



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Diseño Sísmico de una Edificación en Madera con Muros de Corte.

Trabajo previo a la obtención del grado académico de:

INGENIERO CIVIL

Nombre de los Autores:

DANIEL MATEO GONZÁLEZ MOLINA

CHRISTIAN SANTIAGO TOLA MARTÍNEZ

Nombre del Director:

PABLO DAVID QUINDE MARTÍNEZ

Nombre del Codirector:

FRANCISCO XAVIER FLORES SOLANO

CUENCA- ECUADOR

2023

AGRADECIMIENTO

Nos gustaría expresar el más profundo agradecimiento por todo el apoyo, la orientación y la inspiración que se nos ha brindado durante el desarrollo del trabajo de titulación.

En primer lugar, nos gustaría expresar un especial agradecimiento a nuestro codirector del trabajo de titulación, Francisco Flores, quien, con su guía, ayuda y conocimiento hizo posible la realización de este trabajo; y a nuestro director, Pablo Quinde quien nos brindó un gran apoyo en el camino.

También queremos agradecer a nuestros compañeros, quienes nos brindaron una comunidad de apoyo en la que compartimos ideas y consejos. Gracias por las discusiones, las risas y las palabras de aliento que nos ayudaron a seguir adelante.

Además, no podemos dejar de agradecer a nuestras familias y amigos por su apoyo constante, incluso cuando nuestro trabajo de titulación nos llevó a sacrificar tiempo y energía en otras áreas de nuestras vidas.

Gracias por entender nuestras ausencias y por brindarnos el amor y el ánimo que necesitábamos para seguir adelante.

¡Gracias!



Resumen:

Ecuador, al ser un país ubicado en una zona altamente sísmica, presenta la necesidad de explorar nuevas metodologías de diseño sismorresistente, como los muros de corte de madera. En este trabajo de grado estos elementos conjuntamente con el diafragma, son diseñados para presentarse como sistema de resistencia ante fuerzas laterales, de manera que se utilice como manual para futuros diseños; sin dejar de considerar la sostenibilidad de la madera y programas de reforestación dentro del país, debido a que este recurso será limitado en caso de que el manejo del mismo sea inadecuado.

Palabras clave: Madera, diafragma, diseño sismorresistente, muros de corte, sostenibilidad.

Abstract:

Ecuador, being a country located in a highly seismic zone, presents the need to explore new seismic-resistant design methodologies, such as wood shear walls. In this degree thesis, these elements, together with the diaphragm, are designed to act as a resistance system against lateral forces, in such a way that it can be used as a manual for future designs while considering the sustainability of wood and reforestation programs within the country since this resource will be limited if not properly managed.

Keywords: Wood, diaphragm, seismic-resistant design, shear walls, sustainability.



Este certificado se encuentra en el repositorio digital de la Universidad del Azuay, para verificar su autenticidad escanee el código QR

Este certificado consta de: 1 página

ÍNDICE DE CONTENIDOS

INTRODUCCIÓN	1
1. CAPÍTULO 1: PRELIMINARES.....	2
1.1 Antecedentes	2
1.2 Planteamiento del problema.....	3
1.3 Objetivos	4
1.4 Metodología	4
2. CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO.....	4
2.1 Definiciones	4
2.2 Cargas y combinaciones de carga	6
2.3 Diseño sísmico	8
2.4 Los muros de corte.....	9
2.4.1 Tipos de muros de corte de madera.....	11
2.4.2 Diafragmas	13
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS Y DISEÑO	15
3.1 Descripción de la edificación.....	15
3.2 Descripción de las consideraciones de la zona para el diseño	24
3.2.1 Espectro actualizado del IBC.....	25
3.2.2 Espectro según la NEC-15	32
3.2.3 Determinar la categoría de riesgo y de diseño sísmico	38
3.3 Diseño de elementos estructurales	41
3.3.1 Cortante basal y fuerzas en muros de corte.....	41
3.3.2 Fuerzas en los diafragmas	54
3.3.3 Diseño del diafragma	60
3.3.4 Diseño de muros de corte.....	89
CAPÍTULO 4: RECOMENDACIONES DEL DISEÑO.....	123
CAPÍTULO 5: FACTIBILIDAD AMBIENTAL DE LAS CONSTRUCCIONES EN MADERA	126
CONCLUSIONES	132
BIBLIOGRAFÍA	133
ANEXOS	135

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Acción de un segmento de muro de corte.....	10
Figura 2.2 Elevación de un muro de corte de madera.....	11
Figura 2.3 Muro de corte segmentado.....	12
Figura 2.4 Muro de corte con transferencia de carga alrededor de aperturas.....	12
Figura 2.5 Muro de corte perforado.....	13
Figura 2.6 Diafragma y sus elementos.....	14
Figura 3.1 Vista frontal del edificio.....	16
Figura 3.2 Vista en planta del edificio.....	17
Figura 3.3 Propuesta de muros de corte para cada piso.....	18
Figura 3.4 Vista en planta del techo.....	19
Figura 3.5 Elevación del edificio.....	20
Figura 3.6 Herramienta ASCE 7-16 HAZARD TOOL.....	26
Figura 3.7 Detalles sísmicos.....	27
Figura 3.8 Coeficiente de sitio de periodo corto.....	28
Figura 3.9 Coeficiente de sitio de periodo largo.....	28
Figura 3.10 Valores de parámetros de periodo aproximado C_t y x	31
Figura 3.11 Espectro de diseño actualizado.....	32
Figura 3.12 Tipo de suelo y factores de sitio F_a	33
Figura 3.13 Tipo de suelo y factores de sitio F_d	34
Figura 3.14 Tipo de suelo y factores de sitio F_s	35
Figura 3.15 Espectro de diseño según la NEC-15.....	37
Figura 3.16 Coeficiente para límite superior.....	38
Figura 3.17 Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta de periodo corto.....	39
Figura 3.18 Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta de un periodo de 1s.....	39
Figura 3.19 Procesos de análisis permitidos.....	40
Figura 3.20 Diagrama de cuerpo libre de dos niveles.....	54

Figura 3.21 Caso 1 y Caso 3 para configuración de diafragma zona central según el SDPWS	65
Figura 3.22 Caso 1 y Caso 3 para configuración del diafragma zona de escaleras según SDPWS	65
Figura 3.23 Planteamiento de cuerdas	70
Figura 3.24 Planteamiento de colectores	71
Figura 3.25 Método de obtención fuerzas del colector.	76
Figura 3.26 Clavos de conexión entre empalmes	82
Figura 3.27 Fuerzas de holdowns	105
Figura 5.1 Colegio Benigno Malo	126
Figura 5.2 Iglesia de Todos Santos	127
Figura 5.3 Operadores Forestales registrados	128
Figura 5.4 Superficie registrada de madera comercial.....	129
Figura 5.5 Zonas de reforestación comercial	131

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Carga muerta de techo dada por el IBC	21
Tabla 3.2 Carga muerta de techo calculada según la NEC-15 y proveedores locales	21
Tabla 3.3 Carga muerta de piso dada por el IBC	22
Tabla 3.4 Carga muerta de piso calculada según la NEC-15 y proveedores locales	22
Tabla 3.5 Carga viva de techo dada por el IBC	23
Tabla 3.6 Carga viva de techo calculada según la NEC-15	23
Tabla 3.7 Carga viva de piso dada por el IBC.	23
Tabla 3.8 Carga viva de piso calculada según la NEC-15	23
Tabla 3.9 Longitud de muros N-S.....	43
Tabla 3.10 Longitud de muros E-O	44
Tabla 3.11 Distribución vertical del cortante sentido E-O.....	46
Tabla 3.12 Longitudes de muros tomando en cuenta aperturas en sentido E-O	48
Tabla 3.13 Fuerza cortante de muros en cada línea por piso en sentido E-O	49
Tabla 3.14 Distribución vertical del cortante en sentido N-S	52
Tabla 3.15 Longitudes de muros tomando en cuenta aperturas en sentido N-S	52
Tabla 3.16 Fuerza cortante de muros en cada línea por piso en sentido N-S.....	53
Tabla 3.17 Coeficiente F_{px} en los diafragmas en sentido E-O.....	55
Tabla 3.18 Fuerzas actuando en cada nivel de diafragma en sentido E-O.....	57
Tabla 3.19 Fuerza cortante actuando en el diafragma en cada línea por piso en sentido E-O.....	58
Tabla 3.20 Coeficiente F_{px} en los diafragmas en sentido N-S	59
Tabla 3.21 Fuerzas actuando en cada nivel de diafragma en sentido N-S	59
Tabla 3.22 Fuerza cortante actuando en el diafragma en cada línea por piso en sentido N-S	60
Tabla 3.23 Comprobación APA.....	63
Tabla 3.24 Fuerzas de diseño de diafragma por piso sentido E-O.....	66
Tabla 3.25 Diseño del diafragma en sentido E-O	67
Tabla 3.26 Fuerzas de diseño de diafragma por piso en sentido N-S	68
Tabla 3.27 Diseño del diafragma en sentido N-S	69
Tabla 3.28 Fuerzas de cuerdas N-S calculadas con fuerzas de diafragma E-O	74
Tabla 3.29 Fuerzas de cuerdas E-O calculadas con fuerzas de diafragma N-S	75
Tabla 3.30 Longitudes de segmentos de colectores	76
Tabla 3.31 Fuerzas de colectores en sentido E-O	77
Tabla 3.32 Fuerzas de colectores en sentido N-S	78
Tabla 3.33 Diseño de cuerdas/colectores en sentido E-O	80

Tabla 3.34 Diseño de cuerdas/colectores en sentido N-S	81
Tabla 3.35 Valores de Z para cada modo.....	85
Tabla 3.36 Clavos necesarios entre empalmes por piso.....	85
Tabla 3.37 Deflexión sentido E-O	87
Tabla 3.38 Deflexión sentido N-S.....	87
Tabla 3.39 Longitudes de segmentos de muros	90
Tabla 3.40 Diseño del recubrimiento y clavado de muros de corte en sentido E-O	92
Tabla 3.41 Diseño del recubrimiento y clavado de muros de corte en sentido N-S	93
Tabla 3.42 Primera comprobación cuerdas E-O	96
Tabla 3.43 Primera comprobación cuerdas N-S	97
Tabla 3.44 Combinaciones de carga para cuerdas E-O.....	99
Tabla 3.45 Combinaciones de carga para cuerdas N-S.....	100
Tabla 3.46 Diseño de cuerdas E-O.....	103
Tabla 3.47 Diseño de cuerdas N-S.....	104
Tabla 3.48 Cálculo de holdowns E-O	107
Tabla 3.49 Cálculo de holdowns N-S	108
Tabla 3.50 Pernos de anclaje E-O.....	110
Tabla 3.51 Pernos de anclaje N-S	111
Tabla 3.52 Placa solera E-O.....	113
Tabla 3.53 Placa solera N-S.....	114
Tabla 3.54 Diseño de montantes E-O	117
Tabla 3.55 Diseño de montantes N-S.....	118
Tabla 3.56 Deflexión muros de corte E-O	120
Tabla 3.57 Deflexión muros de corte N-S	121

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 135

INTRODUCCIÓN

Ecuador al ser un país con gran potencial maderero tiene la posibilidad de adoptar este material para distintos usos, siendo el diseño de edificaciones uno de ellos. A su vez este tipo de sistema estructural se podría plantear como solución o alternativa para distintos proyectos; por tanto, lo que se busca es realizar el diseño de una edificación con muros de corte en madera. El objetivo es encontrar y mostrar un uso alternativo de la madera en edificaciones empleando y adaptando normas extranjeras. En este tipo de soluciones es importante mantener una conciencia ambiental por parte de la industria de la construcción dentro de los procesos de extracción, uso y reforestación de este material de modo que sea una solución sostenible a largo plazo.

1. CAPÍTULO 1: PRELIMINARES

1.1 Antecedentes

La madera y la utilización de la misma dentro de la construcción ha existido desde hace más de 20.000 años en el mundo. En razón de la llegada y el uso industrializado de otros materiales como el hormigón a finales del siglo XIX, se perdió la importancia de la madera como material de construcción. No obstante, ha recuperado su demanda en distintos países debido a las ventajas que presenta este material en el diseño de estructuras mediante muros de corte (Lobos y otros, 2017).

En países, como Estados Unidos y Canadá, que cuentan con economías y sistemas políticos sólidos, la gestión forestal tiene una importancia adecuada gracias al control y regulaciones establecidos para preservar los recursos naturales. Por esta razón, el uso de la madera en estas regiones ha alcanzado un alto nivel de desarrollo, con alrededor del 90% de las construcciones realizadas con este material (Fleury & Chiche, 2006).

El Ecuador al ser un país megadiverso, consta de una gran extensión forestal. En el año 2009 se planteó una normativa acerca de la aprobación de planes y programas de aprovechamiento, con la finalidad de hacer que la madera que proviene de los distintos bosques y plantaciones del país sea aprovechada sustentablemente. Dentro del país se realizaron análisis del estado de los bosques entre los años 2009 y 2013 con el fin de afirmar que el principal uso de los bosques es la madera (Ministerio del Ambiente, 2013). Es importante mencionar que desde el año 2019 se siguen realizando estudios para actualizar el inventario nacional forestal y así tener un control adecuado sobre que maderas pueden ser cortadas y cuáles no, pues de esto dependerá el uso que se le podrá dar a la madera extraída de distintas zonas forestales.

Las estructuras en Ecuador especialmente en zonas de la Costa y Amazonía antes del siglo XX, hacían uso de la madera como material principal debido a la abundancia y frescura de este material en estos lugares. Este uso se mantuvo por varios años hasta incidentes como el Gran Incendio de 1896 donde una gran cantidad de infraestructura de Guayaquil fue destruida, esto llevó a que la población replantear su forma de construir y para que existe un desarrollo en la ciudad. Para el año 1903, se introducen ya ordenanzas

que orientaban a construir con materiales incombustibles por tanto para la de Iglesia de San José se implementa el uso de hormigón armado, convirtiéndose en el primer edificio con este sistema. Al observar esto, el resto del país comenzó a adoptar estos sistemas dejando de lado la madera y otros materiales que hoy en día mayormente se los usa para acabados; por tanto, lo que se busca es demostrar que la madera todavía puede ser usado como un material constructivo eficiente (Mundo Constructor, 2022).

1.2 Planteamiento del problema

Cuando se trata de realizar el análisis de una estructura para su posterior materialización, es de suma importancia tomar en cuenta la zona en la que está tomará lugar (condiciones de suelo, peligro sísmico, geografía, tipo de suelo, entre otros), debido a que, según sus características, el medio puede dar paso a que se generen fuerzas laterales significativas tales como: sismos, viento, presiones del suelo, etc. Por lo tanto, el alto peligro sísmico del Ecuador debe ser considerado en un diseño estructural, debido a que llegan a causar distintas fallas e incluso el colapso de las edificaciones dentro del país. Por la falta de conocimiento sobre el diseño con distintos materiales estructurales, entre otras razones, la industria se ve comprometida a la utilización predominante del hormigón armado y el acero estructural como materiales de construcción. Sin embargo, la madera, como material estructural, es una opción viable, rápida y segura; debido a que el diseño de las edificaciones que se requieren de manera inmediata podría ser solventado por este material.

La madera a pesar de ser un recurso renovable debe ser correctamente manejado especialmente durante todo su proceso de extracción y reforestación para garantizar su sostenibilidad a largo plazo. Esto implica conocer y aplicar prácticas y normas responsables de tala y plantación de árboles, así como también de los residuos de la industria maderera. En términos de construcción, es importante notar la variedad de madera que puede ser usada para este fin y tener en consideración las múltiples propiedades de cada tipo de madera para comprender el uso que se le puede dar.

1.3 Objetivos

- Objetivo General

Diseñar un sistema sismorresistente de una edificación conformada por muros de corte de madera.

- Objetivos específicos
 - Diseñar los muros de corte siguiendo la normativa *Special Design Provisions for Wind and Seismic Design 2021* (SDPWS).
 - Establecer una guía de diseño para que se utilice como referencia en un futuro.
 - Plantear recomendaciones para el diseño de muros de corte.
 - Establecer la factibilidad ambiental de los muros de corte en madera.

1.4 Metodología

La metodología seguida en este trabajo será del tipo investigación bibliográfica, acerca de los principios del diseño sismorresistente con muros de corte de madera, con el fin de entender su funcionamiento y posteriormente realizar el diseño de una edificación. Para obtener datos se diseñará el edificio tomando en cuenta la norma SDPWS. Se debe mencionar que es necesario hacer interpretaciones y conversiones, debido a que, en su mayoría la bibliografía se encuentra en sistema inglés. Posterior a este análisis se realizarán recomendaciones que buscarán ser útiles para el diseño de este tipo de estructuras. Además, el proceso a realizar servirá como una guía en nuestro país para una posible utilización de este sistema constructivo. Finalmente se analizará la situación medioambiental con respecto a la reforestación y deforestación en Ecuador para determinar si estos factores van en pro o en contra de la construcción en madera.

2. CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Definiciones

Estructura: se refiere a la unión organizada y coherente de elementos, partes o componentes en un sistema. La estructura puede ser de diferentes niveles de complejidad, desde estructuras simples como una casa hasta estructuras de complejidad alta como represas, rascacielos, etc.

Sismo: es un movimiento fuerte o leve del suelo que se produce principalmente debido al desplazamiento de las placas tectónicas, este fenómeno genera aceleraciones en el suelo.

Fuerza lateral: es una fuerza que se genera en razón de las aceleraciones horizontales aplicadas a una masa; la fuerza lateral es una consideración importante en el diseño de estructuras y edificios, puesto que puede afectar la resistencia y la estabilidad de las mismas.

Espectro de diseño:

Representa la amenaza o el peligro sísmico, y más específicamente la respuesta de la estructura al sismo. El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura, o bien puede ser un espectro construido según los requerimientos especificados en una norma (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014, p. 11).

Modo de vibración: es el patrón en el que vibrará una estructura; la mayoría de estructuras tienen varios modos de vibración que dependerá de sus características y la causa de vibración, el análisis modal estudia estos modos.

Período de la estructura: es el tiempo que tarda en ocurrir una oscilación donde existirá mayor participación de masa de la estructura.

Fuerza cortante: es una fuerza que actúa perpendicular a un elemento, esta tiende a ejercer esfuerzo que pueden generar fracturas en el objeto.

Cortante basal: es la fuerza cortante total ejercida en la base de un edificio.

Fuerzas sísmicas de diseño: son las fuerzas laterales que se obtienen a partir de la distribución del cortante basal en la estructura (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Deflexión: es una deformación que se genera por parte de una fuerza aplicada.

Montante: son pilares o pequeños miembros de madera que se colocan a lo largo de un muro de corte con una separación entre estos. Su función es resistir fuerzas a gravedad. Dentro de la literatura anglosajona se los conoce como *studs*.

Madera *Douglas Fir-Larch*: es un tipo de madera ampliamente usado en el campo de la construcción en Norte América.

STRUCTURAL I: es un tipo de recubrimiento OSB o plywood que dentro de la norma SDPWS, es más caro y resistente que otra clase de revestimiento. Usualmente es usado como material de recubrimiento en diafragmas y muros de corte que estén sometidos a grandes fuerzas laterales (APA-The Engineered Wood Association, 2023).

Holdowns: es un sistema de anclaje que resiste el efecto de volcamiento en muros de corte.

2.2 Cargas y combinaciones de carga

Dentro de la ingeniería civil cuando se requiere realizar un diseño, es necesario basar el proceso en las condiciones más desfavorables posibles, para este fin se consideran las combinaciones de carga, que son parte importante de un cálculo apropiado.

Existen varias normas que indican distintas combinaciones y tipos de carga, las cuales serán utilizadas dependiendo del uso de la estructura, el material constructivo usado, el lugar donde se encuentre la estructura y a que fenómenos naturales se encuentre sometida.

Las cargas a las que está sometida una estructura pueden ser:

- Cargas vivas (L) dependerá del uso que brindará la estructura, existen cargas normadas, estas incluyen peso de personas, muebles, equipos, etc.
- Cargas muertas (D) se considera el peso propio de la estructura y elementos que permanecerán en ella. Por ejemplo, paredes, vigas columnas, pisos, tuberías, etc.
- Carga por viento (W) se basa en la velocidad del viento; depende de la zona en la que se encuentre la estructura y características de la misma; se puede omitir si el efecto no es significativo.

- Carga de granizo o nieve (S) esta carga se considera de acuerdo a la zona y depende de la acumulación de granizo o nieve; se puede omitir si no existe o no suele ocurrir.
- Carga sísmica (E) es la carga que genera el sismo, depende de las aceleraciones que se den en la zona.
- Carga de cubierta (L_r).
- Carga por lluvia (R) depende de la zona.

Las combinaciones de carga que propone la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) son:

$$1,4D$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5\max(L_r; S; R)$$

$$1,2D + 1,6\max[L_r; S; R] + \max[L; 0,5W]$$

$$1,2D + 1,0W + L + 0,5 \max[L_r; S; R]$$

$$1,2D + 1,0E + L + 0,2S$$

$$0,9S + 1,0W$$

$$0,9D + 1,0E$$

Las combinaciones de carga que plantea el *American Society of Civil Engineers 2016* (ASCE 7-16) para el diseño de *Allowable Stress Design* (ASD) son:

$$D$$

$$D + L$$

$$D + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$D + 0,75L + 0,75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$D + (0,6W)$$

$$D + 0,75L + 0,75(0,6W) + 0,75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$0,6D + 0,6W$$

$$1,0D + 0,7E_v + 0,7E_h$$

$$1,0D + 0,525E_v + 0,525E_h + 0,75L + 0,75S$$

$$0,6D - 0,7E_v + 0,7E_h$$

Para el caso del ASCE 7-16 el efecto sísmico le divide en dos componentes E_h efecto horizontal y E_v efecto vertical.

2.3 Diseño sísmico

El diseño sísmico, se basa en, dar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación necesarias a una estructura para soportar las demandas inducidas por movimientos fuertes del suelo, los cuales tienen una probabilidad de ocurrencia dependiendo del lugar donde se encuentra la estructura.

En el momento que se desea realizar el diseño sísmico de una estructura se parte de las cargas a las que está expuesta la misma, pues el valor de la fuerza dependerá de la masa total de la estructura; es decir que si se tiene una mayor masa la fuerza lateral ejercida en una edificación será mayor.

Para considerar la probabilidad de ocurrencia de todos los sismos que podrían afectar a un sitio específico, se realiza un espectro de diseño. Los métodos para calcular el espectro de diseño dependen de la norma y lugar de interés. Para este trabajo, en el Capítulo 3 se realizará el cálculo del espectro de diseño según el ASCE 7-16 y la NEC-15 teniendo en cuenta que ambos espectros tendrán similitudes entre sí.

Dentro de las estructuras de madera con muros de corte, es de relevancia mencionar que el diseño de los miembros estructurales se lo realiza de manera independiente para cada piso; tomando en cuenta que las fuerzas de diseño para los muros de corte serán las acumuladas de las fuerzas generadas en los diafragmas conjuntamente con las fuerzas provocadas en los muros de corte desde el último piso hasta el nivel más bajo; en cambio las fuerzas de diseño para los diafragmas serán tomadas de manera independiente para cada piso.

Existen distintos tipos de fuerzas sísmicas:

- Cortante basal
- Fuerza sísmica por piso para muros de corte
- Fuerza sísmica por piso para diafragmas

2.4 Los muros de corte

Los muros de corte forman parte de uno de los sistemas sismorresistentes más usados en países como Estados Unidos y Canadá, además se están posicionando en países latinoamericanos como Chile que han logrado significativos avances en construcciones resistentes a fuerzas laterales.

El funcionamiento de estos muros, como su nombre lo indica, es a corte. La manera en la que esto sucede es transformando la fuerza lateral ejercida a fuerza de corte que será resistida por el recubrimiento de los muros de corte (plywood, OSB, gypsum, etc) en conjunto con otros elementos como clavos, miembros de enmarcado y miembros de anclaje, para luego transmitir las fuerzas a la cimentación.

Las estructuras de muros de corte hacen uso de secciones de muro especialmente diseñadas para resistir fuerzas laterales. Un muro de corte es esencialmente un cantiléver vertical en donde la luz del cantiléver equivale a la altura del muro. La profundidad de estos miembros (la longitud del elemento del muro paralelo a la fuerza lateral aplicada) es grande en comparación con la profundidad de los miembros estructurales en el marco de momentos LFRS (Sistemas resistentes a fuerzas laterales). Para un miembro con una profundidad tan grande comparada con su altura, la deformación de cortante reemplaza la flexión como acción significativa (de ahí el nombre “muro de corte”). En años recientes, el uso de muros de corte con longitudes muy cortas (muros de corte angostos) se ha vuelto cada vez más común. Estos muros angostos exhiben una acción de la flexión significativa además de la acción del cortante (Breyer y otros, 2020).

