (r) para columnas rectangulares puede tomarse igual a 0.3h, donde h es la dimensión de la sección transversal en la dirección analizada

Efecto de esbeltez global:

El factor δ_g se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q} \quad \text{ó} \quad \delta_g = \frac{1}{1 - \sum Pu / \phi \sum Pc}$$

$$Q = \frac{(\sum Pu) * \Delta o}{V_u * h}$$

Donde:

Q= Índice de estabilidad del edificio.

ΣP_u = Suma de todas las cargas axiales amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

Δ_o = Desplazamiento lateral relativo del entrepiso (deriva).

V_u = Fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debida a las cargas laterales.

h = Altura del entrepiso

En caso el valor de Q sea menor a 0.6, se podrá considerar que el entrepiso esta arriostrado lateralmente y los efectos de esbeltez global se pueden despreciar.

6.3.5 Ejemplo para la verificación

Se desarrollará la verificación de la columna más crítica, la columna C-1 ubicada en el eje B con el eje 1 de dimensiones de 0.20x0.50 m. Debido a que la estructura se ha reforzado mediante el sistema de arriostres, estos tomarán las fuerzas principales de sismo, de todos modos, se considerarán las fuerzas de sismo tanto en la dirección X como en Y. A continuación, se muestra la sección de la columna C-1.

Figura 41. Detalles de la columna C-1. Elaboración propia, 2018.

A continuación, se muestra una tabla con los datos correspondientes a la columna C-1

Tabla 71
Datos de la columna C-1

Parámetros	Valores
f'c	210 kg/cm2
fy	4200 kg/cm2
b	20.00 cm
h	50.00 cm
r	5.75 cm
d	44.25 cm
Lu	2.775 m
As	11.88 cm2
Av	1.43 cm2

Nota: Se desarrolla un cuadro resumen con los parámetros o datos para el análisis de la columna más crítica, C-1. Elaboración propia, 2020.

Verificación de esbeltez:

Esbeltez local:

Se verifica para ambas direcciones si se considera o no el efecto de esbeltez local para la Columna C-1.

$$\frac{ln}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Dado que se trata de un caso de curvatura doble, el M_1 será negativo, y que, además la norma no permite valores mayores a 40 de la expresión mencionada, se tendrá que cumplir que $ln/r \leq 40$.

Tabla 72
Análisis de esbeltez local para la columna C-1

Nivel	ln (m)	ln/rx	ln/ry	En x	En y
1	2.775	46.25	18.50	se considera	se desprecia
2	2.400	40.00	16.00	se desprecia	se desprecia
3	2.200	36.67	14.67	se desprecia	se desprecia
4	2.200	36.67	14.67	se desprecia	se desprecia

Nota: Para ver si se desprecia la esbeltez en una columna, el valor de la relación entre la longitud de la columna y su radio de giro en el eje a analizar debe ser menor a 40. Elaboración propia, 2020.

Se puede observar que para la columna C-1 en la dirección Y se puede despreciar el efecto de esbeltez local en todos los niveles. Sin embargo, en la dirección X en el primer nivel supera el valor permitido por la norma, por lo cual se procede a realizar los cálculos para el factor δ en la dirección solicitada.

Tabla 73
Cálculo del factor de corrección δ de la columna C-1 en la dirección X

Nivel	Altura (m)	Pcm (ton)	Pu (ton)	E (ton/m ²)	ECIg (ton.m ²)	2.5(1+ β d)	EI (ton.m ²)	ΦP_{cr}	δ
1	2.775	58.06	106.51	2173707	4528.56	4.41	1027.37	922	0.45
2	2.400	36.36	67.07	2173707	4528.56	4.40	1029.77	1235	0.42
3	2.200	19.23	35.74	2173707	4528.56	4.38	1033.20	1475	0.41
4	2.200	7.30	13.75	2173707	4528.56	4.36	1039.22	1483	0.40

Nota: Se realiza el cálculo del factor de corrección de la columna en la dirección X para ver si es necesario amplificar los momentos. Elaboración propia, 2020.

Debido a que los momentos actuantes en la columna son mínimos, se aprecia en la *Tabla 73* que no es necesario amplificar dado que igual se cumplirá con la verificación por esbeltez de la columna.

Esbeltez global:

Debido a que la edificación contará con arriostres que controlan de manera conservadora los desplazamientos generados por las fuerzas de sismo, el efecto de esbeltez global será poco importante dado a que la estructura se encuentra bien rigidizada. De todas formas, se procede a verificar el efecto esbeltez global de la columna C-1 con fines académicos.

Tabla 74
Análisis de esbeltez global en la dirección X

Nivel	h (m)	Pu (ton)	Vu (ton)	u (m)	Q
4	2.2	190.580	44.475	0.00120	0.00233
3	2.2	321.021	67.291	0.00137	0.00298
2	2.4	452.600	84.138	0.00161	0.00361
1	2.775	621.375	96.207	0.00170	0.00396

Nota: Para que se desprecie el efecto de esbeltez global el valor de Q, que depende de las cargas axiales, derivas, cortantes y altura de entrepiso, debe ser menor al valor de 0.6, según la dirección analizada. Elaboración propia, 2020.

Tabla 75
Análisis de esbeltez global en la dirección Y

Nivel	h (m)	Pu (ton)	Vu (ton)	u (m)	Q
4	2.2	190.580	45.313	0.00250	0.00478
3	2.2	321.021	68.103	0.00290	0.00621
2	2.4	452.600	84.353	0.00302	0.00676
1	2.775	621.375	95.595	0.00253	0.00592

Nota: Para que se desprece el efecto de esbeltez global el valor de Q, que depende de las cargas axiales, derivas, cortantes y altura de entrepiso, debe ser menor al valor de 0.6, según la dirección analizada. Elaboración propia, 2020.

Se puede observar que tanto la dirección X y Y, los índices de estabilidad de cada nivel son menores que 0.6. Por lo cual, se puede despreciar el efecto de esbeltez global en la estructura.

Verificación por flexocompresión uniaxial:

Se toman las cargas correspondientes al piso 1 y se realizaran las combinaciones de carga que se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 76
Combinaciones de carga para la columna C-1 primer nivel

COMBINACIÓN	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	39.441	-0.0003	-1.422
1.25(CM+CV)+CSxx	33.602	0.5681	-1.141
1.25(CM+CV)-CSxx	33.971	-0.5685	-1.269
1.25(CM+CV)+CSyy	22.823	0.0413	1.464
1.25(CM+CV)-CSyy	44.750	-0.0417	-3.875
0.9CM+CSxx	19.343	0.5683	-0.586
0.9CM-CSxx	19.711	-0.5683	-0.714
0.9CM+CSyy	8.563	0.0415	2.019
0.9CM-CSyy	30.490	-0.0415	-3.320

Nota: Se realizó las combinaciones de carga establecida por la norma E.030 para la columna más crítica del primer nivel. Elaboración propia, 2020.

Donde:

Pu= Corresponde a la carga axial última en la columna C-1

M3= Corresponde al momento Mxx

M2= Corresponde al momento Myy

Dado que la columna C-1 presenta 6 barras de $\varnothing 5/8$ " como refuerzo longitudinal, se tiene un área de acero $A_s=11.88 \text{ cm}^2$ con una cuantía de $\rho=1.34\%$ cumpliendo con la cuantía mínima requerida de 1%. Con los datos de la *Tabla 75* se procede a realizar el diagrama de interacción para ambas direcciones.

Figura 42. Diagrama de interacción M3 vs P de la columna C-1. Elaboración propia, 2018.

Figura 43. Diagrama de interacción M2 vs P de la columna C-1. Elaboración propia, 2018.

Se observa que todos los puntos de los valores obtenidos de las combinaciones Pu, M2 y M3 se encuentran dentro de la curva de iteración para ambas direcciones por lo cual la verificación de la columna C-1 por flexocompresión es correcta.