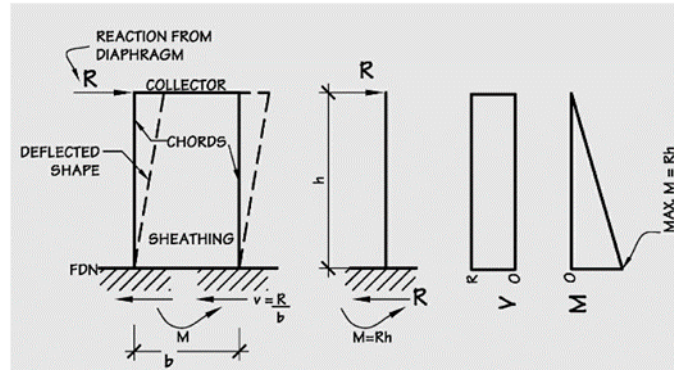


Figura 2.1 Acción de un segmento de muro de corte

Fuente: Design of Wood Structures ASD/LRFD, Eighth Edition. (DWS)

En la Figura 2.1 se muestra la acción de un segmento de muro de corte; para que esta acción sea correctamente asimilada, existen parámetros que deben ser considerados como el grosor del recubrimiento, clavado de los muros de corte, diseño de cuerdas, diseño de colectores, requerimiento de anclaje, proporciones de paneles para los muros de corte y deflexión.

En este caso el recubrimiento es el encargado de resistir el cortante, el grosor de este dependerá tanto de la fuerza lateral y del espaciado que exista entre los montantes del muro de corte, y los requerimientos de clavado del recubrimiento están en base al cortante unitario.

Las cuerdas se diseñan para resistir fuerzas de tracción y compresión, estas deben estar colocadas en los extremos de un segmento de muro de corte, en cambio, los colectores corresponden a los colectores del diafragma debido a que son los encargados de unir el sistema diafragma-muro de corte y muro de corte-muro de corte.

En un muro de corte de madera, el muro por lo general se compone por segmentos separados de muros de corte o paneles de cortante como en la Figura 2.2. Los paneles de cortante son conectados entre sí por paneles de relleno y colectores que lograrán que el comportamiento a lo largo de todo el muro sea continuo (Breyer y otros, 2020).

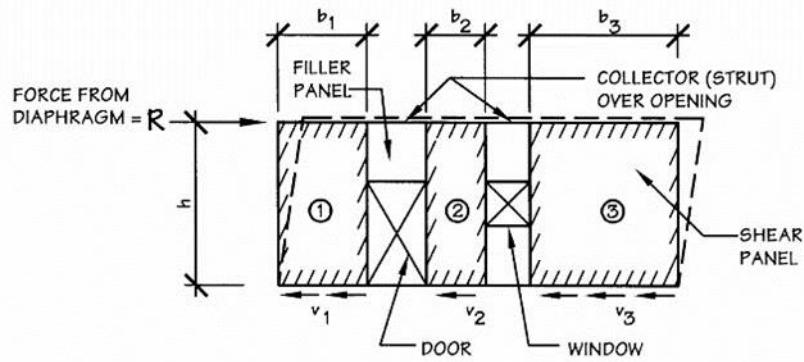


Figura 2.2 Elevación de un muro de corte de madera

Fuente: DWS.

Para un muro de corte de madera, la resistencia se asume como uniforme a lo largo de las longitudes combinadas de los paneles de cortante. Esta aproximación es asumida como correcta cuando la relación (h/b) de cada panel no excede el valor de 2, en caso de exceder, la SDPWS requiere la reducción de los valores tabulados de cortante unitario para fuerzas sísmicas.

2.4.1 Tipos de muros de corte de madera

Dentro de las estructuras los muros de corte de madera pueden ser interpretados y diseñados de 3 formas distintas, cada una con sus condiciones y características.

- Método de muros de corte segmentados

Es un método de diseño y construcción donde cada muro de corte es asumido como un elemento cantiléver, unido a la base y sin restricción de deformación en la parte superior. En este método, las zonas donde el muro de corte tenga una altura completa entre aperturas, serán consideradas y diseñadas como segmentos de muro de corte. Cada uno de estos es diseñado para fuerzas de tensión y compresión en las cuerdas de los muros (Breyer y otros, 2020).

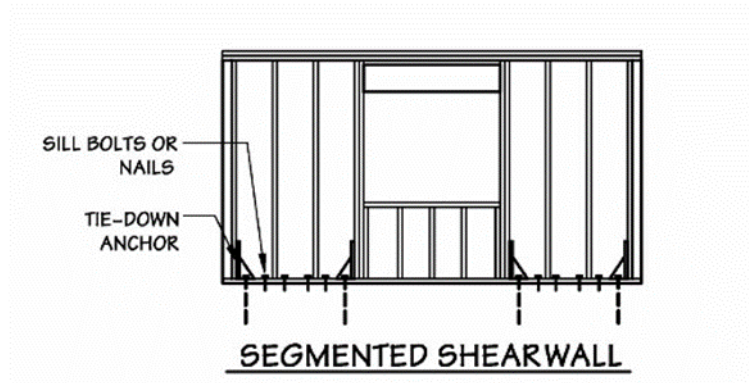


Figura 2.3 Muro de corte segmentado

Fuente: DWS.

- Método de transferencia de fuerza alrededor de aperturas

Este método de diseño toma en cuenta los segmentos de altura completa y los segmentos donde exista apertura. En este caso los pedazos de muro encima o debajo la apertura actúan como vigas de acoplamiento que transfieren cortante. Se requiere para este método especificaciones para los bordes de la apertura tanto en sentido horizontal como vertical. Los anclajes son únicamente colocados en los extremos del muro (Breyer y otros, 2020).

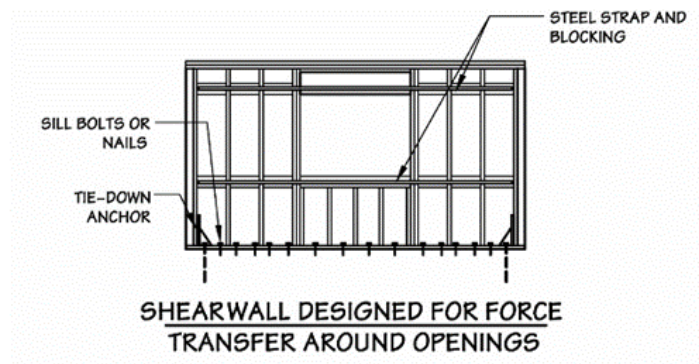


Figura 2.4 Muro de corte con transferencia de carga alrededor de aperturas

Fuente: DWS.

- Método de muro de corte perforado

Es un método similar al de transferencia de fuerza alrededor de aperturas, con la diferencia de que se considera semi empírico desarrollado por pruebas que se

realizan a muros de corte. Usualmente no tiene un alto nivel de detalle, para este caso la capacidad del muro y la rigidez son menores (Breyer y otros, 2020).

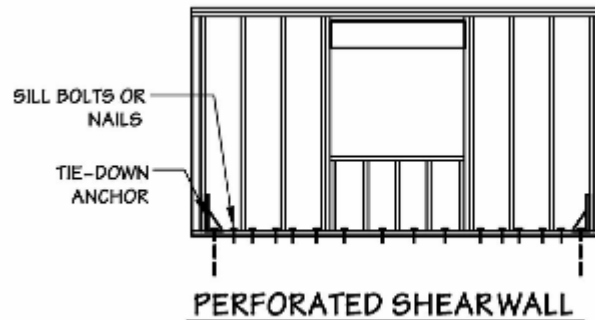


Figura 2.5 Muro de corte perforado

Fuente: DWS.

2.4.2 Diafragmas

Los diafragmas son elementos importantes dentro de las estructuras de madera, debido a que los elementos que lo conforman tienen como función transmitir las fuerzas laterales hacia los muros de corte.

Se considera un elemento estructural grande y con espesor pequeño, que actuará como una viga cargada en su propio plano y resistirá fuerzas tanto transversales como longitudinales; usualmente en las construcciones con madera se lo considera flexible.

En el momento de diseñar diafragmas es importante tener en cuenta el recubrimiento pues es el encargado de resistir el cortante, los miembros que soportan el recubrimiento que se encuentran en el borde o perímetro, son llamados cuerdas y colectores (Breyer y otros, 2020).

Es importante no confundir las cuerdas pertenecientes a los diafragmas y las cuerdas que conforman los muros de corte debido a que no son el mismo elemento dentro de una edificación a pesar que cumplan una función similar, en el caso de las cuerdas del diafragma, estas se encargan de resistir el momento que se genera en el diafragma; en cambio, los colectores tanto en diafragmas y en muros son el mismo elemento, su análisis se incluye dentro del diseño del diafragma y se utilizan para transmitir la fuerza generada

en el diafragma donde exista aperturas o el diafragma no este soportado por un muro de corte.

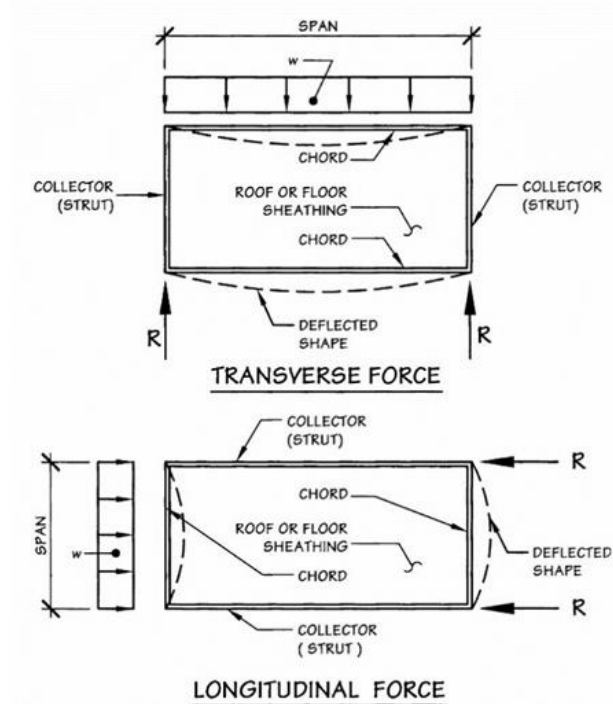


Figura 2.6 Diafragma y sus elementos

Fuente: DWS.

- Diafragma con bloques

Este tipo de diafragmas ocurren cuando los miembros de soporte se encuentran tanto en el sentido transversal como longitudinal; siendo en el un sentido el enmarcado, llamado en el idioma inglés *framing*, y los elementos perpendiculares a estos son los bloques que permiten tener más bordes soportados, llamados *blocking*.

- Diafragmas sin bloques

Se considera diafragmas sin bloques al elemento que será soportado únicamente por el enmarcado.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS Y DISEÑO

3.1 Descripción de la edificación

La estructura por diseñar será el edificio propuesto en el ejemplo 1 del Volumen 2 de *International Building Code 2012 (IBC)*, este diseño mostrará el análisis de elementos estructurales (muros de corte, diafragmas) que resistirán fuerzas sísmicas para una edificación que cumplirá la función de un hotel. Para cada planta del edificio se propone en el sentido Norte-Sur, muros continuos de 96 ft para cada línea del edificio; en el sentido Este-Oeste se plantea dos muros por línea, excepto en A y H. La propuesta para el techo es que sostenga mediante armazones prefabricados mientras que en los pisos se utilizará como enmarcado viga I prefabricadas. El techo tendrá tejas como acabado (*Structural Engineers Association of California*, 2013).

La madera a considerar para los elementos estructurales como: colectores, cuerdas, montantes, será *Douglas Fir-Larch No 1*; se asume que la madera tendrá un porcentaje de humedad menor al 19% y que este será constante debido a que estará expuesto a una zona de baja humedad con temperatura menor a 100°F. Ante estas características según el *National Design Specification for Wood Construction Supplement 2018 (NDSS)* y el *National Design Specification for Wood Construction 2018 (NDS)*, los coeficientes C_m y C_t tendrán el valor de 1 según la Tabla 4A del NDSS y la sección 2.3.3 del NDS respectivamente.

$C_m = 1$. Factor de humedad.

$C_t = 1$. Factor de temperatura.

Dentro del diseño se utilizarán valores de resistencia de la madera seleccionada que se pueden encontrar en la Tabla 4A del NDSS, entre los cuales están:

$F_b = 1000 \text{ psi}$. Resistencia a la flexión.

$F_c = 1500 \text{ psi}$. Resistencia a la compresión.

$F_t = 675 \text{ psi}$. Resistencia a la tracción.

$E = 1\,700\,000 \text{ psi}$. Módulo de elasticidad.

De la Figura 3.1 a 3.5, se muestra las distintas vistas del edificio, con la propuesta de muros de corte.

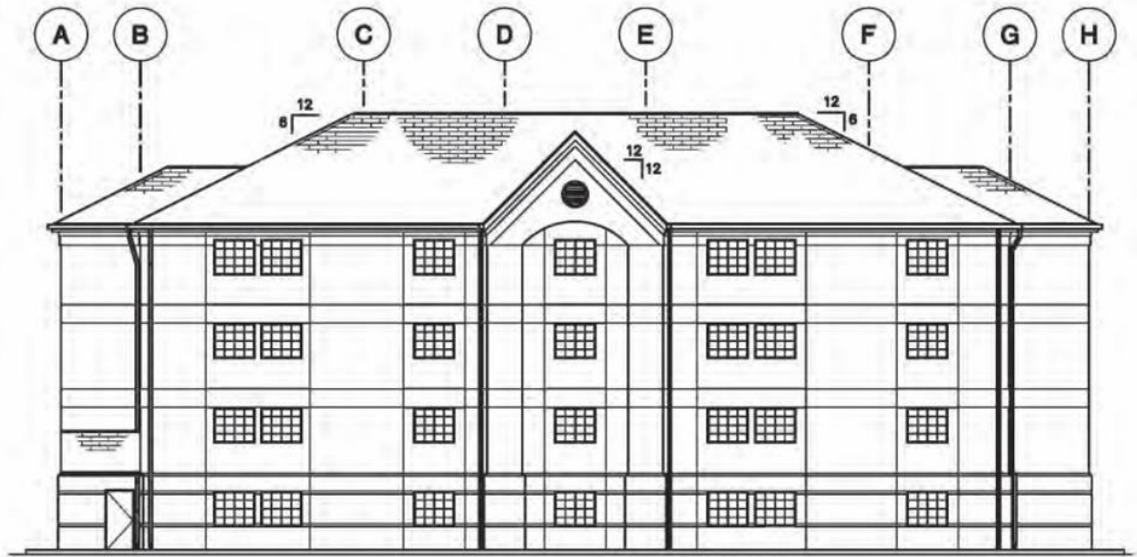


Figura 3.1 Vista frontal del edificio

Fuente: IBC.

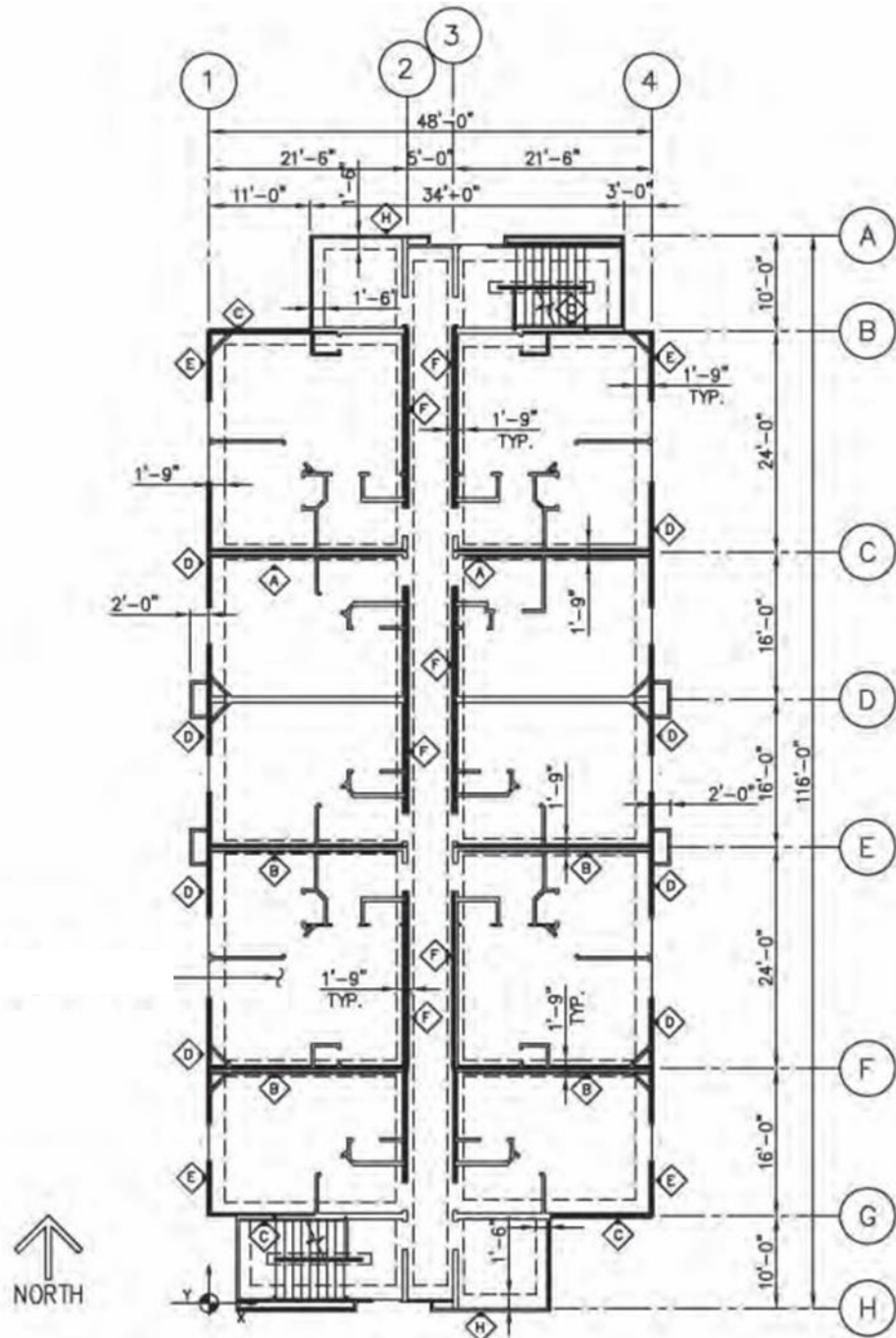


Figura 3.2 Vista en planta del edificio

Fuente: IBC.

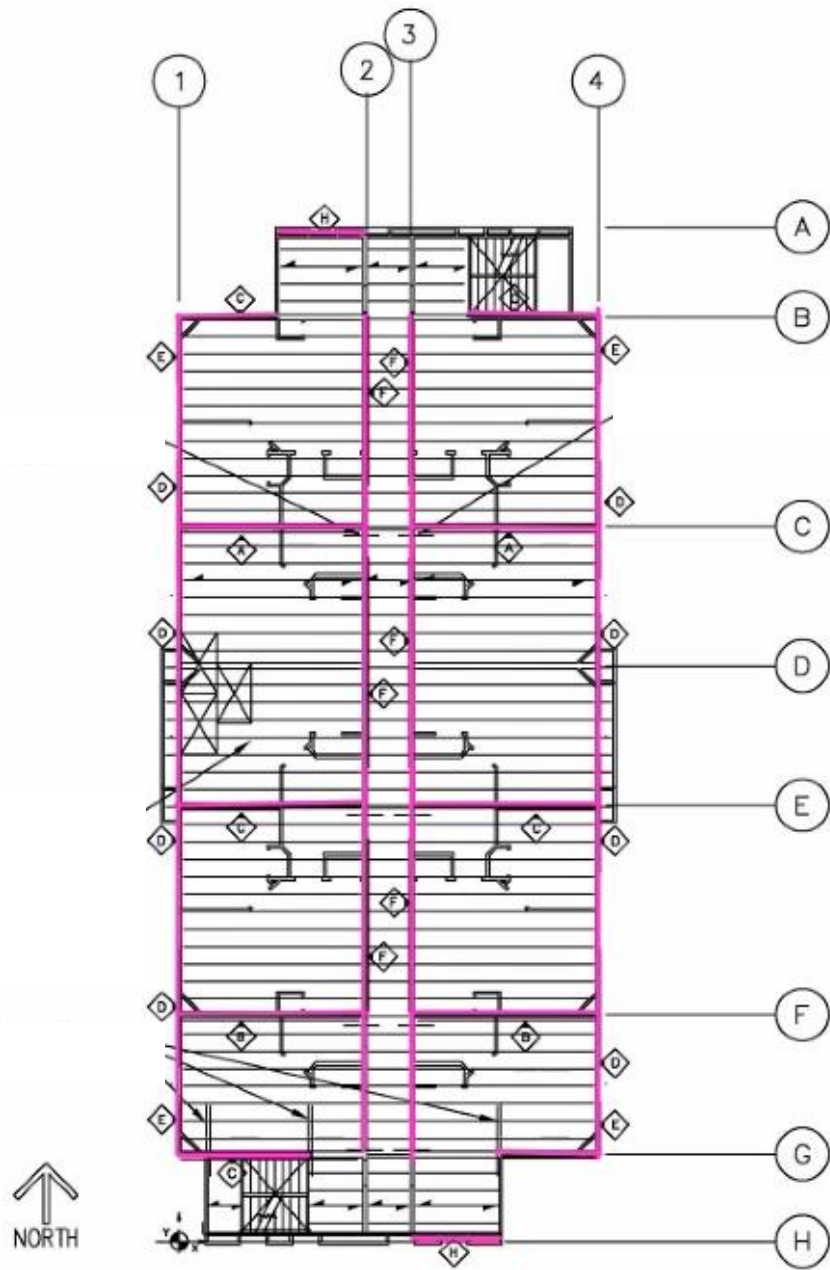


Figure 1-3. Typical floor framing plan

Figura 3.3 Propuesta de muros de corte para cada piso

Fuente: IBC.

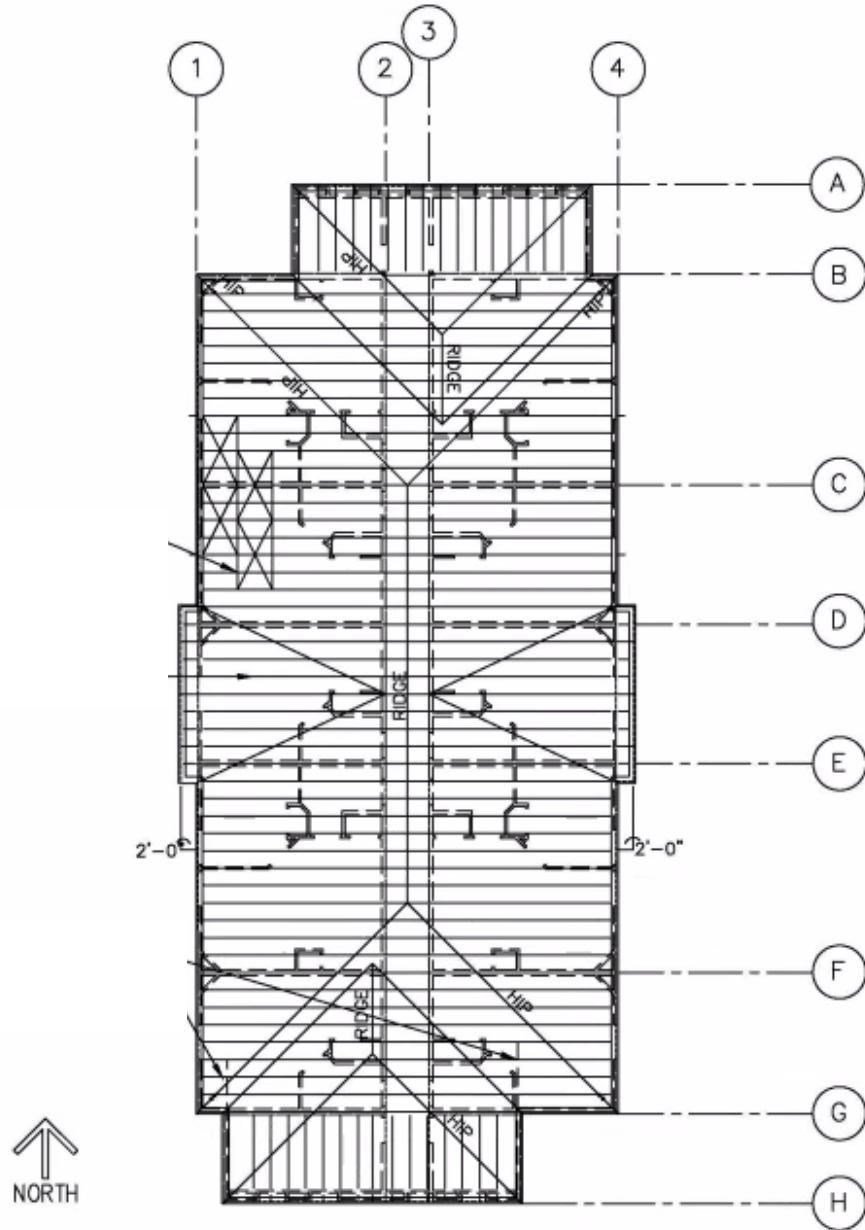


Figura 3.4 Vista en planta del techo

Fuente: IBC.

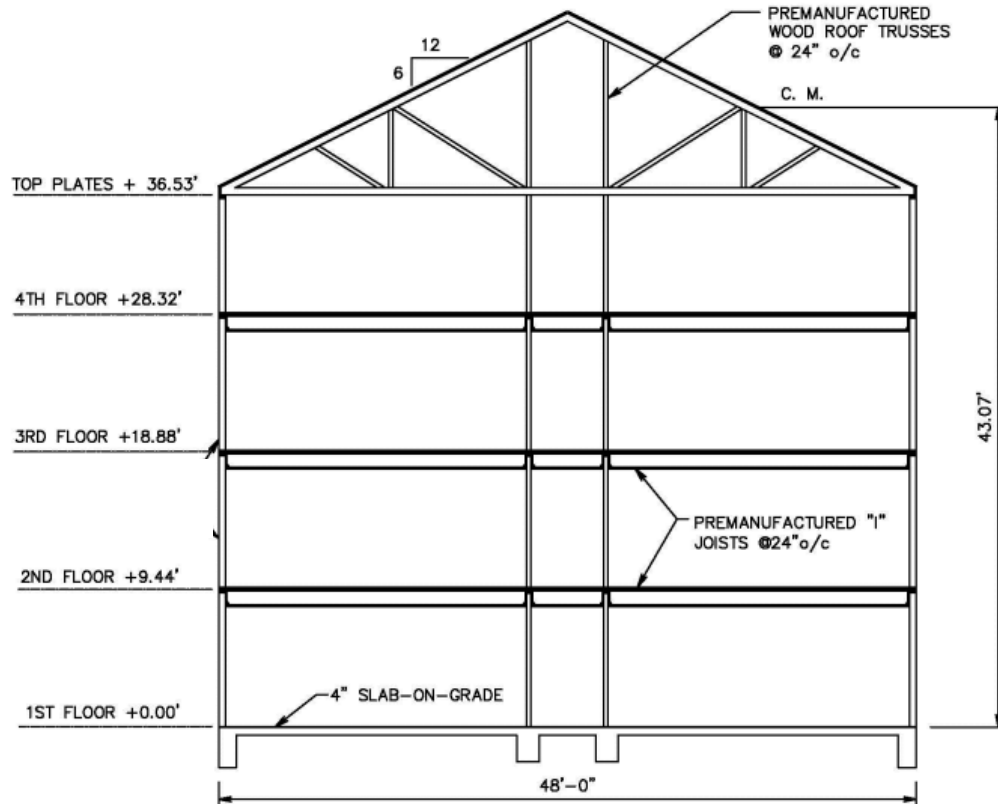


Figura 3.5 Elevación del edificio

Fuente: IBC.

Las condiciones del edificio no califican para ningún tipo de irregularidad horizontal o vertical; debido principalmente a la simetría del mismo como se puede observar en los planos presentados anteriormente.

Para realizar el diseño sismorresistente de una estructura de muros de corte de madera, es esencial conocer las cargas verticales que deberá resistir la estructura, estas se dividen en cargas vivas y cargas muertas. En el caso de las cargas vivas, estas dependerán del servicio que brindará la estructura posterior a su construcción, estos datos han sido obtenidos de la NEC-15 capítulo NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas), los cuales han sido transformados a medidas congruentes con el diseño y comparados con la carga viva que utiliza el ejemplo 1 del IBC.

Con el objetivo a dar una justificación a los valores proporcionados por el IBC, se ha intentado encontrar materiales y elementos similares dentro de la NEC-15 y proveedores de materiales dentro del país.

- Carga muerta de techo

Tabla 3.1 Carga muerta de techo dada por el IBC

PESOS DE TECHO		
Techo	5	psf
Recubrimiento	2,5	psf
Armazón del techo	3	psf
Aislamiento + Aspersores	2,5	psf
2 capas gypsum + varios	7	psf
Carga muerta	20	psf

Fuente: IBC (Traducido).

Tabla 3.2 Carga muerta de techo calculada según la NEC-15 y proveedores locales

PESOS DE TECHO		
Contenido	Carga Normada	
	kN/m ²	psf
Techo (Teja de barro)	0,5	10,443
Recubrimiento (Plywood)	0,063	1,327
Armazón de techo		3
Aislamiento+Aspersores		3
2 capas gypsum (Yeso)	0,254	5,305
Carga muerta		23,075

Fuente: Elaboración propia.

Para la comparación de valores de carga de techo, se proporciona la Tabla 3.1 y 3.2; en el caso del techado el material equivalente que se ha encontrado es la teja de barro, esta decisión se tomó debido a que en Ecuador no se usan frecuentemente materiales de techado que son comunes en Estados Unidos (EEUU). El material de recubrimiento similar al del IBC encontrado es el plywood. Para las armaduras y aislamiento no se encontraron materiales equivalentes debido a que no existen especificaciones del tipo de

material. Por último, el gypsum se ha tomado como yeso, sin embargo, tampoco se ha incluido el valor de varios debido a la falta de explicación.

- Carga muerta de piso

Tabla 3.3 Carga muerta de piso dada por el IBC

PESOS DE PISO		
Piso	1	psf
Concreto de peso liviano	14	psf
Recubrimiento	2,8	psf
Viguetas I	4	psf
2 capas gypsum+varios	8,2	psf
Carga muerta	30	psf

Fuente: IBC (Traducido).

Tabla 3.4 Carga muerta de piso calculada según la NEC-15 y proveedores locales

PESOS DE PISO		
Contenido	Carga Normada	
	kN/m ²	psf
Piso		1
Concreto de peso liviano	0,6096	12,732
Recubrimiento (Plywood)	0,095	1,989
Viguetas I		4
2 capas gypsum (Yeso)	0,254	5,305
Carga muerta		25,026

Fuente: Elaboración propia.

Dentro de la Tablas 3.3 se encuentran valores dados por el IBC, mientras que en la Tabla 3.4 están datos de materiales y elementos similares encontrados. Respecto al piso el IBC no se encuentra ninguna especificación por lo que se tomó el mismo peso. En el caso del concreto de peso liviano se usó para la comparación el valor de la NEC-15. El material de recubrimiento similar al del IBC encontrado es el plywood. Las viguetas I dentro del ejemplo se señaló que serían prefabricadas por lo que se manejó la misma carga para estos elementos. Finalmente, el gypsum se ha tomado como yeso, sin embargo, tampoco se ha incluido el valor de varios debido a la falta de explicación.

- Carga viva de techo

Tabla 3.5 Carga viva de techo dada por el IBC

PESOS DE TECHO		
Carga viva	20	psf

Fuente: IBC (Traducido).

Tabla 3.6 Carga viva de techo calculada según la NEC-15

PESOS DE TECHO		
Contenido	Carga Normada	
	kN/m ²	psf
Cubierta inclinada	0,7	14,62

Fuente: Elaboración propia.

Al no tener justificación por parte del IBC del valor usado para carga viva del techo en la Tabla 3.5, se procedió a tomar en cuenta el dato de cubierta inclinada dado por la NEC-15 para la Tabla 3.6.

- Carga viva de piso

Tabla 3.7 Carga viva de piso dada por el IBC.

PESOS DE PISO		
Carga viva	40	psf

Fuente: IBC (Traducido).

Tabla 3.8 Carga viva de piso calculada según la NEC-15

PESOS DE PISO				
Contenido	Carga Normada		Área (ft ²)	Carga(lb)
	kN/m ²	psf		
Habitaciones	2	41,771	4128	172430,69
Corredores	4,8	100,25	1160	116290
Carga viva				288720,688
Carga viva Total	54,59	psf		

Fuente: Elaboración propia.

Debido a la falta de explicación por parte del IBC para la carga viva de piso se utilizó el mismo valor como se muestra en la Tabla 3.7; al ser un hotel para la comparación se optó por utilizar los valores proporcionados por la NEC-15, tal como se muestra en la Tabla 3.8. Usando los valores para habitación y corredores en las áreas correspondientes a los mismos. Con el resultado obtenido de la suma de ambas cargas, se dividió para el área total (área de habitaciones + área de corredores), de forma que obtenga un valor aplicable en el área total del piso.

Es importante señalar que no se han tomado en cuenta el peso de las paredes debido a que posteriormente se usarán para calcular los pesos totales. El peso a usar será 15psf debido a que el IBC no plantea una descripción de las paredes.

Los valores de cargas a usar para el diseño serán los proporcionados por el IBC.

3.2 Descripción de las consideraciones de la zona para el diseño

El IBC propone que la edificación se encontrará en un sitio de clase C, suelo denso y roca suave. La localización de este edificio en coordenadas será:

Latitud = 33,68

Longitud = -117,832

Para tener una comparación de esta zona con respecto al Ecuador se realizará un espectro de diseño lo más similar posible al de la mencionada del IBC; por ende, se analizará si la edificación se encontrará en una zona sísmica 3, la cual consta de suelo tipo C en el oriente ecuatoriano (Macas). Al tener estas características la NEC-15 nos proporciona valores necesarios para obtener el espectro de diseño según las condiciones expuestas anteriormente.

Zona sísmica 3

Tipo de suelo C

Región – Oriente (Macas)

Con el fin de seleccionar el espectro de diseño a usar para el edificio, se plantearán dos alternativas; la primera será el espectro proporcionado por el IBC, mientras que la otra opción será un espectro similar al del IBC realizado mediante el uso de la NEC-15.

3.2.1 Espectro actualizado del IBC

Las aceleraciones espectrales dependen de la información del perfil del suelo y la ubicación del lugar en el que se llevará a cabo la construcción.

$$S_S = 1,264$$

$$S_1 = 0,452$$

$$T_L = 8 \text{ s}$$

Donde:

S_S = Parámetro de aceleración de respuesta espectral, amortiguado al 5%, para períodos cortos del MCE_R mapeado.

S_1 = Parámetro de aceleración de respuesta espectral, amortiguado al 5%, para un período de 1 segundo del MCE_R mapeado.

T_L = Transición de periodo largo, s.

Estos valores han sido obtenidos de la página web ASCE 7-16 HAZARD TOOL (<https://asce7hazardtool.online/>); esta es una herramienta que propone el ASCE 7-16 para obtener datos necesarios para realizar espectros de diseño en toda el área de EEUU.

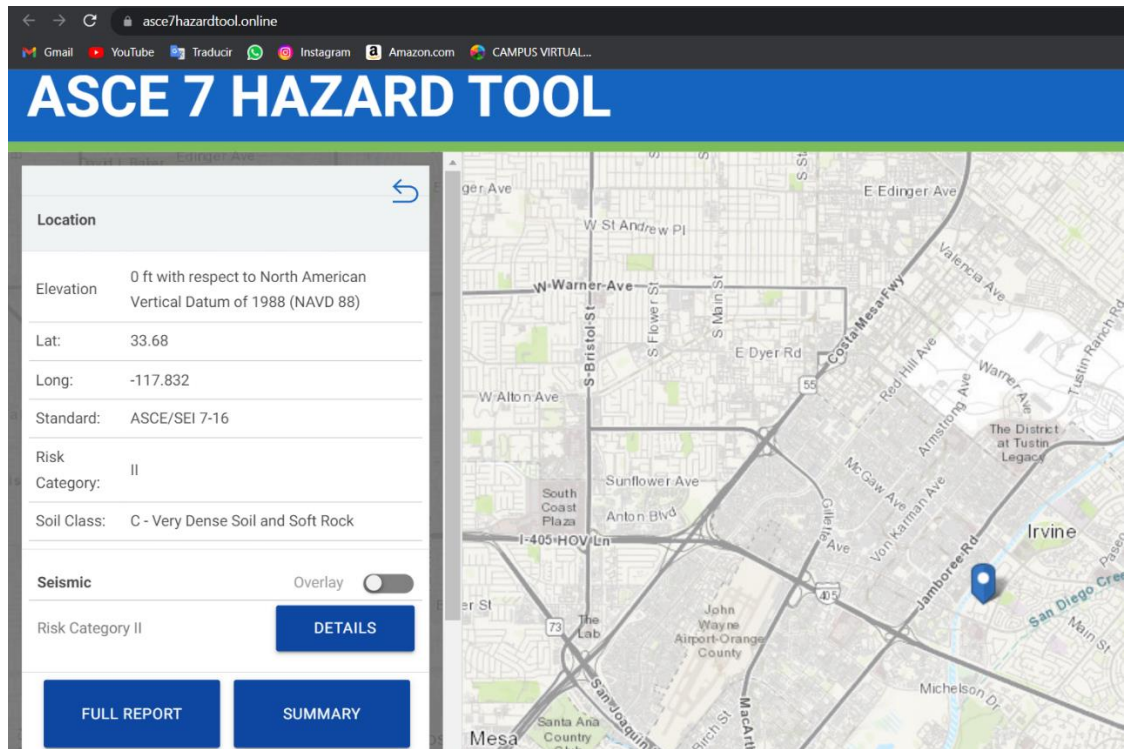


Figura 3.6 Herramienta ASCE 7-16 HAZARD TOOL

Fuente: ASCE 7-16.

La página web nos proporciona los datos de aceleraciones y factores necesarios a utilizar para conseguir el espectro de diseño como se muestra en la Figura 2.

Seismic Details

Risk Category II

S_S	1.264	S_1	0.452	F_a	1.2	F_v	1.5
S_{MS}	1.517	S_{M1}	0.679	S_{DS}	1.011	S_{D1}	0.452
T_L	8	PGA	0.535	PGA_M	0.642	F_{PGA}	1.2
I_e	1	C_v	1.153				

Seismic Design Category D

Design Response Spectrum

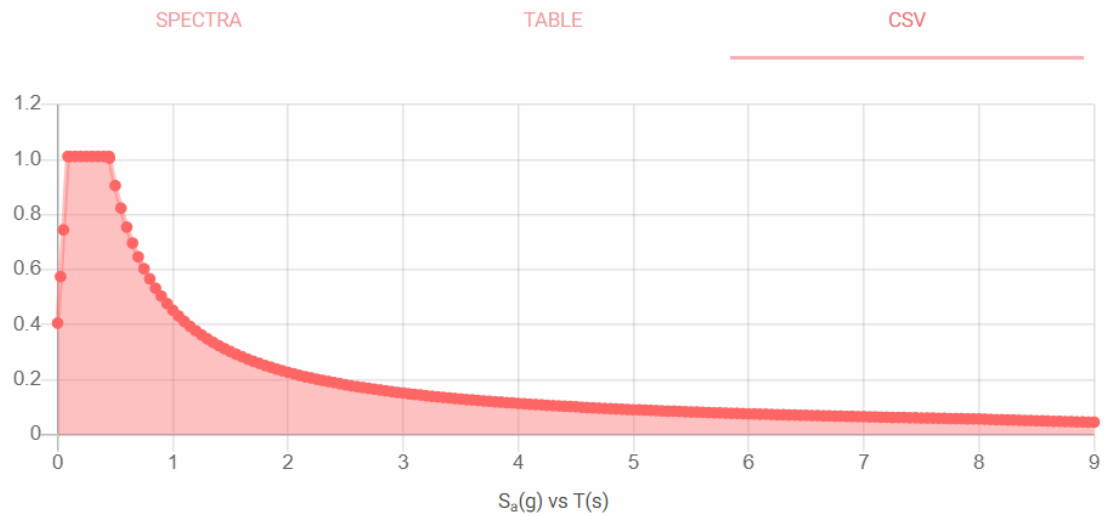


Figura 3.7 Detalles sísmicos

Fuente: ASCE 7-16.

Al tener $S_S=1,264$ se puede obtener el coeficiente de sitio de periodo corto F_a y el coeficiente de sitio de periodo largo F_v .

F_a = Coeficiente de sitio de periodo corto.

Table 11.4-1 Short-Period Site Coefficient, F_a

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period

Site Class	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_S .

Figura 3.8 Coeficiente de sitio de periodo corto

Fuente: ASCE 7-16.

F_v = Coeficiente de sitio de periodo largo.

Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient, F_v

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period

Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 ^a	2.0 ^a	1.9 ^a	1.8 ^a	1.7 ^a
E	4.2	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .
^aAlso, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

Figura 3.9 Coeficiente de sitio de periodo largo

Fuente: ASCE 7-16.

Por lo tanto, al hacer uso de las tablas 11.4-1 y 11.4-2 del ASCE 7-16 podemos obtener que:

$$F_a = 1,2$$

$$F_v = 1,5$$

$$S_{MS} = F_a * S_S$$

$$S_{MS} = 1,2 * 1,264 = 1,5168$$

$$S_{M1} = F_v * S_1$$

$$S_{M1} = 1,5 * 0,452 = 0,678$$

Donde:

S_{MS} = El parámetro de aceleración de respuesta espectral del MCER, amortiguado al 5%, para períodos cortos ajustado por los efectos de la clase de sitio.

S_{M1} = El parámetro de aceleración de respuesta espectral del MCER, amortiguado al 5%, para un período de 1 segundo ajustado por los efectos de la clase de sitio.

Con los resultados previamente obtenidos es posible calcular parámetros de aceleraciones espectrales de diseño, de forma que se pueda construir el espectro.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} * 1,5168 = 1,011$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} * 0,678 = 0,452$$

Donde:

S_{DS} = Parámetro de aceleración de respuesta espectral, amortiguado al 5%, para períodos cortos en el diseño.

S_{D1} = Parámetro de aceleración de respuesta espectral, amortiguado al 5%, para un período de 1 segundo en el diseño.

Con estos parámetros se puede calcular los periodos principales del espectro y la aceleración en distintos puntos del espectro.

$$T_o = 0,2 \left(\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right)$$

$$T_o = 0,2 \left(\frac{0,452}{1,011} \right) = 0,089 \text{ s}$$

$$T_s = \left(\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right)$$

$$T_s = \left(\frac{0,452}{1,011} \right) = 0,447$$

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + \frac{0,6T}{T_o} \right) \text{ para } T < T_o$$

$$S_a = 1,011 \left(0,4 + \frac{0,6T}{0,089} \right) \text{ para } T < T_o$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \text{ para } T > T_s$$

$$S_a = \frac{0,452}{T} \text{ para } T > T_s$$

$$S_a = S_{DS} \text{ cuando } T_o < T < T_s$$

Donde:

T_o = periodo en el cual empieza la recta de aceleración máxima del espectro, s.

T_s = periodo en el cual termina la recta de aceleración máxima del espectro, s.

S_a = Un espectro de respuesta elástica de aceleraciones que se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (g) y que varía en función del periodo o modo de vibración de la estructura.

- Periodo de la estructura y espectro de diseño

$$T_a = C_t * h_n^x$$

Donde:

T_a = Periodo de la estructura, s.

C_t = Coeficiente del periodo del edificio.

h_n = Altura del edificio, ft.

$$C_t = 0,02$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 43 \text{ ft}$$

$$T_a = 0,02 * 43^{0,75} = 0,34 \text{ s}$$

Estos valores han sido obtenidos de la Tabla 12.8-2 del ASCE 7-16; corresponde a la categoría de otros sistemas estructurales.

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters C_t and x

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

Figura 3.10 Valores de parámetros de periodo aproximado C_t y x

Fuente: ASCE 7-16.

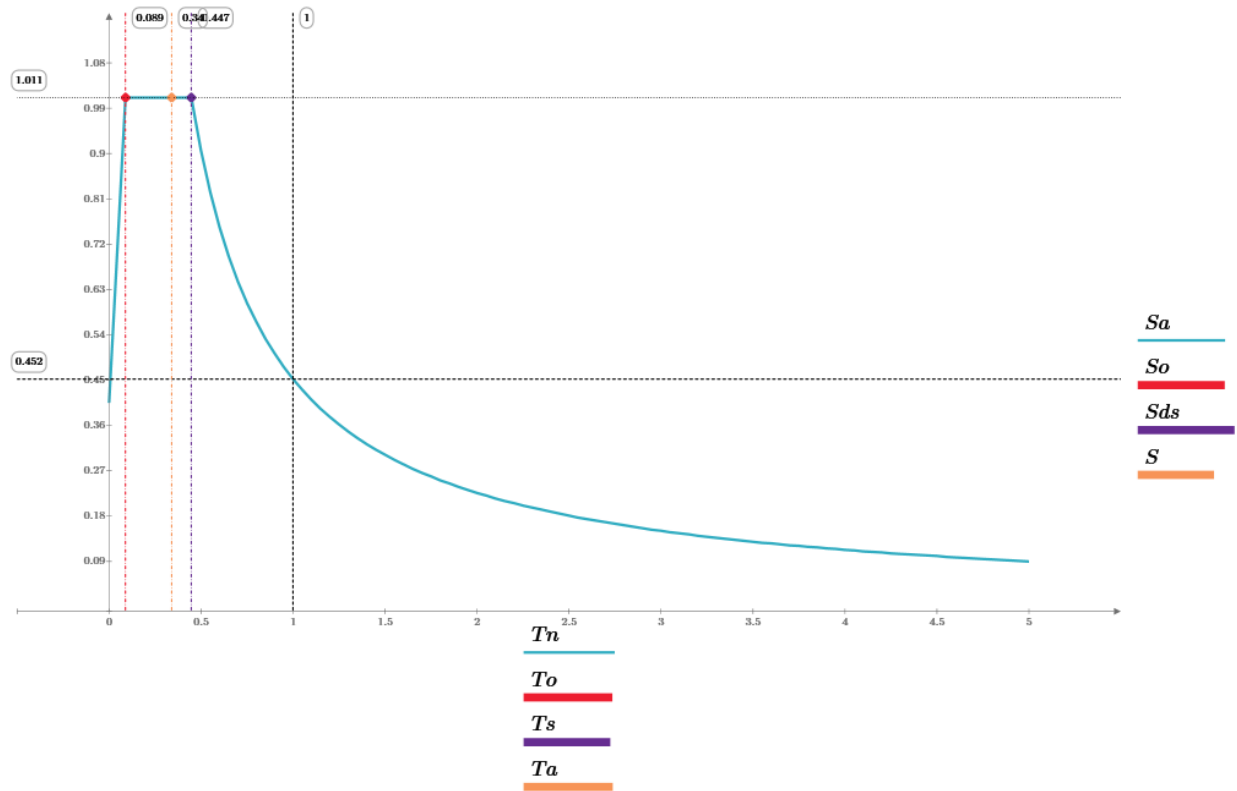


Figura 3.11 Espectro de diseño actualizado.

Fuente: Elaboración propia.

3.2.2 Espectro según la NEC-15

Al tener las características expuestas anteriormente para el Ecuador, se tiene:

$$z = 0,3$$

$$F_a = 1,25$$

$$F_d = 1,4$$

$$F_s = 1,2$$

Donde:

z = factor z (depende de la zona sísmica).

Coefficientes de perfil de suelo.

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Figura 3.12 Tipo de suelo y factores de sitio F_a

Fuente: NEC-15.

F_d = Desplazamientos para diseño en roca.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 3.13 Tipo de suelo y factores de sitio F_d

Fuente: NEC-15.

F_s = Comportamiento no lineal de los suelos.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 3.14 Tipo de suelo y factores de sitio F_s

Fuente: NEC-SE-DS.