Verificación por flexión biaxial:

De la *Tabla 75* se toma la combinación que mayor momento absoluto tenga, la cual corresponde a 1.25 (CM+CV)-CSyy.

$$P_u = 44.750 \text{ ton} \quad M_{ux} = 3.875 \text{ ton} \quad M_{uy} = 0.042 \text{ ton}$$

Se realiza el cálculo de la resistencia de diseño bajo carga axial (ϕP_{no}) y comprobar si usar ecuación de Bresler o no.

$$\phi P_{no} = (0.7 * 0.85 * 210 * (20 * 50 - 11.88) + 11.88 * 4200) / 1000$$

$$\phi P_{no} = 173.345 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_{no}} = 0.258 > 0.1 ; \text{ Por lo tanto, se usará la ecuación de Bresler.}$$

Para el cálculo de las resistencias de diseño (ϕP_{nx} y ϕP_{ny}) se hará uso de los ábacos de diagrama de interacción que proporciona el ACI, obteniendo los siguientes resultados:

$$\phi P_{nx} = 96.873 \text{ ton}$$

$$\phi P_{ny} = 120.327 \text{ ton}$$

Comprobación:

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

$$\frac{1}{44.750} \geq \frac{1}{96.873} + \frac{1}{120.327} - \frac{1}{173.345}$$

$$0.022 \geq 0.013 \dots \textbf{Cumple}$$

Se observa que la columna C-1 cumple la verificación biaxial.

Verificación por corte:

Tenemos como dato:

$$M_u = 3.87 \text{ ton.m}$$

$$P_u = 44.75 \text{ ton}$$

$$V_u = 2.67 \text{ ton}$$

Con este valor de cortante último se hará la verificación por corte.

Se procede a realizar el cálculo del cortante resistente del concreto.

$$V_c = (0.53 \times \sqrt{210} \times (1 + \frac{44.75}{140 \times 20 \times 50} \times 20 \times 44.25))/1000 = 8.97 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 7.63 \text{ ton} , \text{ se cumple que } \phi V_c > V_u$$

Ahora se calcula la cortante que debe resistir el acero:

$$V_s = (1.43 \times 4200 \times \frac{44.25}{20})/1000 = 13.24 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = 11.26 \text{ ton}$$

Por último, se verifica la siguiente expresión $\phi V_n \geq V_u$

$(7.63 + 11.26) \text{ ton} > 2.67 \text{ ton}$, por lo tanto, la columna C-1 cumple la verificación por corte.

7 DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL

7.1 Diseño de arriostres

En países como Estados Unidos es común ver armaduras de acero en puentes, edificaciones, torres, centros comerciales u otros, por ende, las normativas de este país son las más avanzadas y confiables. Para el diseño de la presente tesis se usará la normativa ANSI/AISC 341-16 que rige el diseño, fabricación, empalmes, montaje de miembros y conexiones en elementos como los marcos de momento, marcos arriostrados, muros de corte, entre otros.

Los arriostres únicamente se diseñan bajo fuerzas de compresión y tracción, para ello analizaremos el arriostre más crítico según el ETABS.

Figura 44. Modelo estructural del Arriostre más crítico de la estructura. Elaboración propia, 2018.

El arriostre a analizar se encuentra en el eje 1 y como se especificó en el capítulo 5.1, se trata de un perfil W8x35 bajo la designación ASTM A36, teniendo las siguientes propiedades.

Tabla 77
Propiedades del arriostre de perfil W8x35

Parámetros	Valores
Fluencia del acero A36	$F_y = 2531.05 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la fractura del acero	$F_u = 4077.80 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del acero	$E = 2038901.92 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte	$G = 784193.04 \text{ kg/cm}^2$

Área de la sección	$A = 66.45 \text{ cm}^2$
Peralte de la sección	$d = 20.63 \text{ cm}$
Longitud total del ala	$b_f = 20.37 \text{ cm}$
Espesor del alma	$t_w = 1.26 \text{ cm}$
Radio de giro respecto a x	$r_x = 8.92 \text{ cm}$
Radio de giro respecto a y	$r_y = 5.17 \text{ cm}$
Módulo plástico en x	$Z_x = 568.63 \text{ cm}^3$
Módulo plástico en y	$Z_y = 263.83 \text{ cm}^3$
Módulo de la sección en x	$S_x = 512.60 \text{ cm}^3$
Módulo de la sección en y	$S_y = 174.09 \text{ cm}^3$
Momento de inercia en x	$I_x = 5286.14 \text{ cm}^4$
Momento de inercia en y	$I_y = 1773.15 \text{ cm}^4$
Constante de alabeo	$C_w = 166111.25 \text{ cm}^6$
Módulo de torsión	$J = 32.01 \text{ cm}^4$
Excentricidad de la conexión	$\bar{x} = 1.75 \text{ cm}$
Longitud de arriostre	$L = 4.05 \text{ m}$

Nota: Propiedades del arriostre de perfil W8x35 que se usará para el reforzamiento de la estructura y que se procederá a diseñar. Elaboración propia, 2020.

Adicional a esto, también se obtienen las cargas actuantes y combinaciones de cargas en el arriostre.

Cargas actuantes en el arriostre:

Carga muerta: $D = 1566.88 \text{ kg}$

Carga viva: $L = 274.91 \text{ kg}$

Carga de sismo en x: $E_x = 18389.51 \text{ kg}$

Carga de sismo en y: $E_y = 1479.76 \text{ kg}$

Combinaciones de carga método LRFD:

1.4D	$U_1 = 2193.63 \text{ kg}$
1.2D + 1.6L + 0.5 Lr	$U_2 = 2320.11 \text{ kg}$
1.2D + 1.6Lr + L*	$U_3 = 2017.71 \text{ kg}$
1.2D + W + L* + 0.5Lr	$U_4 = 2017.71 \text{ kg}$
1.2D + 1.0Ex + 0.5L + 0.2S	$U_{5-1} = 20407.22 \text{ kg}$
1.2D + 1.0Ey + 0.5L + 0.2S	$U_{5-2} = 3497.47 \text{ kg}$
0.9D + 1.0W	$U_6 = 1410.19 \text{ kg}$
0.9D + 1.0Ex	$U_{7-1} = 19799.70 \text{ kg}$
0.9D + 1.0Ey	$U_{7-2} = 2889.95 \text{ kg}$

Siendo la combinación U_{5-1} el caso más crítico en el arriostre, y con la cual se trabajará para el diseño por tracción y compresión.

$$P_u = 20407.22 \text{ kg}$$

7.1.1 Diseño por tracción

El acero es de los mejores elementos que pueden trabajar a tensión, por eso se lo puede ver en armaduras como tirantes, sistemas de arriostamiento, torres, puentes, entre otros. Su diseño por esta fuerza es la más sencilla de todas porque no hay peligro de que se pandee, solo se necesita determinar la carga.

La resistencia de diseño en tracción, ϕP_n , del miembro traccionado se puede obtener de acuerdo a los estados límites de fluencia en tracción de la sección bruta y de la fractura en tracción de la sección neta.

Resistencia por fluencia en tracción de la sección bruta:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

Donde: $\phi = 0.90$ según LRFD

$$\phi P_n = 0.90 * 2531.05 * 66.45 = 151369.45 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n; 20407.22 \text{ kg} < 151369.45 \text{ kg} \dots \textbf{Cumple}$$

Resistencia a la fractura en tracción de la sección neta:

$$\phi P_n = \phi F_u \times A_e$$

Donde:

$$\phi = 0.75 \text{ según LRFD}$$

A_e = área neta efectiva en cm^2

Para calcular el área neta, al área bruta de la sección se le restará el diámetro de los tornillos que vayan en los patines, de acuerdo al AISC se recomienda un diámetro de 3/4pulg (0.1905cm) para este tipo de perfiles, más 1/8pulg² (0.3175cm) por orificio para cada tornillo.

$$A_n = A_g - \text{hileras} * (\phi_{\text{orificio}}) * t_f$$

$$A_n = 66.45 - 4 * (0.1905 + 0.3175) * 1.26 = 55.28 \text{ cm}^2$$

Para calcular el $\bar{x}$ se utilizarán las tablas del manual AISC para mitades de una W8x35 siendo igual a una WT4x17.5.

$$\bar{x} = 1.75 \text{ cm}$$

Según la especificación AISC, la distancia mínima de centro a centro para agujeros no debe ser menor de 3 veces el diámetro del tornillo, por lo tanto, se considerará una distancia de 4pulg (10.16cm), como se observa en la Figura 45.

² McCormac 2012: 67

Figura 45. Detalle de tornillos en la sección W8x35. Elaboración propia, 2018.

Longitud de la conexión, $L = 2 * 10.16 = 20.32 \text{ cm}$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{1.75}{20.32} = 0.91$$

$$A_e = U * A_n = 0.91 * 55.28 = 50.52 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 * 4077.8 * 50.52 = 154512.73 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n; 20407.22 \text{ kg} < 154512.73 \text{ kg} \dots \textbf{Cumple}$$

Resistencia al bloque de corte:

En la Figura 46 se muestra la posible falla en el bloque de cortante para una sección W.

Figura 46. Bloque de cortante de una sección W atornillada. Adaptado de “Diseño de Estructuras de acero 5ta edición”, por Jack C. McCormac y Stephen F. Csernak, 2012.

La especificación AISC establece que la resistencia disponible R_n para la resistencia de diseño a la fractura por bloque de cortante es la siguiente.

$$R_n = 0.6F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \leq 0.6F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt}$$

$$A_{gv} = \sum L_v * t_f$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum (\phi_{orificio}) * t_f$$

$$A_{nt} = \sum (b - \sum (\phi_{orificio})) * t_f$$

Donde:

A_{nv} = Área neta sujeta a cortante (cm^2)

A_{nt} = Área neta sujeta a tensión (cm^2)

A_{gv} = Área total sujeta a cortante (cm^2)

U_{bs} = Coeficiente de reducción

Se procede a calcular cada una de las expresiones dadas, tomando como referencia la Figura 45.

$$A_{gv} = 4 * 25.40 * 1.26 = 127.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 127.71 - 4 * (2.5 * (0.1905 + 0.318)) * 1.26 = 99.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 4 * (4.47 - 0.5 * (0.1905 + 0.318)) * 1.26 = 16.89 \text{ cm}^2$$

Como la tensión de tracción es uniforme el U_{bs} toma el valor de 1.

$$R_{n1} = 0.6 * 4077.8 * 99.7 + 1 * 4077.8 * 16.89 = 312981.02 \text{ kg}$$

$$R_{n2} = 0.6 * 2531.05 * 127.71 + 1 * 4077.8 * 16.89 = 262811.11 \text{ kg}$$

Para comprobar la resistencia al bloque de cortante se escoge el menor valor R_n

$$\phi R_n = 0.75 * 262811.11 = 197108.33 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi R_n; 20407.22 \text{ kg} < 197108.33 \text{ kg} \dots \textbf{Cumple}$$

Verificación de esbeltez:

La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez L/r , la cual no debe exceder el valor de 300.

Respecto a x:

$$\frac{L}{r_x} = \frac{404.55 \text{ cm}}{8.92 \text{ cm}} = 45.36 < 300 \dots \textbf{Cumple}$$

Respecto a y:

$$\frac{L}{r_y} = \frac{404.55 \text{ cm}}{5.17 \text{ cm}} = 79.31 < 300 \dots \textbf{Cumple}$$

7.1.2 Diseño por compresión

Cuando los elementos de acero son sometidos a compresión pueden fallar por tres modos de pandeo. Primero, el pandeo flexionante se genera cuando los cuerpos son muy delgados para la carga que se le aplica. Segundo, el pandeo local se provoca cuando cierta sección transversal del elemento es tan delgada que se pandea localmente antes que otra falla pueda ocurrir. Tercero, el pandeo por flexotorsión ocurre en columnas que tienen ciertas configuraciones en su sección transversal y provoca fallas por torsión o una combinación de pandeo torsional y flexionante.

La resistencia de compresión nominal, P_n , se obtiene de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional, y pandeo flexotorsional.

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Determinación de carga crítica o de pandeo mediante la fórmula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L/r_{\min})^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.92}{(404.55/5.17)^2} = 3281.38 \text{ kg/cm}^2$$

como $F_e > F_y$; $3281.38 > 2531.05$... se encuentra en rango inelástico

Pandeo local:

De la tabla B4. 1a del AISC, ver anexo, se obtienen las razones ancho-espesor para los elementos en compresión.

Patín:

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{(20.37/2)}{1.26} = 8.10$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 * \sqrt{\frac{2038901.92}{2531.05}} = 15.89$$

$\lambda < \lambda_r$; $8.10 < 15.89$... elemento de patín no rigidizado no esbelto

Alma:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{d - 2k}{t_w} = \frac{20.63 - 2 * 2.26}{0.79} = 20.47$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49 * \sqrt{\frac{2038901.92}{2531.05}} = 42.29$$

$\lambda < \lambda_r$; $20.47 < 42.29$... elemento de alma rigidizado no esbelto

Pandeo por flexión:

Respecto al eje X:

Para el factor de la longitud efectiva (K), se utiliza la tabla adjunta en el anexo.

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 * 404.55}{8.92} = 45.36$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 * \sqrt{\frac{2038901.92}{2531.05}} = 133.68$$

Como $\frac{KL}{r_x} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$; para calcular la tensión crítica de pandeo por flexión se utiliza la siguiente fórmula:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_x)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.92}{(45.36)^2} = 9780.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{2531.05}{9780.92} \right] * 2531.05 = 2271.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.90 * 2271.24 * 66.45 = 135831.27 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n; 20407.22 < 135831.27 \text{ ... **Cumple**}$$

Respecto al eje Y:

Para el factor de la longitud efectiva (K), se utiliza la tabla adjunta en el anexo.

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 * 404.55}{5.17} = 78.31$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 * \sqrt{\frac{2038901.92}{2531.05}} = 133.68$$

Como $\frac{KL}{r_x} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$; para calcular la tensión crítica de pandeo por flexión se utiliza la misma fórmula que se usó en el eje x

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_y)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.92}{(78.31)^2} = 3281.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2531.05}{3281.38}} \right] * 2531.05 = 1832.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.90 * 1832.70 * 66.45 = 109604.6 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n; 20407.22 < 109604.6 \text{ ... **Cumple**}$$

Pandeo por flexotorsión:

Para perfiles W, el F_{cr} se determina de la misma manera que el pandeo por flexión, sin embargo, para la tensión de pandeo (F_e) se utiliza la fórmula para miembros con simetría doble.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * 2038901.92 * 166111.25}{(1 * 404.55)^2} + 784193.04 * 32.01 \right] \frac{1}{5286.14 + 1773.15}$$

$$F_e = 6449.13 \text{ kg/cm}^2$$

Como $F_e > F_y$; $6449.13 > 2531.05$... *pandeo inelastico*, se usa la siguiente formula:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2531.05}{6449.13}} \right] * 2531.05 = 2147.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.90 * 2147.64 * 66.45 = 128439.46 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n; 20407.22 < 128439.46 \text{ ... **Cumple**}$$

Se observa que el arriostre W8x35, cumple todos los requerimientos tanto por tracción como por compresión que dicta la especificación AISC 360-16. Por lo tanto, se comprueba que las dimensiones del arriostre elegido como reforzamiento para la edificación son las correctas.

7.2 Diseño de conexiones

7.2.1 Diseño de plancha de conexión o Gusset Plate

Al diseñar las conexiones en un sistema de arriostres concéntricos se debe tener ciertos requerimientos según la norma AISC 360-16, estos deben diseñarse por capacidad asumiendo que el arriostre lleva su máxima capacidad en tracción y considerando un factor de sobre resistencia para tener resultados más conservadores y, en consiguiente un diseño correcto de las conexiones.

$$P_u = R_y F_y A_g$$

Donde:

R_y = Factor de sobre resistencia

$$P_u = 1.5 * 2531.05 * 66.45 \rightarrow P_u = 252,2582.41 \text{ kg (Fuerza de diseño en tracción)}$$

Para el diseño de las conexiones se tomará la plancha nodo o gusset plate del segundo nivel de la estructura arriostrada. Se diseñará la conexión columna-arriostres-viga en la presente tesis para verificar si la resistencia es la solicitada. La conexión entre arriostre y la cartela (plancha nodo), la cual se encuentra conectada al alma de la sección W8x35, está conectada mediante una doble plancha empernada y dos ángulos empernados a las alas del arriostre W, como se muestra en el Subcapítulo 7.1. Por la buena distribución de los arriostres, las columnas existentes resistirán los esfuerzos adicionales de los pernos, conexiones y arriostres. A continuación, se muestra en detalle cómo será este tipo de conexión y las dimensiones mínimas que debe tener la plancha nodo (Gusset Plate) analizada según el diseño.

Figura 47. Esquema de la conexión columna-arriostre-viga, mediante Gusset Plate. Elaboración propia, 2020.

Figura 48. Detalle de tornillos unión Gusset Plate con plancha de refuerzo al arriostre. Elaboración propia, 2020.