Con los valores de las Figuras 3.12 a 3.14, se procederá a obtener datos necesarios para el cálculo del espectro de diseño y valores específicos que posteriormente serán utilizados.

$$T_o = 0,1F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0,1(1,2) * \frac{1,4}{1,25} = 0,134 \text{ s}$$

$$T_s = 0,55F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_s = 0,55(1,2) * \frac{1,4}{1,25} = 0,739 \text{ s}$$

$$S_a = zF_a(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o})$$

$$S_a = 0,3(1,25) \left(1 + (2,6 - 1) \frac{T}{0,134} \right) \text{ para } T < T_o$$

$$S_a = \eta z F_a \left(\frac{T_s}{T} \right)^r$$

$$S_a = 2,6(0,3)1,25 \left(\frac{0,739}{T} \right)^1 \text{ para } T > T_s$$

$$S_a = \eta z F_a$$

$$S_a = 2,6(0,3)1,25 = 0,975 \text{ s para } T_0 < T < T_s$$

Donde:

η = La relación entre el valor de la aceleración espectral S_a (con una duración de 0,1 segundos) y el PGA para el periodo de retorno elegido.

$$\eta = 2,60\text{-Provincias del Oriente}$$

r = Coeficiente utilizado en el espectro de diseño elástico que varía en función de la ubicación geográfica del proyecto.

$$r = 1 \text{ para tipo de suelo A, B o C}$$

S_a = Un espectro de respuesta elástica de aceleraciones que se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (g) y que varía en función del periodo o modo de vibración de la estructura.

T = periodo en cualquier punto del espectro, s.

- Periodo de la estructura y espectro de diseño

$$T_a = 0,34 \text{ s (Calculado anteriormente en 3.2.1)}$$

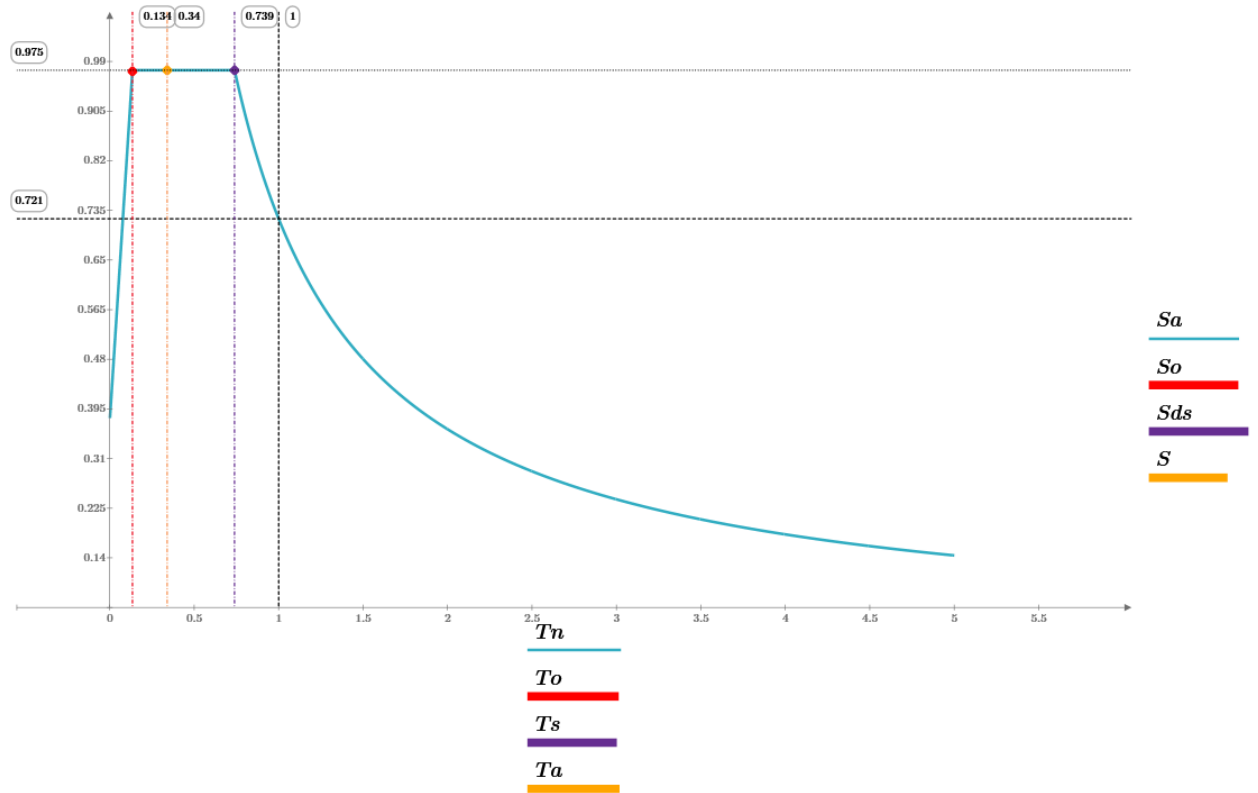


Figura 3.15 Espectro de diseño según la NEC-15

Fuente: Elaboración propia.

La figura 3.15 indica que la aceleración espectral de diseño se encuentra en el rango de T_0 a T_s , lo que resulta en una aceleración espectral de diseño S_a de 0,975g. Al utilizar el método de la fuerza lateral equivalente, no es necesario construir el espectro de respuesta, puesto que éste se incluye implícitamente en el cálculo de C_s .

Es posible determinar el periodo de la estructura mediante un análisis estructural, pero el ASCE 7-16 establece un límite en el periodo que se puede utilizar para calcular la aceleración espectral, que es de:

$$T_{max} = C_u * T_a$$

$$T_{max} = 1,4 * 0,34 = 0,48 \text{ s}$$

El valor de C_u (coeficiente para límite superior) se encuentra en la Tabla 12.8-1 del ASCE 7-16 y dependerá de la aceleración espectral en el periodo de $T=1\text{s}$; lo que nos daría una aceleración de $S_a=0,721$.

Table 12.8-1 Coefficient for Upper Limit on Calculated Period

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{D1}	Coefficient C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Figura 3.16 Coeficiente para límite superior

Fuente: ASCE 7-16.

El espectro de diseño a usar será el de las coordenadas dadas por el IBC, sin embargo, el espectro no es el mismo debido a que la norma usada es del ASCE 7-16 en lugar del ASCE 7-10.

3.2.3 Determinar la categoría de riesgo y de diseño sísmico

La categoría de riesgo depende del uso u ocupación de estructuras y edificios; al tener un hotel como estructura se lo puede clasificar como categoría de riesgo II según el ASCE 7-16 Tabla 1.5-1. Por lo tanto, al encontrarse dentro de esta categoría, según la Tabla 1.5-2 puede asignársele un factor de importancia I_e de 1.

Para conocer la categoría de diseño sísmico hay que tener en cuenta que el sitio de clase es C, por las coordenadas dadas por el IBC se puede decir que el edificio se encontrará en Irvine, California; por tanto se analizan la siguientes consideraciones:

- Cuando S_1 es menor o igual a 0,04 y S_s es menor o igual a 0,15; la categoría de diseño sísmico es A. Esta condición está dada en el ASCE 7-16 sección 11.4.2.

$$S_s = 1,264 > 0,15 \text{ NO ES CATEGORÍA A}$$

- Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta de periodo corto. Esta condición se encuentra en el ASCE 7-16 Tabla 11.6-1.

TABLE 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short-Period Response Acceleration Parameter

Value of S_{DS}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Figura 3.17 Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta de periodo corto

Fuente: ASCE 7-16.

Como $S_{DS} = 1,264$, mayor que 0,5 y con una categoría de riesgo de II, se determina que se encuentra en una categoría de diseño sísmico D.

- Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta de un periodo de 1s. Esta condición se encuentra en el ASCE 7-16 Tabla 11.6-2.

TABLE 11.6-2 Seismic Design Category Based on 1-s Period Response Acceleration Parameter

Value of S_{D1}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Figura 3.18 Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta de un periodo de 1s

Fuente: ASCE 7-16.

Como $S_{D1} = 0,452$; mayor que 0,2 y con una categoría de riesgo de II, se determina que se encuentra en una categoría de diseño sísmico D.

- Las estructuras que se encuentran en categorías de riesgo I, II y III, con S_1 mayor a 0,75; se les asignará a la categoría de diseño sísmico E. Estructuras de categoría de riesgo IV que tengan S_1 mayor a 0,75 entrarán en la categoría de diseño sísmico F. Estas condiciones se encuentran en la sección 11.6 del ASCE 7-16.

Como $S_1 = 0,452$; menor que 0,75 y con una categoría de riesgo de II, no cumple ninguna de estas condiciones.

Por tanto, se determina que la estructura entra en una categoría de diseño sísmico D.

Para la selección del proceso de análisis, se requiere hacer uso de la tabla 12.6-1 del ASCE 7-16, misma que indica los procesos permitidos a usar en el análisis de una estructura. Los criterios a tomar en cuenta para escoger el tipo de análisis están basados en la categoría de diseño sísmico de la estructura, sistema estructural, propiedades dinámicas y regularidad.

Table 12.6-1 Permitted Analytical Procedures

Seismic Design Category	Structural Characteristics	Equivalent Lateral Force Procedure, Section 12.8 ^a	Modal Response Spectrum Analysis, Section 12.9.1, or Linear Response History Analysis, Section 12.9.2 ^a	Nonlinear Response History Procedures, Chapter 16 ^a
B, C	All structures	P	P	P
D, E, F	Risk Category I or II buildings not exceeding two stories above the base	P	P	P
	Structures of light-frame construction	P	P	P
	Structures with no structural irregularities and not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height	P	P	P
	Structures exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height with no structural irregularities and with $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Structures not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height and having only horizontal irregularities of Type 2, 3, 4, or 5 in Table 12.3-1 or vertical irregularities of Type 4, 5a, or 5b in Table 12.3-2	P	P	P
	All other structures	NP	P	P

^aP: Permitted; NP: Not Permitted; $T_s = S_{D1}/S_{D5}$.

Figura 3.19 Procesos de análisis permitidos

Fuente: ASCE 7-16.

Como se observa en la Figura 3.19, el proceso de la fuerza lateral equivalente es permitido para estructuras de enmarcado de madera; en consecuencia, se hará uso de este método.

3.3 Diseño de elementos estructurales

De la Tabla 12.2-1 del ASCE 7-16 para estructuras con recubrimiento de paneles estructurales de madera calificado para resistencia a cortante:

$$R = 6,5$$

$$\Omega_o = 3$$

$$C_d = 4$$

Donde:

R = Coeficiente de modificación de respuesta.

W_o = Factor de sobreesfuerzo.

C_d = Factor de amplificación de deflexión.

Al tener una estructura a ser diseñada con muros enmarcados de madera recubiertos con paneles estructurales de madera calificados para resistencia a cortante en una categoría de diseño sísmico D, la altura máxima permitida es 65ft según la Tabla 12.1-1 del ASCE 7-16; al tener nuestra estructura una altura menor, no se presenta ningún problema para ser diseñada.

3.3.1 Cortante basal y fuerzas en muros de corte

- S_{DS} máximo para la determinación de C_s y E_v

El valor de S_{DS} según el ASCE 7-16 sección 12.8.1.3, puede ser usado como 1, pero no menor que el 70% del S_{DS} , siempre y cuando se cumplan algunas condiciones.

El edificio no tiene irregularidades. CUMPLE.

La estructura no excede de 5 pisos sobre el nivel de la base. CUMPLE.

La estructura tiene un periodo fundamental menor 0,5 s. CUMPLE.

La estructura cumple con los requerimientos del ASCE 7-16 sección 12.3.4.2; al tener más de 2 tramos de marco de muros de corte en cada lado de la estructura. El número de tramos para un muro de corte de madera será calculado como dos veces la longitud del

muro de corte dividida para la altura del piso. Por tanto, se puede tomar el valor de $r = 1$ para ambas direcciones Norte-Sur y Este-Oeste. CUMPLE.

La estructura no se encuentra en una clase de sitio E o F. CUMPLE.

La estructura se encuentra en la categoría de riesgo I o II. CUMPLE.

- Determinar C_s

C_s es el coeficiente de respuesta sísmico. Este va a ser evaluado respecto a la sección 12.8.1.1 del ASCE 7-16.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}}$$

$$C_s = \frac{1,011}{\frac{6,5}{1}} = 0,155$$

- Como $T \leq T_L$, entonces el límite para el coeficiente de respuesta sísmico será:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T_a \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

$$C_s = \frac{0,452}{0,34 \left(\frac{6,5}{1} \right)} = 0,204$$

- C_s no debe ser menor que:

$$C_s = 0,044(S_{DS} * I_e) \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044(1,011 * 1) \geq 0,01$$

$$C_s = 0,04 \geq 0,01$$

Como se ve el valor C_s de 0,155 se encuentra entre el valor mínimo de 0,04 y el máximo de 0,204.

3.3.1.1 Carga para fuerzas muros de corte en sentido E-O

- Carga muerta del techo

Se haya multiplicado la carga muerta del techo por el ancho del mismo.

$$20psf * (48ft) = 960 lb/ft$$

- Carga muerta de muros N-S:

Existe un muro de corte por cada línea (1-4) por tanto existen 4 muros de corte. Para hallar la carga que tendrán los muros se tomará en cuenta el peor caso; es decir la longitud de muro completa de 96 ft sin tomar en cuenta las aperturas de los mismos, como se muestra en la Tabla 3.9.

Se multiplica el número de muros por el peso de los muros por la altura media del piso superior.

Tabla 3.9 Longitud de muros N-S

N-S			
Línea	b (Longitud de un muro ft)	N° de muros	Longitud de muros
1	96	1	96
2	96	1	96
3	96	1	96
4	96	1	96

Fuente: Elaboración propia.

$$4(15psf) * \left(\frac{8,21ft}{2}\right) = 246 lb/ft$$

- Carga muerta en una tira de techo de 1ft de ancho (W_1):

$$\text{Carga muerta D del techo} + \text{Carga muerta de muro N-S} = 1206,3 lb/ft$$

- Carga muerta de muros E-O:

En este sentido se tiene una longitud de muros total igual a 198ft como se muestra en los planos; estas medidas fueran obtenidas escalando el gráfico del plano en un software de dibujo, obteniendo así los valores mostrados en la Tabla 3.10.

Se multiplica el peso del muro por la longitud sumada de todos los muros por la altura del piso dividido entre 2.

Tabla 3.10 Longitud de muros E-O

E-O			
Línea	b (Longitud de un muro ft)	N° de muros	Longitud de muros
A	12,5	1	12,5
B	11	2	22
C	21,5	2	43
E	21,5	2	43
F	21,5	2	43
G	11	2	22
H	12,5	1	12,5

Fuente: Elaboración propia.

$$15psf * 198ft * \left(\frac{8,21ft}{2}\right) = 12191,85 lb$$

- Carga total del techo:

$$W_1 + \text{Carga muerta de muros E - O}$$

$$1206,3lb/ft * (116ft) + 12191,85lb = 152122,65 lb = 152,12 kips$$

Carga muerta de piso

- Carga muerta D del piso:

$$30psf * 48ft = 1440 lb/ft$$

- Carga muerta de muros N-S:

$$4(15psf) * \left(\frac{9,44ft}{2} + \frac{8,21ft}{2}\right) = 529,5 lb/ft$$

$$4(15psf) * \left(\frac{9,44ft}{2} + \frac{9,44ft}{2}\right) = 566,4 lb/ft$$

- Carga muerta en una tira del 2do y 3er piso de 1ft de ancho

$$W_{1(2,y3)} = 1440 + 566,4 = 2006,4 lb/ft$$

- Carga muerta en una tira del 4to piso de 1ft de ancho

$$W_{1(4)} = 1440 + 529,5 = 1969,5 \text{ lb/ft}$$

- Carga muerta de muros E-O:

$$15 \text{ psf} * 198 \text{ ft} * \left(\frac{9,44 \text{ ft}}{2} + \frac{8,21 \text{ ft}}{2} \right) = 26210,25 \text{ lb}$$

$$15 \text{ psf} * 198 \text{ ft} * \left(\frac{9,44 \text{ ft}}{2} + \frac{9,44 \text{ ft}}{2} \right) = 28036,8 \text{ lb}$$

- Carga total 2do y 3er piso:

$$2006,4 \text{ lb/ft} * (116 \text{ ft}) + 28036,8 \text{ lb} = 260779,2 \text{ lb} = 260,78 \text{ kips}$$

- Carga total 4to piso:

$$1969,5 \text{ lb/ft} * (116 \text{ ft}) + 26210,25 \text{ lb} = 254672,25 \text{ lb} = 254,67 \text{ kips}$$

- Carga total (techo + pisos):

$$152,12 \text{ kips} + 260,78 \text{ kips}(2) + 254,67 \text{ kips} = 928,35 \text{ kips}$$

3.3.1.2 Cálculo del cortante basal y su distribución en sentido E-O

$$V = C_s * W$$

$$V = 0,155 * 928,35 = 143,9 \text{ kips}$$

Donde:

V = Cortante basal, kips.

W = Peso sísmico efectivo, kips.

- Distribución vertical del cortante

La fuerza lateral sísmica F_x en cualquier nivel será determinada mediante la sección 12.8.3 del ASCE 7-16:

$$F_x = C_{vx} * V$$

$$C_{vx} = \frac{(w_x * h_x^k)}{(\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k)}$$

$$\text{Coeficiente } F_x = \frac{(V * h_x^k)}{(\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k)}$$

Donde:

C_{vx} = Factor de distribución vertical.

w_i y w_x = Porción del peso sísmico efectivo total de la estructura (W) ubicado o asignado a un nivel i o x , kips.

h_i y h_x = Altura desde la base a un nivel i o x , ft.

k = es un exponente relacionado al periodo de la estructura:

Para estructuras que tengan un periodo igual o menor a 0,5 s; $k=1$.

El procedimiento mencionado se muestra en la Tabla 3.11.

Tabla 3.11 Distribución vertical del cortante sentido E-O

Nivel	w_x (k)	h_x (ft)	$w_x * h_x^k$ (k*ft)	C_{vx}	F_x (k)	Coeficiente F_x	$F_{tot\ ac}$ (k)
Techo	152,12	36,53	5557,04	0,28	39,67	0,26	39,67
Cuarto piso	254,67	28,32	7212,32	0,36	51,49	0,20	91,17
Tercer piso	260,78	18,88	4923,51	0,24	35,15	0,13	126,32
Segundo piso	260,78	9,44	2461,76	0,12	17,58	0,07	143,89
Total	928,35		20154,63		143,89		143,89

Fuente: Elaboración propia.

El $F_{tot\ ac}$ es el F_x acumulado hacia abajo en los distintos pisos.

- Cálculo del cortante unitario

Cargas y reacciones a diafragmas en los muros de corte

$$w_u = \text{Coeficiente } F_x (W_1)$$

$$R_u = w_u (L_{tributaria})$$

Donde:

w_u = Carga hacia el diafragma del nivel, lb/ft.

W_1 = Carga muerta en una tira del nivel de 1ft de ancho, lb/ft.

R_u = Reacción generada en una línea de muro del nivel, lb.

$L_{tributaria}$ = Longitud tributaria de la línea que se analice, se toma la mitad de un lado y la mitad del otro.

Fuerzas a media altura de los niveles

$$R_{u1} = \text{Coeficiente } F_x [15 \text{ psf } (ht)(b)]$$

R_{u1} = Reacción generada en el centro de dos niveles.

15 psf = Peso de muro.

ht = altura tributaria correspondiente a cada nivel. Ejemplo, para el tercer piso se toma la mitad de la altura del tercer piso y la mitad de altura del segundo piso.

b = ancho del edificio.

Cortante del piso por línea de muro

$$V_U = R_u + R_{u1} + V_{UA}$$

$$v_U = V_U/b$$

Donde:

V_U = Cortante del piso de una línea de muro.

V_{UA} = Cortante resultante de pisos anteriores.

v_U = Cortante unitario del piso de una línea de muro.

Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga a usar serán en base al método ASD que se colocaron en el Capítulo 2 que contengan efecto sísmico.

$$1,0D + 0,7E_v + 0,7E_h$$

$$1,0D + 0,525E_v + 0,525E_h + 0,75L + 0,75S$$

$$0,6D - 0,7E_v + 0,7E_h$$

En razón de analizar el peor caso de la capacidad a cortante de los muros de corte, las fuerzas son simplificadas a $0,7E_h$ eliminando las variables que no contengan efecto sísmico horizontal.

Para hallar el cortante producido en cada línea por piso, se utilizaron las longitudes de muros de la Tabla 3.12; en este caso ya se toman en cuenta aperturas de ventanas y/o paredes.

Tabla 3.12 Longitudes de muros tomando en cuenta aperturas en sentido E-O

E-O			
Línea	b (Longitud de un muro ft)	N° de muros	Longitud de muros
A	12,5	1	12,5
B	11	2	22
C	21,5	2	43
E	21,5	2	43
F	21,5	2	43
G	11	2	22
H	12,5	1	12,5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.13 Fuerza cortante de muros en cada línea por piso en sentido E-O

Nivel	Línea	w_u (lb/ft)	R_u (lb)	R_{ui} (lb)	V_u (lb)	v_u (lb/ft)	$0,7*\rho*Vu$ (lb)	$0,7*\rho*v_u$ (lb/ft)
Cuarto piso	A	314,61	1573,06	200,74	1773,80	141,90	1241,66	99,33
	B	314,61	5348,40	353,30	5701,71	259,17	3991,19	181,42
	C	314,61	8809,14	690,55	9499,68	220,92	6649,78	154,65
	E	314,61	8809,14	690,55	9499,68	220,92	6649,78	154,65
	F	314,61	6292,24	690,55	6982,79	162,39	4887,95	113,67
	G	314,61	4089,96	353,30	4443,26	201,97	3110,28	141,38
	H	314,61	1573,06	200,74	1773,80	141,90	1241,66	99,33
	Tercer piso	A	398,22	1991,08	334,56	4099,45	327,96	2869,61
B		398,22	6769,68	588,83	13060,22	593,65	9142,16	415,55
C		398,22	11150,07	1150,90	21800,65	506,99	15260,46	354,89
E		398,22	11150,07	1150,90	21800,65	506,99	15260,46	354,89
F		398,22	7964,33	1150,90	16098,02	374,37	11268,61	262,06
G		398,22	5176,82	588,83	10208,91	464,04	7146,24	324,83
H		398,22	1991,08	334,56	4099,45	327,96	2869,61	229,57
Segundo piso		A	270,45	1352,26	238,59	5690,29	455,22	3983,20
	B	270,45	4597,68	419,91	18077,81	821,72	12654,47	575,20
	C	270,45	7572,65	820,74	30194,04	702,19	21135,83	491,53
	E	270,45	7572,65	820,74	30194,04	702,19	21135,83	491,53
	F	270,45	5409,03	820,74	22327,79	519,25	15629,45	363,48
	G	270,45	3515,87	419,91	14144,69	642,94	9901,29	450,06
	H	270,45	1352,26	238,59	5690,29	455,22	3983,20	318,66
	Primer piso	A	135,23	676,13	119,29	6485,72	518,86	4540,00
B		135,23	2298,84	209,96	20586,61	935,76	14410,63	655,03
C		135,23	3786,32	410,37	34390,73	799,78	24073,51	559,85
E		135,23	3786,32	410,37	34390,73	799,78	24073,51	559,85
F		135,23	2704,52	410,37	25442,68	591,69	17809,87	414,18
G		135,23	1757,94	209,96	16112,59	732,39	11278,81	512,67
H		135,23	676,13	119,29	6485,72	518,86	4540,00	363,20

Fuente: Elaboración propia

3.3.1.3 Cargas para fuerzas muros de corte en sentido Norte-Sur

Carga muerta del techo:

Se haya multiplicando la carga muerta del techo por el largo del mismo.

$$20psf * (116ft) = 2320 lb/ft$$

- Carga muerta de muros E-O:

Existe muros de corte en las líneas (A, B, C, E, F, G, H) por tanto existen 7 líneas de muros de corte.

Se multiplica el número de líneas de muros por el peso de los muros por la altura media del piso superior.

$$7(15psf) * \left(\frac{8,21ft}{2}\right) = 431,025 lb/ft$$

- Carga muerta en una tira de techo de 1ft de ancho (W_1):

$$\text{Carga muerta D del techo} + \text{Carga muerta de muro E-O} = 2751,03 lb/ft$$

- Carga muerta de muros N-S:

En este sentido se tiene una longitud de muros total igual a $384ft$ como se muestra en los planos; como se mencionó se tomará la longitud completa para hallar la carga para el caso más desfavorable; estas medidas fueran obtenidas escalando el gráfico del plano en un software de dibujo.

Se multiplica el peso del muro por la longitud sumada de todos los muros por la altura del piso dividido entre 2.

$$15psf * 384ft * \left(\frac{8,21ft}{2}\right) = 23644,8 lb$$

- Carga total del techo:

$$W_1 + \text{Carga muerta de muros N - S}$$

$$2751,03lb/ft * (48ft) + 23644,8lb = 155694 lb = 155,69 kips$$

Carga muerta de piso

- Carga muerta D del piso:

$$30psf * 116ft = 3480 lb/ft$$

- Carga muerta de muros E-O:

$$7(15psf) * \left(\frac{9,44ft}{2} + \frac{8,21}{2} \right) = 926,625 lb/ft$$

$$7(15psf) * \left(\frac{9,44ft}{2} + \frac{9,44}{2} \right) = 991,2 lb/ft$$

- Carga muerta en una tira del piso de 1ft de ancho

$$W_{1(2y3)} = 3480 + 991,2 = 4471,2 lb/ft$$

$$W_{1(4)} = 3480 + 926,63 = 4406,63 lb/ft$$

- Carga muerta de muros N-S:

$$15psf * 384ft * \left(\frac{9,44ft}{2} + \frac{8,21}{2} \right) = 50832 lb$$

$$15psf * 384ft * \left(\frac{9,44ft}{2} + \frac{9,44}{2} \right) = 54374,4 lb$$

- Carga total 2do y 3er piso:

$$4471,2 lb/ft * (48ft) + 54374,4 lb = 269000 lb = 269,0 kips$$

- Carga total 4to piso:

$$4406,63 lb/ft * (48ft) + 50832 lb = 262350 lb = 262,35 kips$$

- Carga total (techo + pisos):

$$155,69 kips + 269 kips(2) + 262,35 kips = 956,03 kips$$

3.3.1.4 Cálculo del cortante basal y su distribución en sentido N-S

$$V = C_s * W$$

$$V = 0,155 * 956,03 = 148,18 kips$$

La variación mínima de la carga y el cortante basal en el sentido Este-Oeste con el sentido Norte-Sur, es debido a las aproximaciones de las dimensiones de muros escaladas en el software de dibujo.

Se muestran las Tablas 3.14 y 3.15 del sentido Norte-Sur.

Tabla 3.14 Distribución vertical del cortante en sentido N-S

Nivel	w_x (k)	h_x (ft)	$w_x * h_x^k$ (k*ft)	C_{vx}	F_x (k)	Coefficiente F_x	$F_{tot\ ac}$ (k)
Techo	155,69	36,53	5687,50	0,27	40,65	0,26	40,65
Cuarto piso	262,35	28,32	7429,75	0,36	53,10	0,20	93,74
Tercer piso	268,99	18,88	5078,57	0,24	36,29	0,13	130,04
Segundo piso	268,99	9,44	2539,28	0,12	18,15	0,07	148,18
Total	956,03		20735,11		148,18		148,18

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.15 Longitudes de muros tomando en cuenta aperturas en sentido N-S

N-S			
Línea	b (Longitud de un muro ft)	N° de muros	Longitud de muros
1	68,41	1	68,41
2	76,61	1	76,61
3	76,61	1	76,61
4	68,41	1	68,41

Fuente: Elaboración propia.

Estas longitudes fueron medidas escalando el plano en un software de dibujo, por tanto, estas longitudes son únicamente donde existe muro completo.

Tabla 3.16 Fuerza cortante de muros en cada línea por piso en sentido N-S

Nivel	Línea	w_u (lb/ft)	R_u (lb)	R_{u1} (lb)	V_u (lb)	v_u (lb/ft)	$0,7*\rho*V_u$ (lb)	$0,7*\rho*v_u$ (lb/ft)
Cuarto piso	1	718,19	7720,56	1099,69	8820,25	128,93	6174,17	90,25
	2	718,19	9516,04	1231,50	10747,54	140,29	7523,28	98,20
	3	718,19	9516,04	1231,50	10747,54	140,29	7523,28	98,20
	4	718,19	7720,56	1099,69	8820,25	128,93	6174,17	90,25
Tercer piso	1	891,86	9587,47	1832,80	20240,51	295,87	14168,36	207,11
	2	891,86	11817,11	2052,49	24617,14	321,33	17232,00	224,93
	3	891,86	11817,11	2052,49	24617,14	321,33	17232,00	224,93
	4	891,86	9587,47	1832,80	20240,51	295,87	14168,36	207,11
Segundo piso	1	603,28	6485,31	1307,02	28032,83	409,78	19622,98	286,84
	2	603,28	7993,52	1463,68	34074,34	444,78	23852,04	311,34
	3	603,28	7993,52	1463,68	34074,34	444,78	23852,04	311,34
	4	603,28	6485,31	1307,02	28032,83	409,78	19622,98	286,84
Primer piso	1	301,64	3242,65	653,51	31929,00	466,73	22350,30	326,71
	2	301,64	3996,76	731,84	38802,94	506,50	27162,06	354,55
	3	301,64	3996,76	731,84	38802,94	506,50	27162,06	354,55
	4	301,64	3242,65	653,51	31929,00	466,73	22350,30	326,71

Fuente: Elaboración propia.

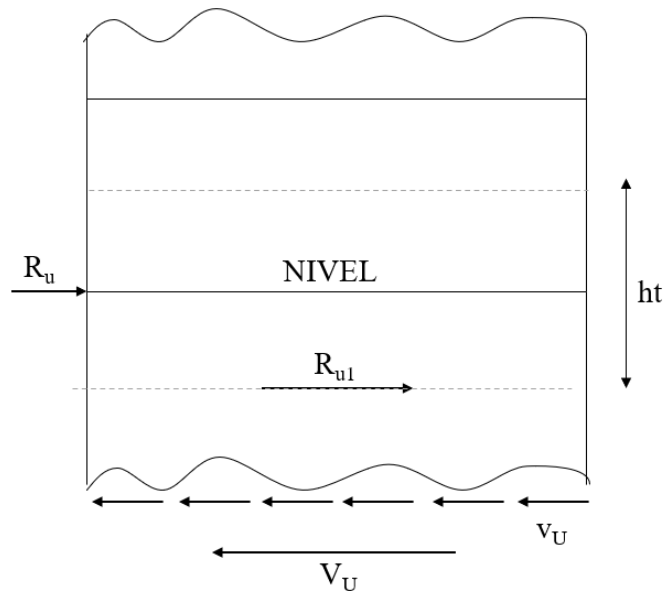


Figura 3.20 Diagrama de cuerpo libre de dos niveles

Fuente: Elaboración propia.

3.3.2 Fuerzas en los diafragmas

- Fuerzas del diafragma en sentido Este-Oeste

Se calculará las fuerzas ejercidas en el diafragma en el sentido Este-Oeste.

Coeficiente F_{px} se usará para el cálculo de las fuerzas del diseño para los diafragmas F_{px} ; se calcula de la siguiente manera.

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} * w_x$$

$$\text{Coficiente } F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i}$$

Donde:

F_i = Fuerza acumulada hasta el nivel a analizar en los muros de corte, kips.

w_i = Peso acumulado hasta el nivel a analizar, kips.

w_x = Peso del piso analizado, kips.

El valor de F_{px} debe encontrarse entre estos valores; en caso de que el valor calculado sea menor que el mínimo del rango propuesto, se tomara el valor mínimo del rango; pero si es mayor se toma el máximo del rango. El valor escogido se lo nombra como F_{px}' .

$$0,2S_{DS}Iw_x \leq F_{px} \leq 0,4S_{DS}Iw_x$$

Estos coeficientes para las fuerzas de los diafragmas se calculan en la Tabla 3.17

Tabla 3.17 Coeficiente F_{px} en los diafragmas en sentido E-O

Nivel	w_x (k)	h_x (ft)	F_x (k)	F_i ac (k)	w_i ac (k)	F_{px} (k)	Coeficiente F_{px}
Techo	152,12	36,53	39,67	39,67	152,12	39,67	0,26
Cuarto piso	254,67	28,32	51,49	91,17	406,79	57,07	0,22
Tercer piso	260,78	18,88	35,15	126,32	667,57	49,34	0,19
Segundo piso	260,78	9,44	17,58	143,89	928,35	40,42	0,16
Total	928,35		143,89				

Fuente: Elaboración propia.

Es correcto realizar observaciones que se deben cumplir para edificios con pisos múltiples, para los coeficientes F_x y F_{px} .

- ✓ El coeficiente F_x y F_{px} son los mismo para el nivel del techo.
- ✓ Los coeficientes máximos al nivel del techo exceden la magnitud del coeficiente del cortante basal.
- ✓ El mínimo valor del coeficiente F_x en el segundo piso es igual al coeficiente del cortante basal.
- ✓ El mínimo valor del coeficiente F_{px} en el segundo piso es igual a la magnitud coeficiente del cortante basal sísmico.

Fuerza al diafragma de cada piso

$$w_{up} = \text{Coeficiente } F_{px}(W1)$$

Donde w_{up} es la fuerza generada en el diafragma de cualquier nivel según corresponda.

Reacciones y cortante

Como el diafragma es tratado como una viga simple, el cortante es igual a la reacción de la viga. Por tanto, el cortante unitario del diafragma es el cortante total dividido para la longitud donde será repartido el cortante. Es importante mencionar que las reacciones se calculan en base a la longitud tributaria para cada línea según corresponda.

$$V_{up} = R_{up} = w_{up}(L_{tributaria})$$

$$v_{up} = \frac{V_{up}}{\text{distancia donde se genera el cortante}}$$

Donde:

V_{up} = Reacción o cortante del diafragma ante la fuerza generada en una línea de muro de un nivel, lb.

v_{up} = Cortante unitario en el diafragma en cada línea de muro, lb/ft.

$L_{tributaria}$ = Longitud tributaria de la línea que se analice, se toma la mitad de un lado y la mitad del otro, ft.

N = Número de líneas de muro.

La distancia donde se genera el cortante será la longitud completa donde existe diafragma, no afecta las longitudes de muros.

Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga a usar serán en base al método ASD que se colocaron en el Capítulo 2 que contengan efecto sísmico.

$$1,0D + 0,7E_v + 0,7E_h$$

$$1,0D + 0,525E_v + 0,525E_h + 0,75L + 0,75S$$

$$0,6D - 0,7E_v + 0,7E_h$$

En razón de analizar el peor caso de la capacidad a cortante de los muros de corte, las fuerzas son simplificadas a $0,7E_h$ eliminando las variables que no contengan efecto sísmico horizontal.

Tabla 3.18 Fuerzas actuando en cada nivel de diafragma en sentido E-O

Nivel	Condiciones		F_{px} (k)	w_{up} (lb/ft)	
	$0,2S_{DS}I_e w_{px} \leq F_{px} \leq 0,4S_{DS}I_e w_{px}$				
Techo	30,76	61,52	SI CUMPLE	39,67	314,61
Cuarto piso	51,49	102,99	SI CUMPLE	57,07	441,39
Tercer piso	52,73	105,46	NO CUMPLE	52,73	379,65
Segundo piso	52,73	105,46	NO CUMPLE	52,73	310,99

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.19 Fuerza cortante actuando en el diafragma en cada línea por piso en sentido E-O

Nivel	Línea	w_{up} (lb/ft)	V_{up} (lb)	v_{up} (lb/ft)	$0,7*\rho*V_{up}$ (lb)	$0,7*\rho*v_{up}$ (lb/ft)
Techo	A	314,61	1573,06	73,78	1101,14	51,65
	B	314,61	5348,40	250,86	3743,88	175,60
	C	314,61	8809,14	183,52	6166,39	128,47
	E	314,61	8809,14	183,52	6166,39	128,47
	F	314,61	6292,24	131,09	4404,57	91,76
	G	314,61	4089,96	191,84	2862,97	134,29
	H	314,61	1573,06	73,78	1101,14	51,65
	Cuarto piso	A	441,39	2206,94	103,51	1544,86
B		441,39	7503,58	351,95	5252,51	246,37
C		441,39	12358,84	257,48	8651,19	180,23
E		441,39	12358,84	257,48	8651,19	180,23
F		441,39	8827,75	183,91	6179,42	128,74
G		441,39	5738,03	269,14	4016,62	188,40
H		441,39	2206,94	103,51	1544,86	72,46
Tercer piso		A	379,65	1898,26	89,04	1328,78
	B	379,65	6454,10	302,73	4517,87	211,91
	C	379,65	10630,28	221,46	7441,19	155,02
	E	379,65	10630,28	221,46	7441,19	155,02
	F	379,65	7593,06	158,19	5315,14	110,73
	G	379,65	4935,49	231,50	3454,84	162,05
	H	379,65	1898,26	89,04	1328,78	62,33
	Segundo piso	A	310,99	1554,96	72,93	1088,47
B		310,99	5286,86	247,98	3700,80	173,58
C		310,99	8707,78	181,41	6095,44	126,99
E		310,99	8707,78	181,41	6095,44	126,99
F		310,99	6219,84	129,58	4353,89	90,71
G		310,99	4042,90	189,63	2830,03	132,74
H		310,99	1554,96	72,93	1088,47	51,05

Fuente: Elaboración propia.

- Fuerzas del diafragma en sentido Norte-Sur

La resolución para el sentido Norte-Sur se presenta de la Tabla 3.20 a 3.22.

Tabla 3.20 Coeficiente F_{px} en los diafragmas en sentido N-S

Nivel	w_x (k)	h_x (ft)	F_x (k)	F_i ac (k)	w_i ac (k)	F_{px} (k)	Coeficiente F_{px}
Techo	155,69	36,53	40,65	40,65	155,69	40,65	0,26
Cuarto piso	262,35	28,32	53,10	93,74	418,04	58,83	0,22
Tercer piso	268,99	18,88	36,29	130,04	687,04	50,91	0,19
Segundo piso	268,99	9,44	18,15	148,18	956,03	41,69	0,16
Total	956,03		148,18				

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.21 Fuerzas actuando en cada nivel de diafragma en sentido N-S

Nivel	Condiciones		F_{px} (k)	w_{up} (lb/ft)
	$0,2S_{DS}I_e w_{px} \leq F_{px} \leq 0,4S_{DS}I_e w_{px}$			
Techo	31,48	62,96	40,65	718,19
Cuarto piso	53,05	106,09	58,83	988,15
Tercer piso	54,39	108,78	54,39	846,28
Segundo piso	54,39	108,78	54,39	693,04

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.22 Fuerza cortante actuando en el diafragma en cada línea por piso en sentido N-S

Nivel	Línea	w_{up} (lb/ft)	V_{up} (lb)	v_{up} (lb/ft)	$0,7*\rho*V_{up}$ (lb)	$0,7*\rho*v_{up}$ (lb/ft)
Techo	1	718,19	7720,56	80,42	5404,39	56,30
	2	718,19	9516,04	99,13	6661,23	69,39
	3	718,19	9516,04	99,13	6661,23	69,39
	4	718,19	7720,56	80,42	5404,39	56,30
Cuarto piso	1	988,15	10622,62	110,65	7435,83	77,46
	2	988,15	13092,99	136,39	9165,09	95,47
	3	988,15	13092,99	136,39	9165,09	95,47
	4	988,15	10622,62	110,65	7435,83	77,46
Tercer piso	1	846,28	9097,47	94,77	6368,23	66,34
	2	846,28	11213,16	116,80	7849,22	81,76
	3	846,28	11213,16	116,80	7849,22	81,76
	4	846,28	9097,47	94,77	6368,23	66,34
Segundo piso	1	693,04	7450,14	77,61	5215,10	54,32
	2	693,04	9182,73	95,65	6427,91	66,96
	3	693,04	9182,73	95,65	6427,91	66,96
	4	693,04	7450,14	77,61	5215,10	54,32

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3 Diseño del diafragma

El diafragma es un elemento estructural grande y con un espesor muy pequeño que se encarga de soportar cargas tanto laterales como en gravedad; el diafragma está compuesto por el recubrimiento del mismo, elementos estructurales que soportan el recubrimiento y algunos miembros de perímetro. (Breyer y otros, 2020)

Teniendo en cuenta las consideraciones del ejemplo sabemos que los miembros que soportarán el diafragma serán vigas I prefabricadas para los pisos y en el caso del techo son armazones prefabricados, por tanto, lo que se realizará será el diseño del recubrimiento que requiere el diafragma para soportar los cortantes, teniendo en cuenta la deflexión que tendrá por cargas gravitatorias.

- Comprobación de carga según APA – The Engineered Wood Association

La comprobación de cargas según APA depende del espaciado de los elementos estructurales que soportarán el recubrimiento del diafragma en cada nivel, por ende, en este caso teniendo en cuenta las características del ejemplo, la separación entre vigas de piso y armazones es de $2\text{ft} = 24\text{ in}$. Los valores dados por el APA se manejan en psf siendo la máxima carga que se puede aplicar.

APA maneja distintas clasificaciones de espaciados o también llamados *span rating* dentro de la publicación APA-Q225 *Load-Span Tables for APA Wood Structural Panels*; estas clasificaciones contienen 2 números x/z , siendo x el máximo espaciamiento de centro a centro entre los elementos de soporte cuando el panel será usado para el recubrimiento del techo y z es el máximo espaciamiento de centro a centro entre elementos de soporte cuando se trata del recubrimiento de piso. (APA-The Engineered Wood Association, 2022)

En el IBC, se proponen al iniciar el ejemplo las clasificaciones de espaciado tanto para techo como para pisos; por tanto, se comprobará si estas clasificaciones cumplen según el APA y posteriormente se obtendrá el recubrimiento y el clavado necesario comprobándolo con la norma SDPWS.

En el caso del techo y del piso el recubrimiento que se planteará será de *Plywood Structural I*, tendrá la longitud más larga del panel perpendicular a los soportes, es decir, como los soportes se encuentran en sentido Este-Oeste, los paneles serán colocados de manera escalonada con la longitud más larga en sentido Norte-Sur.

En el caso del techo se planteó una clasificación de espaciado igual a 32/16, siendo 24 in menor al espaciamiento máximo de esta clasificación por lo tanto es permitido trabajar de esta manera. Las cargas que se toman en cuenta para el análisis de la deflexión en el caso del techo son carga muerta y viva del techo; estas cargas tendrán que ser comparada con los valores de carga permisible que están dados en la Tabla *Ib* del APA-Q225 *Load-Span Tables for APA Wood Structural Panels*. Se evalúan las siguientes condiciones:

$$\text{Carga viva de techo} < \frac{l}{240}$$

$$\text{Carga viva de techo} + \text{Carga muerta de techo} < \frac{l}{180}$$

$$\text{Carga viva de techo} + \text{Carga muerta de techo} < RF * C_D$$

$$\text{Carga viva de techo} + \text{Carga muerta de techo} < RC * C_D$$

Para el piso se planteó una clasificación de espaciado igual a 48/24, siendo 24 in igual al espaciado máximo de esta clasificación por lo tanto es permitido trabajarlo de esta manera. Las cargas que se toman en cuenta para el análisis de la deflexión en el caso del piso son carga muerta y viva del piso; estas cargas tendrán que ser comparadas con los valores de carga permisible que están dados en la Tabla 1b del APA-Q225 *Load-Span Tables for APA Wood Structural Panels 2021*. Se evalúan las siguientes condiciones:

$$\text{Carga viva de piso} < \frac{l}{360}$$

$$\text{Carga viva de piso} + \text{Carga muerta de piso} < \frac{l}{240}$$

$$\text{Carga viva de piso} + \text{Carga muerta de piso} < RF * C_D$$

$$\text{Carga viva de piso} + \text{Carga muerta de piso} < RC * C_D$$

Los valores de 1/240, 1/280 y 1/360 son obtenidos en psf de la tabla de APA anteriormente mencionada, al igual que el valor de carga permisible respecto a la flexión (RF) y el cortante (RC); estos dos últimos son afectados por un factor de duración de carga C_D , según el NDS (*National Design Specification for Wood Construction 2018*) en la Tabla 2.3.2 este factor toma un valor de 1,25 debido a que es carga de la construcción.

Esta verificación se muestra en la Tabla 3.23.

Tabla 3.23 Comprobación APA

Nivel	D (psf)	L (psf)	TL	s	1/360 L	1/360> L	1/240	1/240> (L o TL)	1/180	1/180> TL	RF	RC	RF*CD	RF*CD> TL	RC*CD	RC*CD> TL
Techo	20	20	40	32/16	54	~	81	✓	108	✓	84	249	105	✓	311,25	✓
Cuarto piso	30	40	70	48/24	191	✓	286	✓	382	~	208	404	260	✓	505	✓
Tercer piso	30	40	70	48/24	191	✓	286	✓	382	~	208	404	260	✓	505	✓
Segundo Piso	30	40	70	48/24	191	✓	286	✓	382	~	208	404	260	✓	505	✓

Fuente: Elaboración propia.

Siendo s la clasificación de espaciado seleccionada para cada nivel.

- Diseño del recubrimiento

Teniendo ya la clasificación de espaciado para cada piso, se puede seleccionar el espesor que tendrá el recubrimiento; para ello se utiliza la publicación APA D510 *Panel Design Specification 2020*. Trabajando con la Tabla 12 de la publicación mencionada se pueden observar los espesores que puede tener el recubrimiento según la clasificación de espaciado. En el caso del techo se escogió un espesor de 15/32 in y para el piso 23/32 in.

Conociendo el espesor a usar se puede comprobar si con estas características propuestas, el recubrimiento del diafragma es capaz de soportar el cortante según la norma SDPWS 2021 Tabla 4.2B y Tabla 4.2C.

El SDPWS nos permite comprobar si la fuerza cortante que resiste el panel es mayor a las fuerzas cortantes que se provocan en el diafragma; para todos los niveles se propone una división del área en tres diafragmas, siendo un diafragma toda la parte central del edificio y las otras dos son las zonas donde se encuentran las escaleras.

Para la parte central donde el diafragma tendrá dimensiones de 96x48 ft se propone un diafragma sin bloques *STRUCTURAL I*, debido a que cumple con la relación máxima de largo/ancho de 3:1 dada en la sección 4.2.2 del SDPWS 2021; con clavos 10d (3 in de longitud de clavo; 0,148 in de diámetro de caña; 0,312 de diámetro de cabeza de clavo); la longitud mínima de penetración en miembros estructurales es de 1,5 in; el mínimo espesor del recubrimiento es de 15/32; la distancia mínima de clavado con respecto a los bordes de los paneles y al perímetro es de 3 in y el espacio entre clavos en

el perímetro “X” y los bordes de los paneles soportados “U” será de 6 in. En el caso del clavado de campo la separación será de 12 in debido a que los soportes tienen una separación menor a 48 in.

Para la zonas de gradas donde el diafragma tendrá dimensiones de 34x10 ft en el caso del techo y para los pisos dimensiones de 21,32x10; se propone un diafragma con bloques *STRUCTURAL I*, debido a que cumple con la relación máxima de largo/ancho de 4:1 dada en la sección 4.2.2 del SDPWS 2021; con clavos 10d (3 in de longitud de clavo; 0,148 in de diámetro de caña; 0,312 de diámetro de cabeza de clavo); la longitud mínima de penetración en miembros estructurales es de 1,5 in; el mínimo espesor del recubrimiento es de 15/32; la distancia mínima de clavado con respecto a los bordes de los paneles y al perímetro es de 4 in. Para este caso el clavado es específico, teniendo distintas separaciones para casos diferentes, el espacio entre clavos en el perímetro “X” es de 4 in, la separación de clavos en bordes de panel continuo paralelos a la carga “Y” es de 4 in, el espaciado en otros bordes del panel “Z” es de 6 in. En el caso del clavado de campo la separación será de 12 in debido a que los soportes tienen una separación menor a 48 in.

Dentro del SDPWS existen varios casos para las distintas configuraciones que puede tener un diafragma; como se mencionó el recubrimiento será colocado de manera escalonada y será perpendicular a los elementos de soporte, por tanto, según la Tabla 4.2C del SDPWS, nuestro diafragma al analizarlo en el sentido Este-Oeste será el Caso 1 y para el sentido Norte-Sur se lo analizará siendo el Caso 3. De esto se obtiene y se comprueba si la propuesta de recubrimiento cumple con las fuerzas aplicadas.

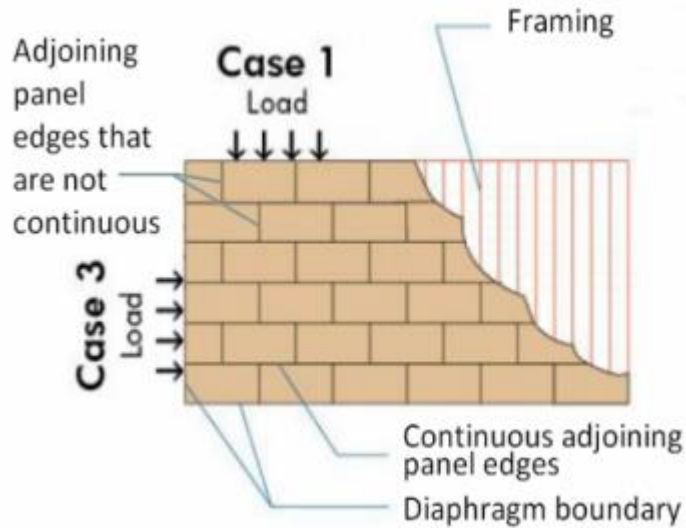


Figura 3.21 Caso 1 y Caso 3 para configuración de diafragma zona central según el SDPWS

Fuente: SDPWS.