Diseño por Tensión:

- Para fluencia en tracción:

$$\phi R_n = \phi F_y A_w$$

$$A_w = L_w t_p$$

Donde:

$\phi = 0.90$ según LRFD

A_w = Área de la sección de la placa Gusset

t_p = Espesor de la placa Gusset

L_w = Ancho efectivo de la placa Gusset (ancho de la sección Whitmore), que se calcula como:

$$L_w = 2 * (n_{pernos} - 1) * s * \tan(30^\circ) + d + 2g_{pernos}$$

Donde:

n_{pernos} = numero de pernos

s = Separación entre pernos más separación al borde

g_{pernos} = gramil de pernos de los ángulos conectados al ala del arriostre.

Ancho de Whitmore:

$$L_w = 2 * (3 - 1) * (6.65 + 4.45) * \tan(30^\circ) + 20.63 + 2 * 3.5 \rightarrow L_w = 53.30 \text{ cm}$$

Espesor de la placa Gusset

$$t_p = \frac{Pu}{0.75F_y L_w} \rightarrow t_p = \frac{252,2582.41}{0.75 * 2531.05 * 43} = 2.50 \text{ cm}$$

Entonces la resistencia por fluencia en tracción de la placa gusset es:

$$\phi R_n = 0.9 * 2531.05 * (53.30 * 2.5) = 303,536.17 \text{ kg}$$

$$Pu < \phi R_n ; 252,2582.41 \text{ kg} < 303,536.17 \text{ kg} \dots \textbf{Cumple}$$

- Para ruptura en tracción:

$$\phi R_n = \phi F_u \cdot A_e$$

$$\phi R_n = \phi F_u \cdot A_n \cdot U$$

$$A_n = A_w - \text{hileras} * (\phi \text{orificio}) * t_{pn}$$

Donde:

A_e = Área efectiva neta de la plancha de conexión

t_{pn} = Espesor de la plancha de conexión

U = Factor de reducción para tener en cuenta en placas de refuerzo ($U=1$)

$$A_n = 133.25 - 4 * (0.1905 + 0.3175) * 2.50 = 111.03 \text{ cm}^2$$

Según la Especificación AISC, el A_n no debe ser mayor que $0.85A_w$

$$A_e = 0.85A_w \rightarrow 111.03 \text{ cm}^2 < 0.85 * 133.25 = 113.26 \dots \textbf{Cumple}$$

Entonces la resistencia a tracción para la ruptura es:

$$\phi R_n = 0.75 * 4077.8 * 111.03 * 1 = 339,553.31 \text{ kg}$$

$$Pu < \phi R_n ; 252,2582.41 \text{ kg} < 339,553.31 \text{ kg} \dots \textbf{Cumple}$$

7.2.2 Diseño de pernos

Se utilizarán tornillos de alta resistencia A325 Grupo A y, como se mencionó anteriormente en el subcapítulo 7.1, estos tendrán un diámetro de 3/4 pul (0.1905cm) y se añadirán 1/8pulg (0.3175cm) al orificio de cada tornillo. Al tratarse de una conexión de tipo aplastamiento se diseñará bajo los siguientes criterios:

- Resistencia al cortante

La resistencia de diseño de un tornillo a cortante es igual a ϕ veces la resistencia nominal a cortante del tornillo multiplicada por el área de su sección transversal.

$$\phi R_n = \phi F_{nv} * A_t * n_{pernos}$$

Donde:

F_{nv} = Resistencia nominal al cortante en conexiones de tipo aplastamiento (Tabla J3.2 AISC)

A_t = Área de tornillos

Teniendo como resultado:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75 * 4.78 * \left(\frac{\pi * 1.905^2}{4} \right) * 6 \\ &= 73.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \textbf{Resistencia a cortante de tornillos} \end{aligned}$$

- Resistencia al aplastamiento

Los pernos deben diseñarse para la resistencia al aplastamiento, que se basa en la resistencia de las partes conectadas y el arreglo del tornillo, y depende de la separación entre tornillos y su distancia a los bordes. Para este caso se considera la deformación alrededor de los agujeros de los tornillos, tomando la resistencia al aplastamiento como:

$$\phi R_n = \phi 1.2 * l_c * t_f * F_u \leq 2.4 * d_t * t_f * F_u$$

Donde:

l_c = distancia libre entre los bordes de agujeros contiguos o borde de agujeros a borde de conexión, l_{c1} y l_{c2} respectivamente, y se debe escoger el menor valor.

$$l_{c1} = 6.65 - (0.1905 + 0.3175) = 4.43 \text{ cm}$$

$$l_{c1} = 4.45 - 0.5 * (0.1905 + 0.3175) = 3.34 \text{ cm}$$

Se procede a calcular la resistencia al aplastamiento solicitada:

$$\phi R_n = 0.75 * 1.2 * 3.34 * 1.26 * 4077.80 \leq 2.4 * 1.905 * 1.26 * 4077.80$$

$$\phi R_n = 15,439.13 \text{ kg} \leq 17,618.30 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la **resistencia al aplastamiento de los tornillos** es 15,439.13 kg.

7.2.3 Capacidad de resistencia entre el concreto y anclajes

Todos los requisitos de diseño para los anclajes al concreto se encuentran en el reglamento ACI 318-14 Capitulo 17, los cuales no se detallarán debido a que no es el propósito principal de la presente tesis.

Los anclajes en el concreto pueden presentar distintas modalidades de fallas dependiendo de varios factores: la resistencia del concreto; la profundidad de colocación, la distancia al borde del concreto, y la distancia entre los anclajes; el tipo y la dirección de la solicitación. La norma ACI 318-14 en el capítulo 17, menciona que la resistencia dominada por el concreto debe ser mayor que la resistencia del acero de anclaje.

Existen diversos modos de fallas en los anclajes en el concreto. Por una parte, los modos de falla den tracción que están relacionados con la capacidad de resistencia del concreto al arrancamiento, resistencia a la extracción por deslizamiento, resistencia al desprendimiento

lateral y resistencia a la adherencia en tracción. Por otra parte, los modos de falla por cortante relacionados con la capacidad del concreto que incluyen fallas de arrancamiento del concreto y falla de desprendimiento del concreto. Para evitar cualquier tipo de falla en el concreto debido al esfuerzo de los anclajes, se debe tener en consideración que la resistencia a compresión del concreto, para sistemas de anclajes, se recomienda concretos no fisurados con resistencias entre 140 y 700 kg/cm², y entre 210 y 550 kg/cm² para fisurados.

La resistencia axial a la compresión y a la tracción requerida, se determinó usando las combinaciones de carga estipuladas incluyendo la carga sísmica amplificada. en los capítulos anteriores. Cabe indicar, que la resistencia requerida en los elementos columnas y vigas, debe ser igualo mayor a la suma de las componentes verticales y/o horizontales de las resistencias requeridas de los elementos de acero que se conectan. Cabe mencionar, que el esfuerzo que admite el concreto en la porción empotrada del anclaje depende de: la longitud de empotramiento, la distancia entre anclajes, la distancia a los bordes libres y las características de los mismos anclaje o pernos. Para poder maximizar la resistencia del concreto ante las fuerzas transmitidas por los anclajes en grupo, como recomendación, estos deben separarse al menos 3 veces el valor de la profundidad del empotramiento del anclaje para los anclajes adhesivos post-instalados. Todos estos factores a considerar, se deben a que la resistencia del concreto y sus refuerzos debe ser tal que la eventual falla se produzca en los dispositivos metálicos de anclaje y no en el concreto.

Por último, resaltar que la resistencia de los anclajes postinstalados también depende mucho de una instalación adecuada por personal calificado para los distintos sistemas de anclaje que existen.

8 CONCLUSIONES

- Se analizó inicialmente a una estructura antigua sin reforzamiento para verificar en qué pisos y en qué dirección, las derivas no cumplían según lo establecido en la norma E0.30. Posterior a eso, con la ayuda del software ETABS, se modeló la estructura con cada tipo de reforzamiento ya mencionado, para evaluar cuál era el más factible.
- El análisis sísmico realizado a la edificación existente, muestra que la estructura presenta irregularidad extrema de rigidez. Según la norma E.030 no se permiten este tipo de irregularidades extremas, por lo cual, con el reforzamiento de acero estructural, aparte de buscar cumplir con el control de derivas, se eliminó dicho problema de irregularidad.
- Se analizó diversos tipos de reforzamiento con acero estructural, como lo son: los arriostres, las placas de acero y marcos metálicos, también denominados pórticos de acero, con la finalidad de reforzar y aumentar la rigidez de toda estructura para cumplir lo establecido en la norma y evitar problemas a futuros en caso ocurra alguna actividad sísmica de gran intensidad. Al identificar los tipos de reforzamientos, se pudo comparar distintos factores que son considerados al momento de seleccionar al más conveniente.
- Al modelar y realizar el análisis sísmico de la estructura con los 3 refuerzos propuestos, se determinó que se puede obtener derivas, tanto en la dirección X como en Y, que cumplan con la norma vigente. Se determinó que la mejor alternativa es los arriostres en V invertida por 3 importantes factores. Primero, el peso extra que aporta a la estructura es el menor de todos los refuerzos analizados con un peso total aproximado de 15.26 toneladas. Segundo, cuando es montado a la estructura no aumenta el área construida, como lo harían los pórticos arriostrados, convirtiéndolo en arquitectónicamente más viable en la realidad en la que se encuentra la estructura. Por último, el precio de implementación es el más bajo de los 3 con un costo aproximado de S/. 73,186.96.
- Se corrobora que la adición arriostres en V invertida, con perfiles W8x35, es la alternativa más eficiente para controlar los desplazamientos laterales, como se muestra en el Capítulo 5, ya que está diseñada principalmente para aumentar la rigidez lateral de la estructura, muy aparte de resaltar un mejor aspecto estético a la edificación y no requerir grandes cantidades de acero para reforzar la estructura.
- En el análisis dinámico de la edificación con arriostres se obtuvo que la fuerza cortante basal era superior al 80% del cortante basal estático, dado que es una estructura regular,

por lo que no fue necesario escalar proporcionalmente las fuerzas internas, teniendo como resultado los desplazamientos laterales relativo por debajo del límite establecido en la Norma E.030.

Tabla 78
Derivas de la estructura reforzada con arriostres en V invertida

Story	Derivas (Sismo en X)	Derivas (Sismo en Y)	Según norma máx. 0.007
Story5	0.0030	0.0024	Cumple
Story4	0.0012	0.0025	Cumple
Story3	0.0014	0.0029	Cumple
Story2	0.0016	0.0030	Cumple
Story1	0.0017	0.0025	Cumple

Nota: Resumen de las derivas la edificación reforzada con arriostres en V invertida. Elaboración propia, 2020.

- Inicialmente la estructura existente al realizar un análisis y diseño sísmico, algunos elementos de concreto no cumplían con la resistencia requerida, esto se debía a la fuerza del sismo; sin embargo, al reforzar la estructura con arriostres de acero, estos al absorber casi todas las cargas del sismo, los esfuerzos actuantes tanto en las columnas como en las vigas ya no eran tan significativos. Por consiguiente, se comprueba que estos elementos estructurales de concreto cumplen con los requerimientos de la Norma E.060 Concreto Armado.
- Con los resultados que se obtuvieron del análisis de los 3 refuerzos con acero se evidencia 4 importantes contrastes entre reforzar con acero estructural y concreto armado.
 1. El concreto trabaja primordialmente a compresión, por lo que reforzar la estructura mediante concreto armado no es la opción más factible para solucionar la problemática de la estructura; en cambio, como se demostró en la presente tesis, el acero estructural aporta mayor rigidez lateral la estructura que influye directamente a solucionar los desplazamientos horizontales.
 2. Los procesos constructivos de reforzar con acero estructural son de menor plazo de ejecución, debido a que son fabricados en planta y simplemente son montados en obra, siendo el único inconveniente es la falta de personal capacitado para el montaje de estos elementos estructurales

3. El peso que será añadido a la estructura debe ser el mínimo para que los elementos existentes resistan los nuevos esfuerzos a los que serán sometidos; para comparar el concreto armado con el acero estructural se utilizará una columna de 0.30×0.30 m y un perfil metálico de sección W8x35, vale recalcar que es una comparación de pesos y no hay similitudes en la resistencia que aporta cada uno. Por un lado, para obtener el peso por metro lineal del concreto armado se debe multiplicar sus dimensiones con su peso específico (2400 kg/m^3) dando como resultado 216 kg/m . Por otro lado, como se expresó anteriormente la sección W8x35 tiene un peso definido de 51.1 kg/m .
 4. El hecho de que en el Perú es costumbre construir con concreto armado lo vuelve en más económico que reforzar con acero estructural por la falta de fabricantes y mano de obra calificada, al realizar estudios como este, se incita a que la industria de la construcción se vuelva más versátil al momento de conseguir el acero como material estructural y a su vez incluir en el marco normativo peruano, las estructuras metálicas como reforzamiento estructural.
- Para el diseño de los elementos metálicos, en este caso los arriostres W8x35, se utilizó la especificación AISC 360-16 y AISC 341-16. Solo se realizó el diseño por tracción y por compresión, dado a que los momentos flectores en los arriostres son prácticamente despreciables y que estos elementos están sometidos bajo grandes esfuerzos de tracción y compresión. Los resultados obtenidos en el Capítulo 7.1, detallan que la resistencia de diseño tanto para tracción y compresión son capaces de resistir la fuerza máxima de las combinaciones de carga $P_u = 20407.22 \text{ kg}$; por otra parte, la relación de esbeltez L/r del arriostre en mención no supera el valor de 300 establecido en la normativa de acero, siendo el principal parámetro que permite controlar los efectos tan comunes y críticos del pandeo que sufre el elemento de acero al ser comprimido en la que su resistencia disminuye considerablemente.
 - Las arriostres se unen a las vigas y columnas del pórtico mediante la conexión gusset plates (cartelas o plancha de nodo), usando como medio de unión los pernos. Es necesario asegurar que la conexión tenga una resistencia a tracción, compresión y flexión suficiente como para soportar los máximos esfuerzos que le puede transmitir el arriostre, cuando ésta desarrolla su capacidad resistente. Se ha de tener en cuenta también, que la conexión debe ser capaz de resistir los efectos originados por el pandeo del arriostres,

por lo que la gusset plate debe tener la capacidad adecuada de deformación para permitir la rotación impuesta por el pandeo, en caso exista. Por ello, es que el diseño de la conexión entre columna-arriostre-viga debe respetar todos los lineamientos normativos debido a que, estructuralmente este elemento sujeto a distintos modos de falla; y a su vez, a una correcta instalación con una mano de obra calificada.

9 RECOMENDACIONES

- Para evitar problemas estructurales durante y después de construir una edificación, es recomendable seguir todos los lineamientos que dicta la Norma Técnica Peruana, se debe tener en cuenta que con el avance del tiempo la norma se va orientando a ser más estricta, por ende, algunas estructuras ya construidas no practican los criterios de la norma actual, por lo que, la necesidad de reforzar estas estructuras es la manera más efectiva para evitar problemas a futuro.
- El costo de implementar el reforzamiento estructural depende de las zonas en donde se instalarán los arriostres y de las condiciones de la estructura existente, entonces una correcta distribución de los refuerzos y utilizando solo la cantidad de acero necesaria para eliminar los problemas que presentaba la edificación inicialmente, se tendrá un ahorro de costo considerable. Se debe tener en cuenta que el precio de construir con acero en el Perú es aproximadamente de S/. 3,600.00 por tonelada de acero estructural, unas 3 veces más caro que en EE.UU.
- Se recomienda tener consideración tanto estructural como estética para que la distribución de los arriostres no cubra gran parte de los vanos de la estructura y dejar espacios libres para puertas y ventanas.
- En la presente tesis, no se consideró las fuerzas horizontales a causa del viento dado que por la zona en la que se encuentra la edificación, la carga de viento es mínima. Sin embargo, se recomienda tener en consideración esta carga en zonas de vientos fuertes ya que pueden tener gran repercusión en los desplazamientos laterales de la estructura.
- En la verificación de los elementos estructurales de concreto, se obvió los efectos de torsión debido a que los esfuerzos eran mínimos y no se consideraron relevantes en este caso. Sin embargo, para estructuras de uso más importante y de mayor altura, es recomendable realizar análisis más a detalle sobre el efecto de torsión y las posibles fallas que pueda ocasionar en los elementos estructurales de una edificación.
- Debido a que, en el Perú el uso de acero estructural para la construcción de edificaciones no se encuentra estandarizado y que aún se opta por los sistemas tradicionales de construcción con concreto antes que el acero, se recomienda realizar estudios sobre la factibilidad de usar acero estructural en el país y proponer nuevas metodologías de

construcción con acero para todo tipo de edificaciones, como ya se viene dando en diversos países del mundo.