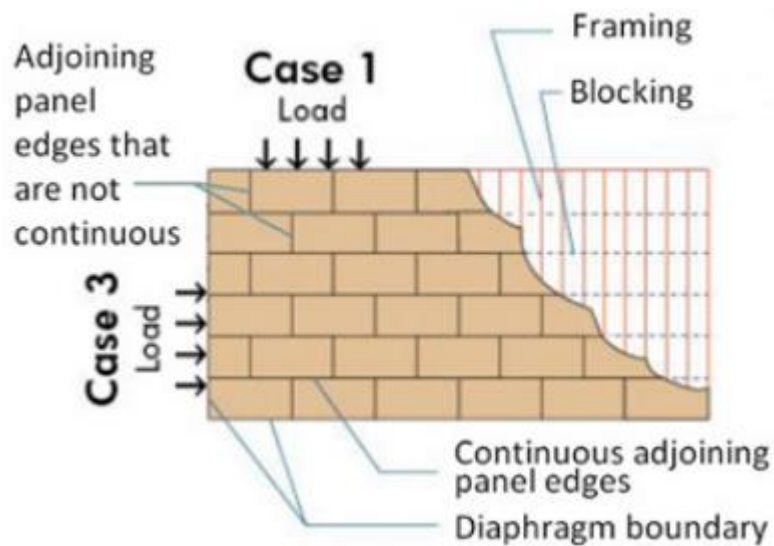


Figura 3.22 Caso 1 y Caso 3 para configuración del diafragma zona de escaleras según SDPWS.

Fuente: SDPWS.

Para el análisis del diafragma se ha calculado nuevamente los cortante generados, esta vez teniendo en cuenta las tres zonas mencionadas, para el sentido Este-Oeste las zonas se han dividido en A-B', B-G, G'-H; siendo B-G la zona central y las otras las zonas de las escaleras. Para hallar las fuerzas/reacciones y los cortantes se siguió el mismo proceso realizado en la sección 3.3.2; para B' y G' se tomó la distancia interna de la zona

de gradas de 34 ft para el techo y 21,32 ft como la longitud donde se desarrollará el cortante, y para B y G se realiza con la distancia de la zona central 48ft como la longitud donde se desarrollará el cortante.

Tabla 3.24 Fuerzas de diseño de diafragma por piso sentido E-O

Nivel	Línea	w_{up} (lb/ft)	V_{up} (lb)	v_{up} (lb/ft)	$0,7*\rho*V_{up}$ (lb)	$0,7*\rho*v_{up}$ (lb/ft)
Techo	A	314,61	1573,06	73,78	1101,14	51,65
	B´	314,61	16674,43	782,10	11672,10	547,47
	B	314,61	16674,43	347,38	11672,10	243,17
	G	314,61	16674,43	347,38	11672,10	243,17
	G´	314,61	16674,43	782,10	11672,10	547,47
	H	314,61	1573,06	73,78	1101,14	51,65
Cuarto piso	A	441,39	2206,94	103,51	1544,86	72,46
	B´	441,39	23393,53	1097,25	16375,47	768,08
	B	441,39	23393,53	487,36	16375,47	341,16
	G	441,39	23393,53	487,36	16375,47	341,16
	G´	441,39	23393,53	1097,25	16375,47	768,08
	H	441,39	2206,94	103,51	1544,86	72,46
Tercer piso	A	379,65	1898,26	89,03	1328,78	62,33
	B´	379,65	20121,60	943,78	14085,12	660,65
	B	379,65	20121,60	419,19	14085,12	293,44
	G	379,65	20121,60	419,19	14085,12	293,44
	G´	379,65	20121,60	943,78	14085,12	660,65
	H	379,65	1898,26	89,03	1328,78	62,33
Segundo piso	A	310,99	1554,96	72,93	1088,47	51,05
	B´	310,99	16482,58	773,10	11537,80	541,17
	B	310,99	16482,58	343,38	11537,80	240,37
	G	310,99	16482,58	343,38	11537,80	240,37
	G´	310,99	16482,58	773,10	11537,80	541,17
	H	310,99	1554,96	72,93	1088,47	51,05

Fuente: Elaboración propia.

Según el SDPWS sección 4.1.4 para diseño sísmico cuando se analiza mediante el método ASD; las capacidades cortantes nominales de la Tabla 4.2B y 4.2C deben ser

reducidas por un factor de 2,8; estas se comparan teniendo en cuenta únicamente el efecto sísmico mayor de entre todas las combinaciones de carga del método ASD. Siendo el mismo $0,7 E_h$. Para esta comparación es importante mencionar que se ha tomado el mayor cortante producido en cada zona de cada piso.

En la Tablas 3.25 se muestra el diseño y comprobación del diafragma en sentido E-O para la zona central y una zona de las exteriores. Se define como Tipo (T) “1” a diafragma sin bloques y “2” como diafragma con bloques. La resistencia nominal se la define como v_n y al número de líneas de clavos como #1.

Tabla 3.25 Diseño del diafragma en sentido E-O

Nivel	s (in)	Espesor selecc. (in)	Mínimo espesor (in)	$0,7 \cdot \rho \cdot v_{up}$ (lb/ft)	T	v_n (lb/ft)	$v_n/2,8$ (lb/ft)	$0,7 \cdot \rho \cdot v_{up}$ < $v_n/2$	Espaciado de clavos (in)			Distancia de clavos al borde (in)
									U	X	Z	
Techo A-B'	32/16	15/32	15/32	547,47	2	2450	875,00	CUMPLE	~	4	(3	4
Techo B-G	32/16	15/32	15/32	243,17	1	895	319,64	CUMPLE	6	6	· 1	3
Cuarto piso A-B'	48/24	23/32	15/32	768,08	2	2450	875,00	CUMPLE	~	4	(3	4
Cuarto piso B-G	48/24	23/32	15/32	341,16	2	1190	425,00	CUMPLE	~	4	(1	2
Tercer piso A-B'	48/24	23/32	15/32	660,65	2	2450	875,00	CUMPLE	~	4	(3	4
Tercer piso B-G	48/24	23/32	15/32	293,44	1	895	319,64	CUMPLE	6	6	· 1	3
Segundo Piso A-B'	48/24	23/32	15/32	541,17	2	2450	875,00	CUMPLE	~	4	(3	4
Segundo Piso B-G	48/24	23/32	15/32	240,37	1	895	319,64	CUMPLE	6	6	· 1	3

Fuente: Elaboración propia.

En todos los casos los clavos serán 10d con una mínima penetración en armadura de 1-1/2.

Se comprobará si este diseño cumple para el sentido N-S. Para el análisis del diafragma se ha calculado nuevamente los cortante generados, esta vez teniendo en cuenta las tres zonas mencionadas, para el sentido Norte-Sur las zonas se han dividido en 1-4, 34ft para el techo y 21,32ft para los pisos; siendo 1-4 la zona central y las otras las zonas

de las escaleras. Para hallar las fuerzas/reacciones y los cortantes se siguió el mismo proceso realizado anteriormente en la sección 3.3.2; para las zonas de las escaleras se tomó la distancia de 34 ft en el caso del techo y 21,32 ft para los pisos como la longitud de donde se obtendrá la longitud tributaria para hallar las fuerzas, y para B y G se realiza con la distancia de la zona central 96ft como la longitud de donde obtendrá longitud tributaria para hallar las reacciones.

Tabla 3.26 Fuerzas de diseño de diafragma por piso en sentido N-S

Nivel	Línea	w_{up} (lb/ft)	V_{up} (lb)	v_{up} (lb/ft)	$0,7*\rho*V_{up}$ (lb)	$0,7*\rho*v_{up}$ (lb/ft)
Techo	1	718,19	17236,59	179,55	12065,62	125,68
	4	718,19	17236,59	179,55	12065,62	125,68
	34 ft	718,19	12209,25	1220,93	8546,48	854,65
Cuarto piso	1	988,15	23715,61	247,04	16600,93	172,93
	4	988,15	23715,61	247,04	16600,93	172,93
	21,32 ft	988,15	10533,68	1053,37	7373,58	737,36
Tercer piso	1	846,28	20310,64	211,57	14217,45	148,10
	4	846,28	20310,64	211,57	14217,45	148,10
	21,32 ft	846,28	9021,31	902,13	6314,92	631,49
Segundo piso	1	693,04	16632,86	173,26	11643,00	121,28
	4	693,04	16632,86	173,26	11643,00	121,28
	21,32 ft	693,04	7387,76	738,78	5171,43	517,14

Fuente: Elaboración propia.

En la Tablas 3.27 se muestra el diseño y comprobación del diafragma en sentido N-S para la zona central y una zona de las exteriores. Se define como Tipo (T) “1” a diafragma sin bloques y “2” como diafragma con bloques. La resistencia nominal se la define como v_n y al número de líneas de clavos como #l.

Tabla 3.27 Diseño del diafragma en sentido N-S

Nivel	s (in)	Espesor selecc. (in)	Mínimo espesor (in)	$0,7*\rho*v_{up}$ (lb/ft)	T	vn (lb/ft)	vn/2,8 (lb/ft)	$0,7*\rho*v_{up}$ <vn/2	Espaciado de clavos (in)					Distancia de clavos al borde (in)
									U	X	Y	Z	#1	
Techo 1-4	32/16	15/32	15/32	125,68	1	895	319,64	CUMPLE	6	6	~	~	1	3
Techo 34 ft	32/16	15/32	15/32	854,65	2	2450	875,00	CUMPLE	~	4	4	6	3	4
Cuarto piso 1-4	48/24	23/32	15/32	172,93	2	1190	425,00	CUMPLE	~	4	4	6	1	2
Cuarto piso 21,32 ft	48/24	23/32	15/32	737,36	2	2450	875,00	CUMPLE	~	4	4	6	3	4
Tercer piso 1-4	48/24	23/32	15/32	172,93	1	895	319,64	CUMPLE	6	6	~	~	1	3
Tercer piso 21,32 ft	48/24	23/32	15/32	631,49	2	2450	875,00	CUMPLE	~	4	4	6	3	4
Segundo Piso 1-4	48/24	23/32	15/32	121,28	1	895	319,64	CUMPLE	6	6	~	~	1	3
Segundo Piso 21,32 ft	48/24	23/32	15/32	517,14	2	2450	875,00	CUMPLE	~	4	4	6	3	4

Fuente: Elaboración propia.

En todos los casos los clavos serán 10d con una mínima penetración en armadura de 1-1/2.

- Cuerdas y colectores

En las estructuras de marcos de madera existen miembros que ayudan a conectar los diafragmas y enlazar el sistema con los muros de corte, siendo estos cuerdas y colectores; estos miembros actuarán como cuerda o colector dependiendo de la dirección de la fuerza aplicada. En la Figura 3.23 y 3.24 se muestra la ubicación de cuerdas y colectores, respectivamente.

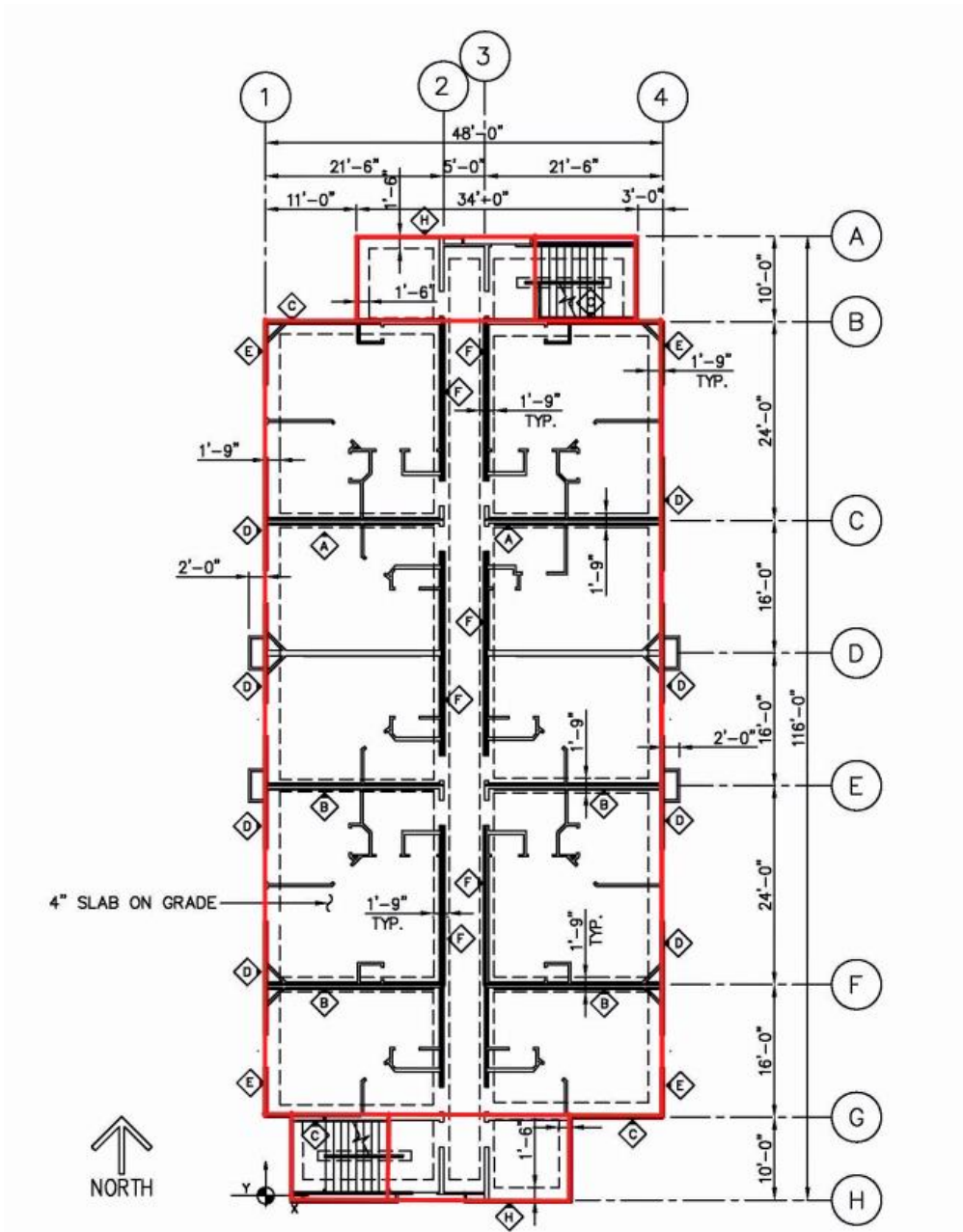


Figura 3.23 Planteamiento de cuerdas

Fuente: Elaboración propia.

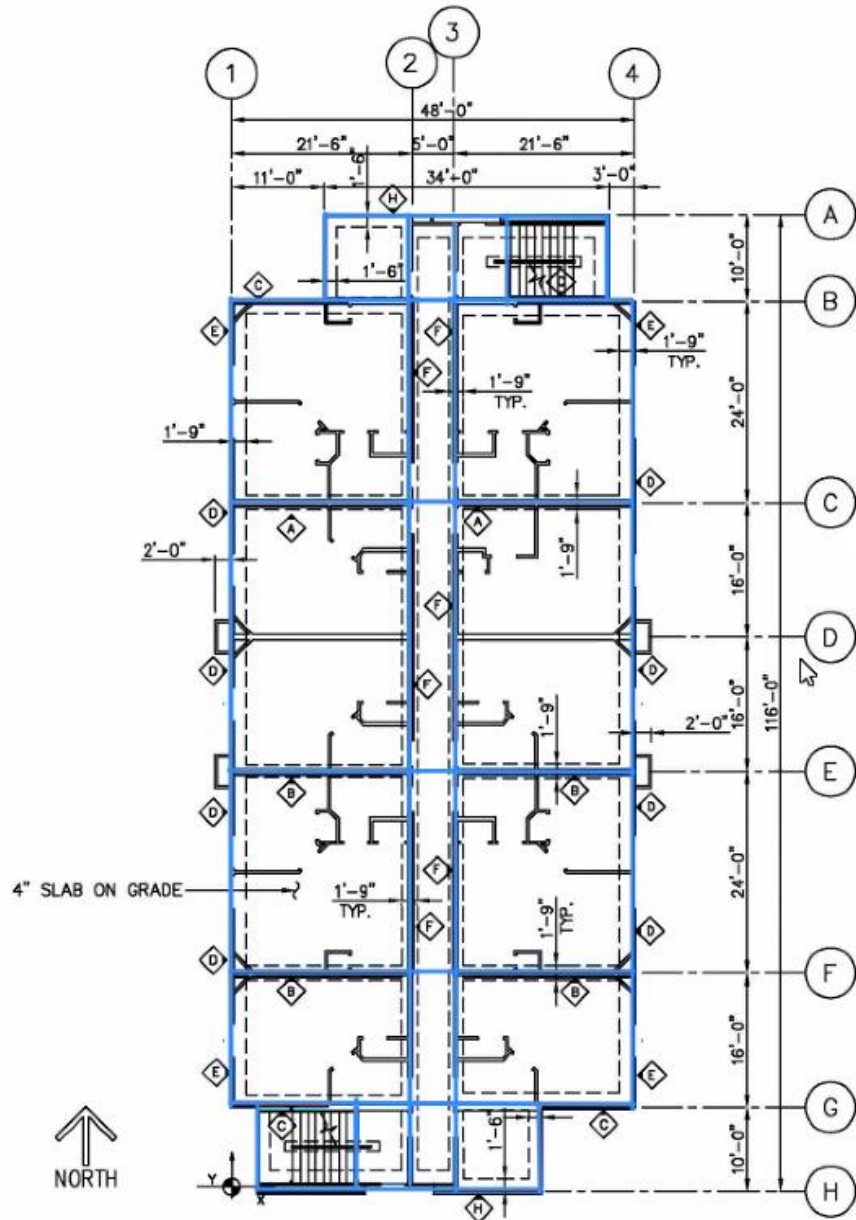


Figura 3.24 Planteamiento de colectores

Fuente: Elaboración propia.

Para el edificio se tomarán para cuerdas y colectores 2 miembros de madera Douglas Fir-Larch No 1. con sección de 4x4 (3 ½ in x 3 ½), para calcular la resistencia que tendrá este miembro se considera.

C_D = Factor de duración de carga = 1,6. Al tratarse de carga sísmica.

C_M = Factor de humedad = 1.

C_t = Factor de temperatura = 1.

C_F = Factor de tamaño = 1,5 para tensión y 1,15 para compresión. Estos valores se obtienen de la Tabla 4A del Suplemento del NDS.

C_i = Factor de incisión = 1. Se considera tabla sin incisión, según DWS.

$$\sigma_{tu} = \sigma_t * C_D * C_M * C_t * C_F * C_i \geq \sigma_u$$

$$\sigma_{cu} = \sigma_c * C_D * C_M * C_t * C_F * C_i \geq \sigma_u$$

Donde:

σ_t = La resistencia nominal a tracción obtenida de la Tabla 4A del Suplemento del NDS, psi.

σ_c = La resistencia nominal a compresión obtenida de la Tabla 4A del Suplemento del NDS, psi.

σ_{tu} = La resistencia última a tracción, psi.

σ_{cu} = La resistencia última a compresión, psi.

σ_u = La resistencia requerida a tracción o compresión, psi.

Las cuerdas de un diafragma se consideran en los bordes del mismo por ende al tener los pisos dividido en las 3 zonas mencionadas, se diseñarán las cuerdas para estos bordes en el sentido N-S y E-O; por lo tanto se calcularán los momentos que se generan por las fuerzas; es importante mencionar que si tomamos las fuerzas en dirección N-S, las cuerdas serán las que se encuentran en sentido E-O debido a que los bordes perpendiculares a la fuerza se consideran como cuerdas; y al analizar las fuerzas en sentido E-O, las cuerdas son los elementos en sentido N-S.

$$M_{max} = \frac{w_{up} * Lc^2}{8}$$

Donde:

M_{max} = Momento generado en el diafragma, lb*ft.

w_{up} = Fuerza del diafragma en cada piso, lb/ft.

Lc = Longitud de la cuerda analizada, ft.

Una vez obtenido el momento se calcula la fuerza máxima a tensión y compresión; esta fuerza para ser analizada debe tomarse en cuenta las combinaciones de carga y el efecto sísmico más desfavorable por ende se toma $0,7E_h$.

$$T = C = \frac{M_{max}}{bc}$$

Donde:

bc = longitud del diafragma perpendicular a la cuerda (base del diafragma), ft.

Estas fuerzas deben ser comparadas con la resistencia ultima a tracción y compresión.

Las cuerdas propuestas en la Figura 3.23; serán las que cierren las 3 zonas de diafragma; a pesar de esto se calcularán las fuerzas de cuerda en caso de que un colector propuesto pase a funcionar como cuerda, como es el análisis de la cuerda A-H.

Se presentan el cálculo de las fuerzas para ambos sentidos en la Tabla 3.28 y 3.29.

Tabla 3.28 Fuerzas de cuerdas N-S calculadas con fuerzas de diafragma E-O

Nivel	Cuerda	w_{up} (lb/ft)	M_{max} (lb*ft)	T=C (lb)	0,7*T (lb)	Cuerdas	Dimensiones reales (in)	Área (in ²)	σ_u (psi)
Techo	A-B	314,61	3932,65	115,67	80,97	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	7,06
	A-H	314,61	529177,35	11024,53	7717,17	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	673,25
	B-G	314,61	362433,00	7550,69	5285,48	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	461,11
	G-H	314,61	3932,65	115,67	80,97	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	7,06
Cuarto piso	A-B	441,39	5517,34	258,79	181,15	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	15,80
	A-H	441,39	742413,41	15466,95	10826,86	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	944,55
	B-G	441,39	508478,15	10593,29	7415,31	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	646,92
	G-H	441,39	5517,34	258,79	181,15	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	15,80
Tercer piso	A-B	379,65	4745,66	222,59	155,81	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	13,59
	A-H	379,65	638575,96	13303,67	9312,57	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	812,44
	B-G	379,65	437359,99	9111,67	6378,17	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	556,44
	G-H	379,65	4745,66	222,59	155,81	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	13,59
Segundo piso	A-B	310,99	3887,40	182,34	127,64	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	11,14
	A-H	310,99	523088,54	10897,68	7628,37	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	665,51
	B-G	310,99	358262,78	7463,81	5224,67	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	455,81
	G-H	310,99	3887,40	182,34	127,64	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	11,14

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.29 Fuerzas de cuerdas E-O calculadas con fuerzas de diafragma N-S

Nivel	Cuerda	w_{up} (lb/ft)	M_{max} (lb*ft)	T=C (lb)	$0,7*T$ (lb)	Cuerdas	Dimensiones reales (in)	Área (in ²)	σ_u (psi)
Techo	1-4	718,19	206839,14	2154,57	1508,20	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	131,58
	34 ft	718,19	103778,67	10377,87	7264,51	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	633,76
Cuarto piso	1-4	988,15	284587,31	2964,45	2075,12	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	181,04
	34 ft	988,15	56144,53	5614,45	3930,12	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	342,87
Tercer piso	1-4	846,28	243727,66	2538,83	1777,18	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	155,04
	34 ft	846,28	48083,57	4808,36	3365,85	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	293,64
Segundo piso	1-4	693,04	199594,37	2079,11	1455,38	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	126,97
	34 ft	693,04	39376,78	3937,68	2756,37	2 de 4x4	3-1/2x3-1/2	11,46	240,47

Fuente: Elaboración propia.

Para ambos sentidos se calcularon las fuerzas de tensión y compresión de cuerdas para compararlas posteriormente con las fuerzas de colectores y así conocer cuál será la fuerza diseño para los miembros Este-Oeste y Norte-Sur.

Los colectores en cambio son miembros que transmiten la fuerza del diafragma hacia los muros de corte donde no existe soporte o donde existe apertura, estos elementos se consideran colectores cuando la fuerza actúa paralela a estos.

En el cálculo de la fuerza de colector se debe tomar en cuenta la fuerza cortante generada en el diafragma por ende se trabaja con las fuerzas laterales del diafragma de cada piso w_{up} y las reacciones generadas en cada línea en sentido E-O V_{up} , estos valores podemos obtener de la Tabla 3.19. Al tener los valores de las reacciones se debe calcular el cortante que se genera a lo largo del diafragma v_d y también el cortante que se genera en el diafragma en la longitud de los muros de corte existentes en la línea v_m .