10 REFERENCIAS

- Amani M., Rafeei, B., & Alinia, M.M. (2013) Shear buckling and ultimate capacity of steel plates coupled with cover panels. *Journal of Constructional Steel Research*, 80, 181–187. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.08.002>
- Andrade, L. (2004). Control de la deriva en las normas de diseño sismorresistente. (Tesis de licenciatura, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Facultad de Ingeniería. Lima, Perú). Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/160> [Consulta: 1 de abril de 2018].
- Angulo, W. (26 de septiembre de 2017). Capeco: El 70% de viviendas en Lima son informales y vulnerables a un terremoto. RPP. Recuperado de <http://rpp.pe/economia/economia/capeco-el-70-de-viviendas-en-lima-son-construidas-sin-normas-tecnicas-noticia-1078934> [Consulta: 2 de abril de 2018].
- Baiguera, M., Vasdravellis, G., & Karavasilis, T. L. (2016). Dual seismic-resistant steel frame with high post-yield stiffness energy-dissipative braces for residual drift reduction. *Journal Of Constructional Steel Research*, 122, 198-212. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.03.019>
- Borrecho, M. (2011). Estimación de la variabilidad de la deriva y del cortante basal resistente de pórticos de concreto reforzado en Bogotá (Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Javeriana. Colombia).
- Bruneau, M., Berman, J., Lopez-Garcia, D., Vian, D., (2007). A Review of Steel Plate Shear Wall Design Requirements and Research. *Engineering Journal of the American Institute of Steel Construction*, 44, 4, 27-34.
- Carrasco, Ludwig (2011). Comportamiento axial de arriostres de acero (Tesis de maestría, Universidad Nacional De Ingeniería. Lima, Perú).
- Díaz, L. y Santos, D. (2013). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Edificaciones y aceptando una deriva máxima de 1%. (Tesis de licenciatura, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Facultad de Ingeniería. Lima, Perú). Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1765> [Consulta: 1 de abril de 2018].
- Gestión. (23 de abril de 2016). Distritos periféricos de Lima serán los más afectados tras un sismo de gran magnitud. *Gestión*. Recuperado de <https://gestion.pe/economia/distritos-perifericos-lima-seran-afectados-sismo-gran-magnitud-118259> [Consulta: 2 de abril de 2018].
- Harmsen, T (2005). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Cuarta Edición, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

- Liu, W., Li, G., & Jiang, J. (2017). Experimental study on reinforced concrete frames with two-side connected buckling-restrained steel plate shear walls. *Advances in Structural Engineering*, 21 (3), 460-473. doi: 10.1177/1369433217719985
- Lovera, L. (2016). El refuerzo de las estructuras de concreto armado con aceros de grado 75 en el Perú (Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Facultad de Ingeniería. Lima, Perú).
- McCormac, J & Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*, Quinta Edición, México D.F: Editorial Alfaomega.
- Morocho, F. (2016). Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos. (Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú). Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/6628> [Consulta 15 de Agosto de 2018].
- Raigosa, E. (2010). Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales. (Tesis de licenciatura, Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería en Construcción. Cartago, Costa Rica). Recuperado de https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/6167/tecnicas_reforzamiento_estructuras_construidas_concreto_deficiencias%20estructurales.pdf?sequence=1&isAllowed=y [Consulta: 1 de abril de 2018].
- Silva, J. (2017). Diseño por desempeño sísmico de las estructuras de acero. (Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ingeniería. Lima, Perú).
- Rubio, A. (2016). Rehabilitación y refuerzo estructural de edificio en el casco antiguo de logroño con mejora de la eficiencia energética (Tesis de pregrado, Universidad Politécnica de Valencia. España).
- Tafur, A. (2012). Diseño estructural de un edificio de vivienda, con un sótano y seis pisos, ubicado en Magdalena. (Tesis de licenciatura, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Facultad de Ingeniería. Lima, Perú). Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1688> [Consulta: 1 de abril de 2018].
- Tong San, A. (2014). Factibilidad del uso de estructuras metálicas en el diseño de viviendas multifamiliares (Tesis de pregrado, Universidad Ricardo Palma, Facultad de Ingeniería. Lima, Perú).
- Totter, E., Formisano, A., Mazzolani, F., & Crisafulli, F. (2018). Strip model analysis for steel plate shear walls in earthquake resistant structures. *Key Engineering Materials*, 763, 743-750. doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.763.743

- Vera, A. (2016). Diseño de un edificio multifamiliar de cuatro pisos en estructura de acero y entrepisos de concreto. (Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Facultad de Ingeniería. Lima, Perú).
- Wang, L., Su, R., Cheng, B., Li, L., Wan, L., & Shan, Z. (2017). Seismic behavior of preloaded rectangular RC columns strengthened with precambered steel plates under high axial load ratios. *Engineering Structures*, 152, 683-697. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.048>
- Wang, P., Xue, Z., & Xaio, S. (2017). Seismic behavior of Self-Buckling-Restrained Steel Plate Shear Wall made by two incline-slotted infill plates. *Journal of Constructional Steel Research*, 133, 47-64. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.02.001>

11 ANEXOS

ANEXO 1 PLANOS AS BUILT DE LA EDIFICACIÓN

Planta 1° Piso
Escala: 1/50

Planta 2° Piso
Escala: 1/50

Planta 3° Piso
Escala: 1/50

Planta 4° Piso
Escala: 1/50

Planta 5° Piso
Escala: 1/50

Planta Azotea
Escala: 1/50

CUADRO DE COLUMNAS						
TIPO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5	C - 6
DIMENSION						
1° PISO	ACERO	6 Ø 5/8"	12 Ø 1/2"	6 Ø 5/8"	6 Ø 1/2"	4 Ø 1/2"
2° PISO	ESTRIBOS	1 Ø 3/8", 5 Ø 0.10, 2 Ø 0.15, Rto. Ø 0.20	1 Ø 3/8", 5 Ø 0.10, 2 Ø 0.15, Rto. Ø 0.20	1 Ø 3/8", 5 Ø 0.10, 2 Ø 0.15, Rto. Ø 0.20	1 Ø 3/8", 5 Ø 0.10, 2 Ø 0.15, Rto. Ø 0.20	1 Ø 3/8", 5 Ø 0.10, 2 Ø 0.15, Rto. Ø 0.20
3° PISO						
4° PISO						
5° PISO						

ANEXO 2 PLANO DETALLE LA EDIFICACIÓN ARRIOSTRADA

ELEVACIÓN VISTA 1
ESC. 1/100

ELEVACIÓN VISTA 6
ESC. 1/100

ESPECIFICACIONES SISMORRESISTENTES

NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE: E-030
MÉTODO DEL ANÁLISIS SÍSMICO: ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL.

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO (S_o)

ZONIFICACIÓN

LINCE, LIMA : ZONA 4

CONDICIONES LOCALES

FACTOR DE ZONA (Z): 0.45

$T_p = 0.40$

PERFIL DEL SUELO: TIPO S1

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO (S) = 1.00

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN

CATEGORÍA: C (EDIFICACIÓN COMÚN)

FACTOR DE USO (U) = 1.00

SISTEMA ESTRUCTURAL: APORTICADO Y ARRIOSTRADO

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN: $R=6.0$ (LONGITUDINAL)

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN: $R=6.0$ (TRANSVERSAL)

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL: ESTRUCTURA REGULAR

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ENTREPISO:

$D_i/h_{ei} = 0.007$

CARGAS DE DISEÑO:

CARGAS PERMANENTES (C.M.)

PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO=2400 kg/m³

PESO DE ACABADOS = 100kg/m²

SOBRECARGAS O CARGAS VIVAS (C.V.)