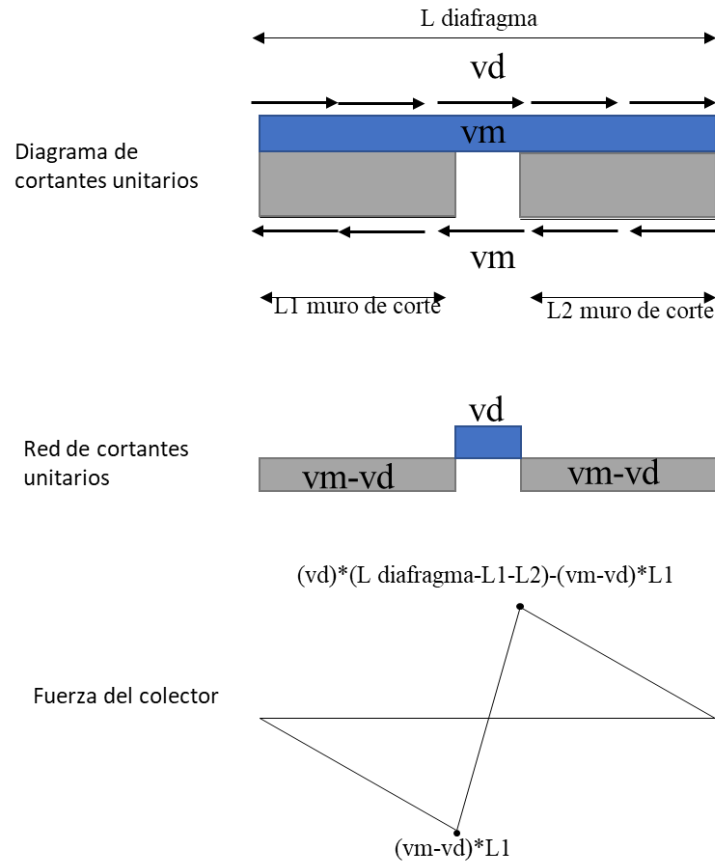


Figura 3.25 Método de obtención fuerzas del colector.

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 3.25 anteriormente mostrada expresa el método con el que se obtuvieron las fuerzas de colectores, ambos puntos mostrados son los máximos a compresión y tracción.

Tabla 3.30 Longitudes de segmentos de colectores

Longitudes de segmentos de colectores (ft)					
Línea 1 y 4	8,20	3,64	3,61	8,20	3,94
Línea 2 y 3	10,00	8,20		8,37	12,83

Fuente: Elaboración propia.

Las longitudes de colectores de la Tabla 3.30 fueron obtenidas escalando el plano en un software de dibujo. Estas longitudes están de Norte a Sur. Donde no existe segmento de muro completo.

Tabla 3.31 Fuerzas de colectores en sentido E-O

Nivel	Colector	w_{up} (lb/ft)	V_{up} (lb)	vd (lb/ft)	vm (lb/ft)	Máximo tracción (lb)	Máximo compresión (lb)	Máximo absoluto (lb)
Techo	A	314,61	1573,06	46,27	125,84	994,73	0,00	994,73
	B	314,61	5348,40	111,43	243,11	1448,53	1448,53	1448,53
	C	314,61	8809,14	183,52	204,86	458,81	458,81	458,81
	E	314,61	8809,14	183,52	204,86	458,81	458,81	458,81
	F	314,61	6292,24	131,09	146,33	327,72	327,72	327,72
	G	314,61	4089,96	85,21	185,91	1107,70	1107,70	1107,70
	H	314,61	1573,06	46,27	125,84	-994,73	0,00	994,73
	Cuarto piso	A	441,39	2206,94	103,51	176,55	913,00	0,00
B		441,39	7503,58	156,32	341,07	2032,22	2032,22	2032,22
C		441,39	12358,84	257,48	287,41	643,69	643,69	643,69
E		441,39	12358,84	257,48	287,41	643,69	643,69	643,69
F		441,39	8827,75	183,91	205,30	459,78	459,78	459,78
G		441,39	5738,03	119,54	260,82	1554,05	1554,05	1554,05
H		441,39	2206,94	103,51	176,55	-913,00	0,00	913,00
Tercer piso		A	379,65	1898,26	89,04	151,86	785,30	0,00
	B	379,65	6454,10	134,46	293,37	1747,98	1747,98	1747,98
	C	379,65	10630,28	221,46	247,22	553,66	553,66	553,66
	E	379,65	10630,28	221,46	247,22	553,66	553,66	553,66
	F	379,65	7593,06	158,19	176,58	395,47	395,47	395,47
	G	379,65	4935,49	102,82	224,34	1336,69	1336,69	1336,69
	H	379,65	1898,26	89,04	151,86	-785,30	0,00	785,30
	Segundo piso	A	310,99	1554,96	72,93	124,40	643,28	0,00
B		310,99	5286,86	110,14	240,31	1431,86	1431,86	1431,86
C		310,99	8707,78	181,41	202,51	453,53	453,53	453,53
E		310,99	8707,78	181,41	202,51	453,53	453,53	453,53
F		310,99	6219,84	129,58	144,65	323,95	323,95	323,95
G		310,99	4042,90	84,23	183,77	1094,95	1094,95	1094,95
H		310,99	1554,96	72,93	124,40	-643,28	0,00	643,28

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.32 Fuerzas de colectores en sentido N-S

Nivel	Colector	w_{up} (lb/ft)	V_{up} (lb)	vd (lb/ft)	vm (lb/ft)	Máximo tracción (lb)	Máximo compresión (lb)	Máximo absoluto (lb)
Techo	1	718,19	7720,56	80,42	112,86	316,20	404,24	404,24
	2	718,19	9516,04	82,03	124,21	1051,73	820,35	1051,73
	3	718,19	9516,04	82,03	124,21	1051,73	820,35	1051,73
	4	718,19	7720,56	80,42	112,86	316,20	404,24	404,24
	entre 1-2	718,19	12209,25	1220,93		12209,25		12209,25
	entre 3-4	718,19	12209,25	1220,93		12209,25		12209,25
Cuarto piso	1	988,15	10622,62	110,65	155,28	435,06	556,19	556,19
	2	988,15	13092,99	112,87	170,90	1447,06	1128,71	1447,06
	3	988,15	13092,99	112,87	170,90	1447,06	1128,71	1447,06
	4	988,15	10622,62	110,65	155,28	435,06	556,19	556,19
	entre 1-2	988,15	10533,68	1053,37		10533,68		10533,68
	entre 3-4	988,15	10533,68	1053,37		10533,68		10533,68
Tercer piso	1	846,28	9097,47	94,77	132,98	372,59	476,34	476,34
	2	846,28	11213,16	96,67	146,37	1239,30	966,65	1239,30
	3	846,28	11213,16	96,67	146,37	1239,30	966,65	1239,30
	4	846,28	9097,47	94,77	132,98	372,59	476,34	476,34
	entre 1-2	846,28	9021,31	902,13		9021,31		9021,31
	entre 3-4	846,28	9021,31	902,13		9021,31		9021,31
Segundo piso	1	693,04	7450,14	77,61	108,90	305,13	390,08	390,08
	2	693,04	9182,73	79,16	119,86	1014,89	791,61	1014,89
	3	693,04	9182,73	79,16	119,86	1014,89	791,61	1014,89
	4	693,04	7450,14	77,61	108,90	305,13	390,08	390,08
	entre 1-2	693,04	7387,76	738,78		7387,76		7387,76
	entre 3-4	693,04	7387,76	738,78		7387,76		7387,76

Fuente: Elaboración propia.

El máximo a tracción y el máximo a compresión se obtuvieron de la Tabla del Anexo 1, siendo la fuerza más grande generada en cada colector.

Cada uno de los miembros se diseñará para la fuerza máxima absoluta llamada fuerza de diseño, se compara entre la fuerza máxima de cuerda y con la fuerza máxima absoluta de colector. Este proceso se observa en las Tabla 3.33 y 3.44.

Tabla 3.33 Diseño de cuerdas/colectores en sentido E-O

Nivel	Cuerda/Colector	Fuerza colector (lb)	Fuerza cuerda (lb)	Fuerza de diseño (lb)	Medidas	Área (in ²)	σ_u (psi)	σ_t (psi)	σ_{tu} (psi)	σ_c (psi)	σ_{cu} (psi)
Techo	A	994,73	7264,51	7264,51	2 de 4x4	11,46	633,76	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	B	1448,53	1508,20	1508,20	2 de 4x4	11,46	131,58	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	C	458,81	1508,20	1508,20	2 de 4x4	11,46	131,58	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	E	458,81	1508,20	1508,20	2 de 4x4	11,46	131,58	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	F	327,72	1508,20	1508,20	2 de 4x4	11,46	131,58	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	G	1107,70	1508,20	1508,20	2 de 4x4	11,46	131,58	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	H	994,73	7264,51	7264,51	2 de 4x4	11,46	633,76	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	Cuarto piso	A	913,00	3930,12	3930,12	2 de 4x4	11,46	342,87	675,00	1296,00	1500,00
B		2032,22	2075,12	2075,12	2 de 4x4	11,46	181,04	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
C		643,69	2075,12	2075,12	2 de 4x4	11,46	181,04	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
E		643,69	2075,12	2075,12	2 de 4x4	11,46	181,04	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
F		459,78	2075,12	2075,12	2 de 4x4	11,46	181,04	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
G		1554,05	2075,12	2075,12	2 de 4x4	11,46	181,04	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
H		913,00	3930,12	3930,12	2 de 4x4	11,46	342,87	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
Tercer piso		A	785,30	3365,85	3365,85	2 de 4x4	11,46	293,64	675,00	1296,00	1500,00
	B	1747,98	1777,18	1777,18	2 de 4x4	11,46	155,04	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	C	553,66	1777,18	1777,18	2 de 4x4	11,46	155,04	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	E	553,66	1777,18	1777,18	2 de 4x4	11,46	155,04	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	F	395,47	1777,18	1777,18	2 de 4x4	11,46	155,04	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	G	1336,69	1777,18	1777,18	2 de 4x4	11,46	155,04	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	H	785,30	3365,85	3365,85	2 de 4x4	11,46	293,64	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	Segundo piso	A	643,28	2756,37	2756,37	2 de 4x4	11,46	240,47	675,00	1296,00	1500,00
B		1431,86	1455,38	1455,38	2 de 4x4	11,46	126,97	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
C		453,53	1455,38	1455,38	2 de 4x4	11,46	126,97	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
E		453,53	1455,38	1455,38	2 de 4x4	11,46	126,97	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
F		323,95	1455,38	1455,38	2 de 4x4	11,46	126,97	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
G		1094,95	1455,38	1455,38	2 de 4x4	11,46	126,97	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
H		643,28	2756,37	2756,37	2 de 4x4	11,46	240,47	675,00	1296,00	1500,00	2208,00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.34 Diseño de cuerdas/colectores en sentido N-S

Nivel	Cuerda/Colector	Fuerza colector (lb)	Fuerza cuerda (lb)	Fuerza de diseño (lb)	Medidas	Área (in ²)	σ_u (psi)	σ_t (psi)	σ_{tu} (psi)	σ_c (psi)	σ_{cu} (psi)
Techo	1	404,24	5285,48	5285,48	2 de 4x4	11,46	461,11	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	2	1051,73	7717,17	7717,17	2 de 4x4	11,46	673,25	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	3	1051,73	7717,17	7717,17	2 de 4x4	11,46	673,25	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	4	404,24	5285,48	5285,48	2 de 4x4	11,46	461,11	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	entre 1-2	12209,25	80,97	12209,25	2 de 4x4	11,46	1065,15	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	entre 3-4	12209,25	80,97	12209,25	2 de 4x4	11,46	1065,15	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
Cuarto piso	1	556,19	7415,31	7415,31	2 de 4x4	11,46	646,92	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	2	1447,06	10826,86	10826,86	2 de 4x4	11,46	944,55	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	3	1447,06	10826,86	10826,86	2 de 4x4	11,46	944,55	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	4	556,19	7415,31	7415,31	2 de 4x4	11,46	646,92	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	entre 1-2	10533,68	181,15	10533,68	2 de 4x4	11,46	918,97	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	entre 3-4	10533,68	181,15	10533,68	2 de 4x4	11,46	918,97	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
Tercer piso	1	476,34	6378,17	6378,17	2 de 4x4	11,46	556,44	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	2	1239,30	9312,57	9312,57	2 de 4x4	11,46	812,44	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	3	1239,30	9312,57	9312,57	2 de 4x4	11,46	812,44	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	4	476,34	6378,17	6378,17	2 de 4x4	11,46	556,44	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	entre 1-2	9021,31	155,81	9021,31	2 de 4x4	11,46	787,03	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	entre 3-4	9021,31	155,81	9021,31	2 de 4x4	11,46	787,03	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
Segundo piso	1	390,08	5224,67	5224,67	2 de 4x4	11,46	455,81	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	2	1014,89	7628,37	7628,37	2 de 4x4	11,46	665,51	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	3	1014,89	7628,37	7628,37	2 de 4x4	11,46	665,51	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	4	390,08	5224,67	5224,67	2 de 4x4	11,46	455,81	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	entre 1-2	7387,76	127,64	7387,76	2 de 4x4	11,46	644,52	675,00	1296,00	1500,00	2208,00
	entre 3-4	7387,76	127,64	7387,76	2 de 4x4	11,46	644,52	675,00	1296,00	1500,00	2208,00

Fuente: Elaboración propia.

El área de la sección que resistirá la fuerza se toma como si existiera 1 solo miembro de 4x4 debido los empalmes a lo largo de la longitud del miembro; debido a que los empalmes se realizan de manera escalonada a lo largo de toda la cuerda o colector,

dejando así un miembro solo funcionando; además el área se reduce debido a que existen orificios para clavos que se utilizarán para unir ambos miembros de madera, la comprobación de esta unión se la realizará a continuación.

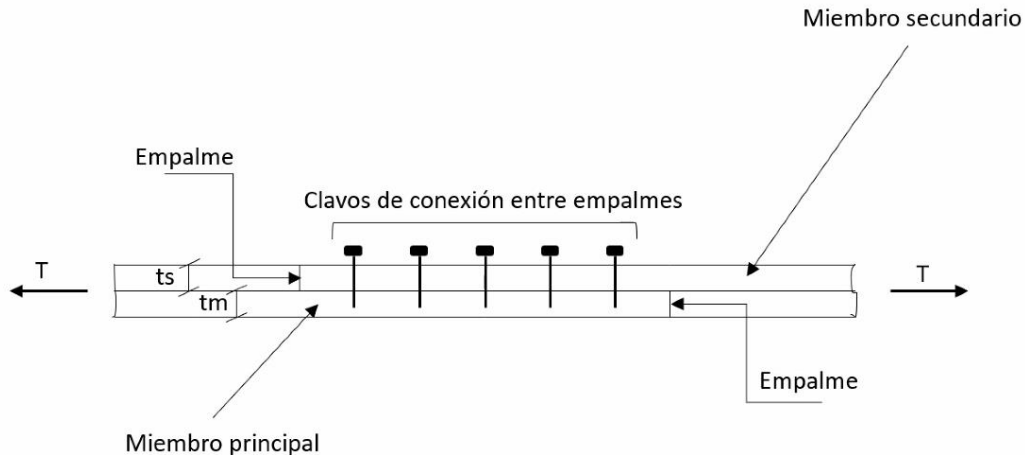


Figura 3.26 Clavos de conexión entre empalmes

Fuente: Elaboración propia.

- Diseño de clavos para cuerdas y colectores

La unión que debe existir para cuerdas y colectores entre empalmes debe ser capaz de resistir la fuerza de tensión o compresión ejercida en los mismos mediante una cantidad específica de un clavo escogido para que estos puedan soportar el cortante que actuará.

En el edificio se ha propuesto que los empalmes se realicen en la zona central cada 16 ft tanto en el sentido N-S como en el E-O; en cambio en las zonas exteriores se propone empalmes cada 5ft en el sentido N-S y cada 17ft en el sentido E-O si hablamos del techo y cada 7ft en los pisos debido a que la cuerda en la línea A y H es más pequeña. Conociendo esto se obtendrá cuantos clavos deben colocarse entre los empalmes.

Para el diseño de estas uniones se lo realizará de una manera más simplificada con el fin de que no difiera el patrón de clavado para cada miembro, por ende, se escogió para cada piso la mayor fuerza de tensión o compresión entre cuerdas y colectores, con esta fuerza se comprobará el número de clavos necesarios entre empalmes.

Se propone un clavo 40d (diámetro=0,225 in, longitud=5 in), estas características fueron obtenidas de la Tabla L4 del Apéndice L del NDS. Para conocer el número de clavos necesarios, se calculará la resistencia de uno, para ello se deben conocer los siguientes valores.

$F_{yb} = 80000 \text{ psi}$ = Resistencia a la flexión del clavo. Este valor se obtiene de la Tabla 12N del NDS.

$G = 0,5$ = Gravedad Específica de la madera. Fue tomado de la Tabla 12.3.3A del NDS.

$F_{es} = 4650 \text{ psi}$ = Fuerza de soporte del clavo del miembro secundario. Valor encontrado de la Tabla 12.3.3 del NDS.

$F_{em} = 4650 \text{ psi}$ = Fuerza de soporte del clavo del miembro principal. Valor encontrado en la Tabla 12.3.3 del NDS.

$$R_e = \frac{F_{em}}{F_{es}}$$

$k_D = 2,75$ = Coeficiente de reducción. Se obtiene de la Tabla 12.3.1B del NDS.

$t_s = 3,5 \text{ in}$ = Espesor del miembro secundario.

$t_m = 3,5 \text{ in}$ = Espesor del miembro principal.

Para empezar con el diseño de los clavos se calcula cuál será la longitud de apoyo del pasador del clavo en el elemento principal (l_s). Para este caso esta longitud será igual al espesor del miembro secundario.

$$l_s = t_s = 3,5 \text{ in}$$

Para continuar, se analizará la penetración (p) del clavo en el miembro principal. Teniendo en cuenta que debe ser mayor que la penetración requerida $6 \cdot (\text{diámetro}) = 1,35 \text{ in}$.

$$p = \text{longitud} - t_s \leq t_m$$

$$p = 5 - 3,5 = 1,5 \leq 3,5 \text{ CUMPLE}$$

Y se calcula la longitud de apoyo del pasador del clavo en el elemento principal.

$$l_m = Longitud - t_s - D \leq t_m$$

$$l_m = 5 - 3,5 - 0,225 = 1,275 \leq 3,5 \text{ CUMPLE}$$

Ahora con estos valores conocidos, se pasa a encontrar factores necesarios según la sección 12.3 del NDS.

$$R_t = \frac{l_m}{l_s} = \frac{1,275}{3,5} = 0,36$$

$$k1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3} - R_e(1 + R_t)}{(1 + R_e)} = 0,33$$

$$k2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}l_m^2}} = 1,25$$

$$k3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em}l_s^2}} = 1,04$$

$$R_d = k_D$$

Siendo R_d el factor de reducción para todos los modos de rendimiento según la Tabla 12.3.1B del NDS

Conociendo esto se puede calcular el cortante simple que se genera dependiendo del modo de fluencia. Se especificará cada fórmula usada para cada modo, de manera que el menor valor de entre todos, será el más desfavorable porque tendrá menor resistencia. Este valor es el usado para obtener el número de clavos.

$$l_m \quad Z = \frac{Dl_m F_{em}}{R_d}$$

$$l_s \quad Z = \frac{Dl_s F_{es}}{R_d}$$

$$\begin{aligned}
 II \quad Z &= \frac{k1Dl_s F_{es}}{R_d} \\
 III_m \quad Z &= \frac{k2Dl_m F_{em}}{(1 + 2R_e)R_d} \\
 III_s \quad Z &= \frac{k3Dl_s F_{em}}{(2 + R_e)R_d} \\
 IV \quad Z &= \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em}F_{yb}}{3(1 + R_e)}}
 \end{aligned}$$

Tabla 3.35 Valores de Z para cada modo

Z					
Modo I _m	Modo I _s	Modo II	Modo III _m	Modo III _s	Modo IV
485,08	1331,59	444,18	202,44	459,51	204,99

Fuente: Elaboración propia.

Al obtener el menor de todos los valores ($Z_{\min} = 204,99$) se calcula el número de clavos (N) necesarios entre empalmes, tal como se muestra en la Tabla 3.36.

$$N = \frac{\text{Fuerza máxima de tensión o compresión entre cuerdas y colectores}}{Z_{\min}}$$

El proceso para cada piso se muestra en la siguiente Tabla.

Tabla 3.36 Clavos necesarios entre empalmes por piso

Nivel	T _{max}	N	N'	Número de clavos en sección
Techo	12209,25	37,69	38	1
Cuarto piso	10826,86	33,43	34	1
Tercer piso	9312,57	28,75	30	1
Segundo Piso	7628,37	23,55	24	1

Fuente: Elaboración propia.

- Deflexión del diafragma

Una vez que se finaliza el diseño de los miembros del diafragma, se puede calcular la deflexión del mismo por cada piso según el SDPWS Sección 4.2.2. En un diafragma la deflexión total es calculada como la suma de varias deflexiones debida a diferentes efectos.

Δ_b = Deflexión de flexión debida a la deformación de la cuerda, in.

$$\Delta_b = \frac{5vL^3}{8EAb}$$

Δ_v = Deflexión de corte del panel de recubrimiento, in.

Δ_n = Deflexión debida a deslizamiento de clavo, in.

$$\Delta_v + \Delta_n = \frac{0,25vL}{1000G_a}$$

Δ_c = Deflexión debida a deslizamiento en conexiones de empalme de cuerda, in.

$$\Delta_c = \frac{\sum(\Delta_c X)}{2b}$$

Donde:

v = Máximo cortante causado por cargas de diseño en la dirección del análisis, lb/ft.

L = Longitud perpendicular del diafragma al sentido analizado, ft.

E = 1700 000 psi =Módulo de elasticidad de las cuerdas, psi. Obtenido de la Tabla 4A del Suplemento del NDS.

A = Área de la sección de cuerdas, in².

b = Ancho del diafragma en la dirección analizada, ft.

G_a = 9(sin bloques) y 27(con bloques) kips/in =Rigidez a cortante aparente del diafragma de deslizamiento de clavos y deformación de panel de cortante, kips/in. Obtenido de la Tabla 4.2C y 4.2B del SDPWS respectivamente.

$\sum(\Delta_c X) =$ Suma del producto de valores individuales del deslizamiento de empalmes de cuerda del diafragma y su distancia al soporte más cercano, in*ft.

Para el valor de Δ_c (deslizamiento promedio) en una de empalme de cuerda es asumido a ser 1/32 in según el libro DWS.

Al tener en cuenta todos estos factores, se calcula en las Tabla 3.37 y 3.38 la deflexión de cada piso en cada sentido. Es importante mencionar que la deflexión se ha calculado teniendo en cuenta las tres zonas anteriormente mencionadas para los diafragmas

Tabla 3.37 Deflexión sentido E-O

Nivel	v (lb/ft)	L (ft)	b (ft)	E (psi)	A(in ²)	Ga (k/in)	Δb (in)	$\Delta v + \Delta n$ (in)	Δc (in)	Δ (in)	Deflexión
Techo A-B	547,47	10,00	34,00	1700000,00	24,50	27,00	0,0002	0,0507	0,0046	0,0555	L/2160
Techo B-G	243,17	96,00	48,00	1700000,00	24,50	9,00	0,0673	0,6485	0,0938	0,8095	L/1420
Cuarto piso A-B	768,08	10,00	21,32	1700000,00	24,50	27,00	0,0005	0,0711	0,0073	0,0790	L/1515
Cuarto piso B-G	341,16	96,00	48,00	1700000,00	24,50	9,00	0,0944	0,9097	0,0938	1,0979	L/1045
Tercer piso A-B	660,65	10,00	21,32	1700000,00	24,50	27,00	0,0005	0,0612	0,0073	0,0690	L/1740
Cuarto piso B-G	293,44	96,00	48,00	1700000,00	24,50	9,00	0,0812	0,7825	0,0938	0,9574	L/1200
Segundo Piso A-B	541,17	10,00	21,32	1700000,00	24,50	27,00	0,0004	0,0501	0,0073	0,0578	L/2075
Segundo Piso B-G	240,37	96,00	48,00	1700000,00	24,50	9,00	0,0665	0,6410	0,0938	0,8012	L/1435

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.38 Deflexión sentido N-S

Nivel	v (lb/ft)	L (ft)	b (ft)	E (psi)	A (in ²)	Ga (k/in)	Δb (in)	$\Delta v + \Delta n$ (in)	Δc (in)	Δ (in)	Deflexión
Techo 1-4	125,68	48,00	96,00	1700000,00	24,50	9,00	0,0022	0,1676	0,0104	0,1802	L/3195
Techo 34 ft	854,65	34,00	10,00	1700000,00	24,50	27,00	0,0504	0,2691	0,0531	0,3726	L/1095
Cuarto piso 1-4	172,93	48,00	96,00	1700000,00	24,50	9,00	0,0030	0,2306	0,0104	0,2440	L/2360
Cuarto piso 21,32 ft	737,36	21,32	10,00	1700000,00	24,50	27,00	0,0107	0,1456	0,0438	0,2000	L/1275
Tercer piso 1-4	172,93	48,00	96,00	1700000,00	24,50	9,00	0,0030	0,2306	0,0104	0,2440	L/2360
Tercer piso 21,32 ft	631,49	21,32	10,00	1700000,00	24,50	27,00	0,0092	0,1247	0,0438	0,1776	L/1440
Segundo Piso 1-4	121,28	48,00	96,00	1700000,00	24,50	9,00	0,0021	0,1617	0,0104	0,1742	L/3305
Segundo Piso 21,32 ft	517,14	21,32	10,00	1700000,00	24,50	27,00	0,0075	0,1021	0,0438	0,1534	L/1665

Fuente: Elaboración propia.