SOBRECARGA 1°, 2°, 3° y 4° PISO = 250 kg/m²

SOBRECARGA AZOTEA = 100 kg/m²

RESISTENCIA REQUERIDA PARA CONCRETO:

$U = 1.4CM + 1.7CV$

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

$U = 0.90 CM \pm CS$

RESISTENCIA REQUERIDA PARA ACERO:

$U = 1.40$

$U = 1.20 + 1.6L$

$U = 1.20 + 1.6L + 0.5L^*$

$U = 1.20 + 1.0E + 0.5L^*$

$U = 1.20 + 1.0E + 0.5L$

$U = 0.90$

$U = 0.90 + 1.0E^*$

$U = 0.90 + 1.0E^*$

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISOS (m.)					
DERIVADA	PISO 1	PISO 2	PISO 3	PISO 4	PISO 5
Sismo x	0.0017	0.0016	0.0014	0.0012	0.0030
Sismo y	0.0025	0.0030	0.0030	0.0029	0.0024

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL ARRIOSTRE

CARACTERÍSTICAS DEL ARRIOSTRE:

- PERFIL # W8x35

MATERIAL:

- ACERO ESTRUCTURAL DESIGNACIÓN ASTM-A36

MARCO NORMATIVO:

- SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS (ENCLAVE 30-15)
- SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS (ENCLAVE 30-15)

DIMENSIONES:

- profundidad = 20.83cm
- luz=ancho de ala = 20.37cm
- luz=espesor de ala = 1.26cm
- luz=espesor del alma = 0.79cm

DETALLE 1 CONEXION
(COLUMA-ARRIOSTRE-VIGA)

DETALLE 2 CONEXION
(ARRIOSTRE-VIGA)

ESC. 1/50

Conexión: Angulares de corte
Corte 1 - Vista lateral

Conexión: Placa de empalme (arriostre-gusset plate)

Detalle - Vista superior

Detalle - Vista lateral

ESC. 1/10

PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR LA CONEXIÓN

- Preparar dowels de 3/4" (recomendado).
- Realizar perforaciones en el concreto.
- Colocar los dowels (pernos de anclaje) con los angulares de conexión.
- Aplicar un aditivo epoxico para que queden fijos.
- Empotrar la placa gusset al concreto.
- Conectar la plancha con el arriostre W8x35 mediante hiladas de pernos.

PROYECTO:

REFORMA MEDIANTE ARRIOSTRES PARA UNA EDIFICACIÓN

PLANO :

ELEVACIÓN
DETALLE ARRIOSTRES

FORMATO: A1

ESCALA: INDICADA

FECHA : OCTUBRE 2018

LAMINA : R-01

ELEVACIÓN VISTA A
ESC. 1/100

ELEVACIÓN VISTA C
ESC. 1/100

ESPECIFICACIONES SISMORRESISTENTES

NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE: E-030
MÉTODO DEL ANÁLISIS SÍSMICO: ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL.
PARÁMETROS DE DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS
PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO (S_o)
ZONIFICACIÓN
UNICE, LIMA : ZONA 4
CONDICIONES LOCALES
FACTOR DE ZONA (Z): 0.45
 $T_p = 0.40$
PERFIL DEL SUELO: TIPO S1
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO (S) = 1.00
CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN
CATEGORÍA: C (EDIFICACIÓN COMÚN)
FACTOR DE USO (U) = 1.00
SISTEMA ESTRUCTURAL: APORTICADO Y ARRIOSTRADO
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN: $R=6.0$ (LONGITUDINAL)
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN: $R=6.0$ (TRANSVERSAL)
CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL: ESTRUCTURA REGULAR
DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ENTREPISO:
 $D_i/h_{ei} = 0.007$
CARGAS DE DISEÑO:
CARGAS PERMANENTES (C.M.)
PEÑO ESPECÍFICO DEL CONCRETO=2400 kg/m³
PEÑO DE ACABADOS = 100kg/m²
SOBRECARGAS O CARGAS VIVAS (C.V.)
SOBRECARGA 1°, 2°, 3° Y 4° PISO = 250 kg/m²
SOBRECARGA AZOTEA = 100 kg/m²
RESISTENCIA REQUERIDA PARA CONCRETO:
 $U = 1.4CM + 1.7CV$
 $U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$
 $U = 0.90 CM \pm CS$
RESISTENCIA REQUERIDA PARA ACERO:
 $U = 1.40$
 $U = 1.20 + 1.6L$
 $U = 1.20 + 1.6L + 0.5L^*$
 $U = 1.20 + 1.0E + 0.5L^*$
 $U = 1.20 + 1.0E + 0.5L$
 $U = 0.90$
 $U = 0.90 + 1.0E^*$
 $U = 0.90 + 1.0E^*$

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISOS (m.)				
DERIVADA	PISO 1	PISO 2	PISO 3	PISO 4
Sierra x	0.0017	0.0016	0.0014	0.0012
Sierra y	0.0025	0.0030	0.0029	0.0025

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL ARRIOSTRE

DETALLE 1 CONEXION
(COLUMA-ARRIOSTRE-VIGA)

DETALLE 2 CONEXION
(ARRIOSTRE-VIGA)

ESC. 1/50

Conexión: Angulares de corte
Corte 1 - Vista lateral

Conexión: Placa de empalme (arriostre-gusset plate)
Corte 2

Detalle - Vista superior

Detalle - Vista lateral

ESC. 1/10

PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR LA CONEXIÓN

1. Preparar dowels de 3/4" (recomendado).
2. Realizar perforaciones en el concreto.
3. Colocar los dowels (pernos de anclaje) con los angulares de conexión.
4. Aplicar un aditivo epoxico para que queden fijos.
5. Empotrar la placa gusset al concreto.
6. Conectar la plancha con el arriostre W8x35 mediante hiladas de pernos.

PROYECTO:

REFORZAMIENTO MEDIANTE ARRIOSTRES PARA UNA EDIFICACIÓN

PLANO :

ELEVACIÓN
DETALLE ARRIOSTRES

FORMATO:

A1

ESCALA:

INDICADA

FECHA :

OCTUBRE 2019

LAMINA :

R-02

PLANO PLANTA ARRIOSTRES 1° PISO
ESC. 1 / 100

PLANO PLANTA ARRIOSTRE 2°, 3° Y 4° PISO
ESC. 1 / 100

ESPECIFICACIONES SISMORRESISTENTES

NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE: E-030
MÉTODO DEL ANÁLISIS SÍSMICO: ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL.

PARAMETROS DE DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

PARAMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO (S_d)

ZONIFICACIÓN

LINCE, LIMA : ZONA 4

CONDICIONES LOCALES

FACTOR DE ZONA (Z): 0.45
 $T_p = 0.40$
PERFIL DEL SUELO: TIPO S1
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO (S) = 1.00

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN

CATEGORÍA: C (EDIFICACIÓN COMÚN)
FACTOR DE USO (U) = 1.00

SISTEMA ESTRUCTURAL: APORTICADO Y ARRIOSTRADO

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN: $R=6.0$ (LONGITUDINAL)
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN: $R=6.0$ (TRANSVERSAL)
CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL: ESTRUCTURA IRREGULAR

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ENTREPISO:
 $D_i/h_{ei} = 0.007$

CARGAS DE DISEÑO:

CARGAS PERMANENTES (C.M.)

PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO=2400 kg/m²
PESO DE ACABADOS = 100kg/m²

SOBRECARGAS O CARGAS VIVAS (C.V.)

SOBRECARGA 1', 2', 3' y 4' PISO = 250 kg/m²
SOBRECARGA AZOTEA = 100 kg/m²

RESISTENCIA REQUERIDA PARA CONCRETO:

$U = 1.4CM + 1.7CV$
 $U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$
 $U = 0.90 CM \pm CS$

RESISTENCIA REQUERIDA PARA ACERO:

$U = 1.40$
 $U = 1.2D + 1.6L$
 $U = 1.2D + 1.6Lr + 0.5L^*$
 $U = 1.2D + L^* + 0.5Lr$
 $U = 1.2D + 1.0Ex + 0.5L$
 $U = 1.2D + 1.0Ey + 0.5L$
 $U = 0.90$
 $U = 0.9D + 1.0Ex$
 $U = 0.9D + 1.0Ey$

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISOS (m.)					
DERIVADAS	PISO 1	PISO 2	PISO 3	PISO 4	PISO 5
Sismo x	0.0017	0.0016	0.0014	0.0012	0.0030
Sismo y	0.0025	0.0030	0.0029	0.0025	0.0024

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL ARRIOSTRE

CARACTERÍSTICAS DEL ARRIOSTRE:

- PERFIL W 8x35

MATERIAL:

- ACERO ESTRUCTURAL DESIGNACIÓN ASTM-A36

MARCO NORMATIVO:

- SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS (ANSI/AISC 341-16)
- SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS (ANSI/AISC 360-10)

DIMENSIONES:

- d=Profundidad = 20.63cm
- b=ancho de ala = 20.37cm
- t=espesor de ala = 1.26cm
- t_w=espesor del alma = 0.79cm

PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR LA CONEXIÓN

- Preparar dowels de 3/4" (recomendado).
- Realizar perforaciones en el concreto.
- Colocar los dowels (pernos de anclaje) con los angulares de conexión.
- Aplicar un aditivo epoxico para que queden fijos.
- Empotrar la placa gusset al concreto.
- Conectar la plancha con el arriostre W8x35 mediante hiladas de pernos.

PROYECTO:

REFORZAMIENTO MEDIANTE ARRIOSTRES PARA UNA EDIFICACIÓN

PLANO :

PLANTA
DETALLE ARRIOSTRES

FORMATO:

A1

ESCALA:

INDICADA

FECHA :

OCTUBRE 2019

LAMINA :

R-03

ANEXO 3 TABLAS DE LA ESPECIFICACIÓN AISC PARA DISEÑO DE ACERO

TABLA 1.1 Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales.

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (klb/plg ²)	Esfuerzo ^a de tensión F_u (klb/plg ²)	Serie de perfiles aplicables										
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo	
											Rect.	Redondo		
Al carbono	A36	36	58–80 ^b											
	A53 Gr. B	35	60											
	A500	Gr. B	42	58										
			46	58										
		Gr. C	46	62										
			50	62										
	A501	Gr. A	36	58										
		Gr. B	50	70										
	A529 ^c	Gr. 50	50	65–100										
		Gr. 55	55	70–100										
Baja aleación alta resistencia	A572	Gr. 42	42	60										
		Gr. 50	50	65 ^d										
		Gr. 55	55	55										
		Gr. 60 ^e	60	60										
		Gr. 65 ^e	65	65										
		Gr. I & II	50 ^g	70 ^g										
	A618 ^f	Gr. III	50	50										
		50	50 ^h	60 ^h										
	A913	60	60	75										
		65	65	80										
		70	70	90										
		A992	50	65 ⁱ										
	Baja aleación alta resistencia resistente a la corrosión	A242	42 ^j	63 ^j										
46 ^k			67 ^k											
50 ^l			70 ^l											
A588			50	70										
A847		50	70											

■ = Especificación recomendada para el material

□ = Otra especificación de material aplicable, cuya disponibilidad deberá confirmarse antes de la especificación

□ = La especificación de material no aplica

^a Mínimo a menos que se muestre un rango.

^b Para perfiles arriba de 426 lb/pie, sólo aplica el mínimo de 58 klb/plg².

^c Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 1½ plg solamente. Para mejorar la soldabilidad, puede especificarse un máximo de carbono (de acuerdo con el Requisito suplementario S78 de la ASTM). Si se desea, puede especificarse el esfuerzo máximo de tensión de 90 klb/plg² (de acuerdo con el Requisito suplementario S79 de la ASTM).

^d Si se desea, puede especificarse el esfuerzo máximo de tensión de 70 klb/plg² (de acuerdo con el Requisito suplementario S91 de la ASTM).

^e Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 2 plg solamente.

^f A618 de la ASTM también puede especificarse como resistente a la corrosión; véase A618 de la ASTM.

^g El mínimo aplica a muros de un espesor nominal de ¾ plg y menor. Para espesores de muro mayores que ¾ plg, $F_y = 46$ klb/plg² y $F_u = 67$ klb/plg².

^h Si se desea, puede especificarse un esfuerzo máximo de fluencia de 65 klb/plg² y una relación de resistencia máxima a la fluencia entre la de tensión de 0.85 (de acuerdo con el Requisito suplementario S75 de la ASTM).

ⁱ Se incluyen como obligatorias en A992 de la ASTM una relación de resistencia máxima a la fluencia entre la de tensión de 0.85 y una fórmula equivalente para el carbono.

^j Para perfiles con un espesor de patín mayor que 2 plg solamente.

^k Para perfiles con un espesor de patín mayor que 1½ plg y menor que o igual a 2 plg solamente.

^l Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 1½ plg solamente.

Nota: Especificaciones aplicables según el tipo de acero estructural y perfil metálico. Adaptado de “Specification for structural steel buildings”, por American Institute of Steel Construction, 2016.

TABLA 3.2 Factores de retraso de cortante para los conectores de los miembros a tensión.

Caso	Descripción del elemento		Factor de retraso de cortante, U	Ejemplo
1	Todos los miembros a tensión donde la carga de tensión se transmite directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal mediante sujetadores o soldadura (excepto en los Casos 4, 5 y 6).		$U = 1.0$
2	Todos los miembros a tensión, excepto placas y HSS, donde la carga de tensión se transmite a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal mediante sujetadores o soldadura longitudinal en combinación con soldadura transversal. (En forma alterna, para W, M, S y HP, puede usarse el Caso 7. Para los ángulos, puede usarse el Caso 8.)		$U = 1 - \bar{x}/l$
3	Todos los miembros a tensión donde la carga de tensión se transmite solamente por la soldadura transversal a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal.		$U = 1.0$ y A_n = área de los elementos directamente conectados
4	Placas donde la carga de tensión se transmite solamente por soldadura longitudinal.		$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$
5	HSS redonda con una placa de empalme concéntrica individual.		$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$
6	HSS rectangular	con una placa de empalme concéntrica individual	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$
		con dos placas de empalme laterales	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$
7	Perfiles W, M, S o HP o tes cortadas de estos perfiles. (Si U se calcula según el Caso 2, se permite usar el valor mayor.)	con el patín conectado con 3 o más sujetadores por línea en la dirección de la carga	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$
		con el alma conectada con 4 o más sujetadores por línea en la dirección de la carga	$U = 0.70$
8	Ángulos individuales y dobles (si U se calcula según el Caso 2, se permite usar el valor mayor).	con 4 o más sujetadores por línea en la dirección de la carga	$U = 0.80$
		con 3 sujetadores por línea en la dirección de la carga (con menos de 3 sujetadores por línea en la dirección de la carga, use el Caso 2).	$U = 0.60$

l = longitud de la conexión, plg (mm); w = ancho de placa, plg (mm); $\bar{x}$ = excentricidad de la conexión, plg (mm); B = ancho total del miembro rectangular HSS, medido a 90° con el plano de la conexión, plg (mm); H = altura total del miembro rectangular HSS, medida en el plano de la conexión, plg (mm).

Nota: Especificaciones aplicables según el tipo de acero estructural y perfil metálico. Adaptado de “Specification for structural steel buildings”, por American Institute of Steel Construction, 2016.

TABLA B4.1a					
Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión.					
Miembros Sujetos a Compresión Axial					
	Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_c (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
Elementos No-Atesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Alas de perfiles soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atesados	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Almas de secciones T	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atesados	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t _w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todo elemento atesador	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Tubos circulares.	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

Nota: Especificaciones aplicables según el tipo de acero estructural y perfil metálico. Adaptado de “Specification for structural steel buildings”, por American Institute of Steel Construction, 2016.

Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K .						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo	<div> Rotación y traslación impedidas </div> <div> Rotación libre y traslación impedida </div> <div> Rotación impedida y traslación libre </div> <div> Rotación y traslación libres </div>					

Nota: Especificaciones aplicables según el tipo de acero estructural y perfil metálico. Adaptado de “Specification for structural steel buildings”, por American Institute of Steel Construction, 2016.

TABLA J3.2 Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm² (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt} , kgf/cm ² (MPa) ^[a]	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nt} , kgf/cm ² (MPa)
Pernos A307	3.160 (310) ^[c]	1.900 (188) ^{[b][c][d]}
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	3.800 (372) ^[b]
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	4.780 (469) ^[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	4.780 (469) ^[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	5.900 (579) ^[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,450F_u$ ^[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,563F_u$ ^[b]
^[a] Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas de tracción, ver Anexo 3. ^[b] Para conexiones en los extremos con un patrón de conectores con una longitud mayor a 38 in. (965 mm), F_{nt} debe ser reducido a un 83.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de apriete. ^[c] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre ^[d] Rosca permitida en los planos de corte.		

Nota: Especificaciones aplicables según el tipo de acero estructural y perfil metálico. Adaptado de “Specification for structural steel buildings”, por American Institute of Steel Construction, 2016.

TABLA J3.4 Distancia Mínima al Borde^[a], in, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (in)	Distancia Mínima al Borde
$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1 \frac{1}{8}$
1	$1 \frac{1}{4}$
$1 \frac{1}{8}$	$1 \frac{1}{2}$
$1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{5}{8}$
Sobre $1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{1}{4} \times d$
^[a] De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo. ^[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5.	

Nota: Especificaciones aplicables según el tipo de acero estructural y perfil metálico. Adaptado de “Specification for structural steel buildings”, por American Institute of Steel Construction, 2016.