A pesar de que el diafragma se adopte como un elemento similar a una viga, no existe un parámetro específico para delimitar el valor de las deflexiones. Por tanto, se deja a criterio del diseñador. Una forma de evaluar esto es teniendo en cuenta que las deflexiones obtenidas son extremadamente pequeñas en relación con la longitud del edificio. (Breyer y otros, 2020)

- Resumen de diafragmas.

Diafragma del techo:

Armazones cada 24 in como elemento de soporte en sentido E-O.

Recubrimiento escalonado perpendicular a los elementos de soporte (armazones); en la zona central un diafragma sin bloques con una clasificación de espaciado 32/16; con un espesor de 15/32 in con clavos 10d cada 6 in en todos sus bordes y perímetros; este clavado debe ser realizado a 3 in de sus bordes. En las zonas de las escaleras un diafragma con bloques con una clasificación de espaciado 32/16; con un espesor de 15/32 in con clavos 10d cada 4 in en todos sus bordes y perímetros; este clavado debe ser realizado a 4 in de sus bordes con 3 filas de clavos. Los bloques a utilizar para los diafragmas en las zonas de las escaleras deben tener una sección de 3x3 in como mínimo y los paneles a colocar deben ser mínimo de 4x8 ft para ambas zonas según la SDPWS Sección 4.2.8.

Cuerdas y colectores serán 2 miembros de madera de 4x4, con 38 clavos 10d entre empalmes de estos miembros

Diafragma de pisos.

Vigas I prefabricadas cada 24 in como elemento de soporte en sentido E-O.

Recubrimiento escalonado perpendicular a los elementos de soporte (vigas I); en la zona central del 4to piso, un diafragma con bloques con una clasificación de espaciado 48/24, con un espesor 23/32 in con clavos 10d cada 4 in en todos sus bordes y perímetros, este clavado debe ser realizado a 2 in del borde; para la zona central del 3er y 2do piso un diafragma sin bloques con una clasificación de espaciado 48/24; con un espesor de 23/32 in con clavos 10d cada 6 in en todos sus bordes y perímetros; este clavado debe ser realizado a 3 in de sus bordes. En las zonas de las escaleras de todos los pisos un diafragma

con bloques con una clasificación de espaciado 48/24; con un espesor de 23/32 in con clavos 10d cada 4 in en todos sus bordes y perímetros; este clavado debe ser realizado a 4 in de sus bordes con 3 filas de clavos. Los bloques a utilizar para los diafragmas en las zonas de las escaleras deben tener una sección de 3x3 in como mínimo y los paneles a colocar deben ser mínimo de 4x8 ft para ambas zonas según la SDPWS Sección 4.2.8.

Las secciones de cuerdas tendrán el mismo ancho que los montantes para que encaje de manera correcta en la placa inferior y superior, teniendo así:

Cuerdas y colectores para el cuarto piso en sentido N-S serán dos miembros de madera de 4x4, en sentido E-O dos miembros de madera de 4x6, con 34 clavos 40d entre empalmes.

Cuerdas y colectores para el tercer piso en sentido N-S serán dos miembros de madera de 4x4, en sentido E-O dos miembros de madera de 4x8, con 30 clavos 40d entre empalmes.

Cuerdas y colectores para el segundo piso en sentido N-S serán dos miembros de madera de 4x6, en sentido E-O dos miembros de madera de 4x10, con 24 clavos 40d entre empalmes.

3.3.4 Diseño de muros de corte

Los muros de corte tienen varios componentes y elementos que tienen que ser tomados en cuenta en el momento de diseño; cada uno de estos cumplirá una función específica en el desempeño de una estructura. Los elementos estructurales de los muros de corte que tienen mayor importancia en el diseño sismorresistente son: las cuerdas, el recubrimiento, el sistema de anclaje, los colectores, los clavos o pernos. En el caso de los elementos que soportan carga vertical se tiene: los montantes y la placa de solera.

Es importante mencionar que los muros de corte se diseñarán mediante el método de los muros de corte segmentados.

Las longitudes de los segmentos completos de muros de corte presentadas en la Tabla 3.39, se midieron en un software de dibujo para el sentido Norte-Sur debido a que no se tiene acotado en los planos. Estas longitudes se encuentran en orden desde el Norte.

Tabla 3.39 Longitudes de segmentos de muros

Longitudes de segmentos de muro (ft)						
Línea 1 y 4	7,87	14,01	12,30	13,88	14,11	6,23
Línea 2 y 3	19,69		25,10		31,82	

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar el muro más pequeño en relación a su altura es el que mide 7,87 ft teniendo una relación h/b de $9,44/7,87 = 1,15$; por tanto, se considera según la Tabla 4.3.3 del SDPWS como paneles estructurales de madera sin bloques.

- Recubrimiento de los muros de corte

Con el fin de obtener el recubrimiento necesario para resistir el cortante unitario se debe tener en cuenta únicamente las longitudes de muro que tienen secciones completas a los que llamamos segmentos de muro; por ende se debe tener en cuenta la Tabla 3.12 y 3.15; el cortante para el caso de los muros de corte es acumulativo piso a piso por ende la fuerza debe sumarse conforme se analiza cada piso, además de ello se debe tener en cuenta el cortante producido en cada diafragma debido a que de manera similar se acumula y se lo considera para la demanda.

$$v_{utot(i)} = v_{u(i)} + v_{up(i)} + v_{up(i-1)}$$

Donde:

v_{utot} = Cortante unitario total actuando en el muro, lb/ft.

v_u = Cortante unitario correspondiente al muro de corte, lb/ft.

v_{up} = Cortante unitario correspondiente al diafragma, lb/ft.

Es de suma importancia entender que estos cortantes deben estar considerados como el peor caso de las combinaciones de carga, por ende, se utiliza como $0,7Eh$.

Una vez se obtiene el cortante total actuando en el muro y con el conocimiento de que esta fuerza debe ser resistida por el recubrimiento y el clavado del mismo en el muro de corte, se selecciona uno de los recubrimientos dados por el SDPWS en la Tabla 4.3A, dentro de esta podremos encontrar los cortantes admisibles que deberán ser divididos para

2,8 al considerar un diseño ASD según la Sección 4.1.4 del SDPWS para posteriormente ser comparados con el cortante actuante. El SDPWS nos proporcionará los clavos a usar, la separación de los mismos, el espesor del panel, mínima penetración de clavado y la resistencia.

$$v_{utot} < \frac{vn}{2,8}$$

Donde:

v_n = Cortante unitario admisible, lb/ft.

En caso de que el diseño lo amerite o el diseñador lo considere necesario, es posible tomar la decisión si se debe colocar recubrimiento en uno o ambos lados del enmarcado del muro de corte de manera que la resistencia aumente; en caso de usar doble recubrimiento la capacidad v_n se debe duplicar.

En el análisis E-O de los muros de corte, Tabla 3.40, se comprobará con el uso de doble recubrimiento, mientras que en el sentido N-S, Tabla 3.41, se asumirá que se coloca recubrimiento en un lado del enmarcado.

Tabla 3.40 Diseño del recubrimiento y clavado de muros de corte en sentido E-O

Nivel	Línea	$0,7*\rho*v_u$ (lb/ft)	$0,7*\rho*v_{up}$ (lb/ft)	V_{utot} (lb/ft)	vn (lb/ft)	$vn*2/2,8$ (lb/ft)	$v_{utot} \leq vn*2/2,8$	Espesor mínimo de panel (in)	Mínima penetración de clavado (in)	Separación Clavos en el borde (in)
Cuarto piso	A	99,33	51,65	150,98	560,00	400,00	✓	5/16	1 1/4	6d 6
	B	181,42	175,60	357,02	560,00	400,00	✓	5/16	1 1/4	6d 6
	C	154,65	128,47	283,11	560,00	400,00	✓	5/16	1 1/4	6d 6
	E	154,65	128,47	283,11	560,00	400,00	✓	5/16	1 1/4	6d 6
	F	113,67	91,76	205,44	560,00	400,00	✓	5/16	1 1/4	6d 6
	G	141,38	134,29	275,66	560,00	400,00	✓	5/16	1 1/4	6d 6
	H	99,33	51,65	150,98	560,00	400,00	✓	5/16	1 1/4	6d 6
	Tercer piso	A	229,57	72,46	353,68	1205,00	860,71	✓	15/32	1 3/8
B		415,55	246,37	837,52	1205,00	860,71	✓	15/32	1 3/8	8d 4
C		354,89	180,23	663,59	1205,00	860,71	✓	15/32	1 3/8	8d 4
E		354,89	180,23	663,59	1205,00	860,71	✓	15/32	1 3/8	8d 4
F		262,06	128,74	482,56	1205,00	860,71	✓	15/32	1 3/8	8d 4
G		324,83	188,40	647,51	1205,00	860,71	✓	15/32	1 3/8	8d 4
H		229,57	72,46	353,68	1205,00	860,71	✓	15/32	1 3/8	8d 4
Segundo piso		A	318,66	62,33	505,09	1860,00	1328,57	✓	15/32	1 1/2
	B	575,20	211,91	1209,08	1860,00	1328,57	✓	15/32	1 1/2	10d 3
	C	491,53	155,02	955,26	1860,00	1328,57	✓	15/32	1 1/2	10d 3
	E	491,53	155,02	955,26	1860,00	1328,57	✓	15/32	1 1/2	10d 3
	F	363,48	110,73	694,71	1860,00	1328,57	✓	15/32	1 1/2	10d 3
	G	450,06	162,05	934,79	1860,00	1328,57	✓	15/32	1 1/2	10d 3
	H	318,66	62,33	505,09	1860,00	1328,57	✓	15/32	1 1/2	10d 3
	Primer piso	A	363,20	51,05	600,69	2435,00	1739,29	✓	15/32	1 1/2
B		655,03	173,58	1462,49	2435,00	1739,29	✓	15/32	1 1/2	10d 2
C		559,85	126,99	1150,56	2435,00	1739,29	✓	15/32	1 1/2	10d 2
E		559,85	126,99	1150,56	2435,00	1739,29	✓	15/32	1 1/2	10d 2
F		414,18	90,71	836,12	2435,00	1739,29	✓	15/32	1 1/2	10d 2
G		512,67	132,74	1130,14	2435,00	1739,29	✓	15/32	1 1/2	10d 2
H		363,20	51,05	600,69	2435,00	1739,29	✓	15/32	1 1/2	10d 2

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.41 Diseño del recubrimiento y clavado de muros de corte en sentido N-S

Nivel	Línea	$0,7*\rho*v_u$ (lb/ft)	$0,7*\rho*v_{up}$ (lb/ft)	v_{tot} (lb/ft)	vn (lb/ft)	$vn/2,8$ (lb/ft)	$v_{tot} \leq vn/2,8$	Espesor mínimo de panel (in)	Mínima penetración de clavado (in)	Separación Clavos en el borde (in)
Cuarto piso	1	90,25	56,30	146,55	560	200	✓	5/16	1 1/4	6d 6
	2	98,20	69,39	167,59	560	200	✓	5/16	1 1/4	6d 6
	3	98,20	69,39	167,59	560	200	✓	5/16	1 1/4	6d 6
	4	90,25	56,30	146,55	560	200	✓	5/16	1 1/4	6d 6
Tercer piso	1	207,11	77,46	340,86	1205	430,36	✓	15/32	1 3/8	8d 4
	2	224,93	95,47	389,79	1205	430,36	✓	15/32	1 3/8	8d 4
	3	224,93	95,47	389,79	1205	430,36	✓	15/32	1 3/8	8d 4
	4	207,11	77,46	340,86	1205	430,36	✓	15/32	1 3/8	8d 4
Segundo piso	1	286,84	66,34	486,93	1860	664,29	✓	15/32	1 1/2	10d 3
	2	311,34	81,76	557,96	1860	664,29	✓	15/32	1 1/2	10d 3
	3	311,34	81,76	557,96	1860	664,29	✓	15/32	1 1/2	10d 3
	4	286,84	66,34	486,93	1860	664,29	✓	15/32	1 1/2	10d 3
Primer piso	1	326,71	54,32	581,12	2435	869,64	✓	15/32	1 1/2	10d 2
	2	354,55	66,96	668,13	2435	869,64	✓	15/32	1 1/2	10d 2
	3	354,55	66,96	668,13	2435	869,64	✓	15/32	1 1/2	10d 2
	4	326,71	54,32	581,12	2435	869,64	✓	15/32	1 1/2	10d 2

Fuente: Elaboración propia.

- Cuerdas y colectores de muros de corte

Los colectores de los muros de corte son los mismos elementos que se identifican como colectores dentro del diseño del diafragma, por ende, son los diseñados en la sección 3.3.3.

Las cuerdas de los muros de corte son los montantes que se encuentran en el inicio y final de cada segmento de muro de corte y se encargan de resistir el momento actuante en el muro que se convierte en fuerza de tensión (T) y compresión (C).

Para realizar el diseño de cuerdas se realizan dos comprobaciones, la primera toma en cuenta la fuerza R_u y la fuerza R_{u1} que actúa en cada piso, para así encontrar la fuerza de tensión y compresión que se provoca en cada piso y compararla con la resistencia de la sección propuesta del montante a usar para que actúe como cuerda.

Las fuerzas R_u y R_{u1} deben considerarse como el peor caso de las combinaciones de carga por ende se tomará $0,7Eh$.

$$T = C = \left(\frac{R_u}{L_m} + \frac{R_{u1}}{L_m} \right) * h$$

Donde:

L_m = Longitud total de segmentos de muro, ft.

h = Altura del piso, ft.

Se propone el uso de cuerdas 2x4 Dougla Fir-Larch No. 1 para todos los pisos, por lo tanto, se calculará la capacidad que tendrá esta sección y se comprobara si es suficiente para resistir la demanda.

C_D = Factor de duración de carga = 1,6. Al tratarse de carga sísmica.

C_M = Factor de humedad = 1.

C_t = Factor de temperatura = 1.

C_F = Factor de tamaño = 1,2 para tensión y 1,05 para compresión. Estos valores se obtienen de la Tabla 4A del Suplemento del NDS.

$$\sigma_u = \frac{T \text{ o } C}{\text{Área de la sección transversal del montante (1,5 in * 3,5 in)}}$$

$$\sigma_{tu} = \sigma_t * C_D * C_M * C_t * C_F \geq \sigma_u$$

$$\sigma_{cu} = \sigma_c * C_D * C_M * C_t * C_F \geq \sigma_u$$

Donde:

σ_t = La resistencia nominal a tracción obtenida de la Tabla 4A del Suplemento del NDS, psi. Para este caso se toma el valor de 675 psi.

σ_c = La resistencia nominal a compresión obtenida de la Tabla 4A del Suplemento del NDS, psi. Para este caso se toma el valor de 1500 psi.

σ_{tu} = La resistencia última a tracción, psi.

σ_{cu} = La resistencia última a compresión, psi.

σ_u = La resistencia requerida a tracción o compresión, psi.

Se presenta la primera comprobación en la Tabla 3.42 para E-O y Tabla 3.43 para N-S.

Tabla 3.42 Primera comprobación cuerdas E-O

Nivel	Línea	R _u (lb)	R _{ui} (lb)	Lm (ft)	h (ft)	0,7*R _u /Lm (lb/ft)	0,7*R _{ui} /Lm (lb/ft)	C=T (lb)	Medidas (in)	Área (in ²)	σ _u (psi)	σ _{tu} (psi)	σ _{cu} (psi)
Cuarto piso	A	1573,06	200,74	12,5	8,21	88,09	11,24	815,52	2x4	3,75	217,47	1296	2520
	B	5348,40	353,30	22	8,21	170,18	11,24	1489,44	2x4	3,75	397,18	1296	2520
	C	8809,14	690,55	43	8,21	143,40	11,24	1269,64	2x4	3,75	338,57	1296	2520
	E	8809,14	690,55	43	8,21	143,40	11,24	1269,64	2x4	3,75	338,57	1296	2520
	F	6292,24	690,55	43	8,21	102,43	11,24	933,26	2x4	3,75	248,87	1296	2520
	G	4089,96	353,30	22	8,21	130,13	11,24	1160,70	2x4	3,75	309,52	1296	2520
	H	1573,06	200,74	12,5	8,21	88,09	11,24	815,52	2x4	3,75	217,47	1296	2520
	Tercer piso	A	1991,08	334,56	12,5	9,44	111,50	18,74	1229,43	2x4	3,75	327,85	1296
B		6769,68	588,83	22	9,44	215,40	18,74	2210,23	2x4	3,75	589,39	1296	2520
C		11150,07	1150,90	43	9,44	181,51	18,74	1890,34	2x4	3,75	504,09	1296	2520
E		11150,07	1150,90	43	9,44	181,51	18,74	1890,34	2x4	3,75	504,09	1296	2520
F		7964,33	1150,90	43	9,44	129,65	18,74	1400,78	2x4	3,75	373,54	1296	2520
G		5176,82	588,83	22	9,44	164,72	18,74	1731,79	2x4	3,75	461,81	1296	2520
H		1991,08	334,56	12,5	9,44	111,50	18,74	1229,43	2x4	3,75	327,85	1296	2520
Segundo piso		A	1352,26	238,59	12,5	9,44	75,73	13,36	840,98	2x4	3,75	224,26	1296
	B	4597,68	419,91	22	9,44	146,29	13,36	1507,10	2x4	3,75	401,89	1296	2520
	C	7572,65	820,74	43	9,44	123,28	13,36	1289,85	2x4	3,75	343,96	1296	2520
	E	7572,65	820,74	43	9,44	123,28	13,36	1289,85	2x4	3,75	343,96	1296	2520
	F	5409,03	820,74	43	9,44	88,05	13,36	957,36	2x4	3,75	255,30	1296	2520
	G	3515,87	419,91	22	9,44	111,87	13,36	1182,17	2x4	3,75	315,24	1296	2520
	H	1352,26	238,59	12,5	9,44	75,73	13,36	840,98	2x4	3,75	224,26	1296	2520
	Primer piso	A	676,13	119,29	12,5	9,44	37,86	6,68	420,49	2x4	3,75	112,13	1296
B		2298,84	209,96	22	9,44	73,14	6,68	753,55	2x4	3,75	200,95	1296	2520
C		3786,32	410,37	43	9,44	61,64	6,68	644,92	2x4	3,75	171,98	1296	2520
E		3786,32	410,37	43	9,44	61,64	6,68	644,92	2x4	3,75	171,98	1296	2520
F		2704,52	410,37	43	9,44	44,03	6,68	478,68	2x4	3,75	127,65	1296	2520
G		1757,94	209,96	22	9,44	55,93	6,68	591,08	2x4	3,75	157,62	1296	2520
H		676,13	119,29	12,5	9,44	37,86	6,68	420,49	2x4	3,75	112,13	1296	2520

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.43 Primera comprobación cuerdas N-S

Nivel	Línea	R_u (lb)	R_{u1} (lb)	Lm (ft)	h (ft)	$0,7 \cdot R_u / Lm$ (lb/ft)	$0,7 \cdot R_{u1} / Lm$ (lb/ft)	C=T (lb)	Medida	Área (in)	σ_u (psi)	σ_{tu} (psi)	σ_{cu} (psi)
Cuarto piso	1	7720,56	1099,69	68,41	8,21	79,01	11,25	741,02	2x4	3,75	197,61	1296,00	2520,00
	2	9516,04	1231,50	76,61	8,21	86,95	11,25	806,27	2x4	3,75	215,00	1296,00	2520,00
	3	9516,04	1231,50	76,61	8,21	86,95	11,25	806,27	2x4	3,75	215,00	1296,00	2520,00
	4	7720,56	1099,69	68,41	8,21	79,01	11,25	741,02	2x4	3,75	197,61	1296,00	2520,00
Tercer piso	1	9587,47	1832,80	68,41	9,44	98,11	18,76	1103,20	2x4	3,75	294,19	1296,00	2520,00
	2	11817,11	2052,49	76,61	9,44	107,98	18,75	1196,36	2x4	3,75	319,03	1296,00	2520,00
	3	11817,11	2052,49	76,61	9,44	107,98	18,75	1196,36	2x4	3,75	319,03	1296,00	2520,00
	4	9587,47	1832,80	68,41	9,44	98,11	18,76	1103,20	2x4	3,75	294,19	1296,00	2520,00
Segundo piso	1	6485,31	1307,02	68,41	9,44	66,36	13,37	752,74	2x4	3,75	200,73	1296,00	2520,00
	2	7993,52	1463,68	76,61	9,44	73,04	13,37	815,76	2x4	3,75	217,54	1296,00	2520,00
	3	7993,52	1463,68	76,61	9,44	73,04	13,37	815,76	2x4	3,75	217,54	1296,00	2520,00
	4	6485,31	1307,02	68,41	9,44	66,36	13,37	752,74	2x4	3,75	200,73	1296,00	2520,00
Primer piso	1	3242,65	653,51	68,41	9,44	33,18	6,69	376,37	2x4	3,75	100,37	1296,00	2520,00
	2	3996,76	731,84	76,61	9,44	36,52	6,69	407,88	2x4	3,75	108,77	1296,00	2520,00
	3	3996,76	731,84	76,61	9,44	36,52	6,69	407,88	2x4	3,75	108,77	1296,00	2520,00
	4	3242,65	653,51	68,41	9,44	33,18	6,69	376,37	2x4	3,75	100,37	1296,00	2520,00

Fuente: Elaboración propia.

Al tener una primera comprobación cumplida; se realiza una segunda comprobación que incluye las combinaciones de carga y otros parámetros como la estabilidad del montante a colocar, y también cuál es la menor resistencia que tiene el montante entre la resistencia paralela y perpendicular; de esto dependerá la resistencia que rija el diseño.

Existen varias condiciones que vamos a tener en cuenta para encontrar la mayor fuerza de tracción o compresión, una de ellas es la carga muerta; esta carga muerta se calcula teniendo en cuenta un área tributaria a una cuerda de un segmento de muro y se la acumulará piso a piso.

$$D_d = \text{Carga muerta de techo/piso} * \frac{h}{2} + \text{Peso de muro} * h$$

$$D = D_d * \frac{\text{Longitud de un segmento de muro}}{2}$$

Ahora para considerar la carga viva hay que tener en cuenta que sobre el cuarto piso no se asimilará la carga viva de techo por ende en el cuarto piso no tendremos este efecto. Al igual que la carga muerta, esta se acumula piso a piso.

$$L_d = \text{Carga viva de piso} * l_p$$

$$L = L_d * \frac{\text{Longitud de un segmento de muro}}{2}$$

Donde:

l_p = Longitud tributaria perpendicular al muro, ft.

En el sentido Norte-Sur se tomó la longitud más grande de segmento de muro debido a que es lo más desfavorable, mientras que en el sentido Este-Oeste no tiene importancia debido a que los muros tienen el mismo tamaño.

En esta comprobación se tomará en cuenta dos combinaciones de carga, estas combinaciones son elegidas de entre todas las que se plantea en el método ASD que incluyen efectos sísmicos; la primera combinación se escogió sabiendo que será el peor caso de fuerza en tracción debido a que tiene el menor efecto de compresión por la carga muerta y el efecto horizontal y vertical del sismo se colocan con signo negativo de forma que se interprete que estas son fuerzas de tracción. En cambio, la segunda combinación, como peor caso se toma la que tenga la mayor cantidad de fuerzas hacia abajo, el efecto horizontal y vertical de sismo se colocan con signo positivo.

$$0,6D - 0,7E_v - 0,7E_h$$

$$1,0D + 0,525E_v + 0,525E_h + 0,75L$$

Siendo:

$$E_v = 0,2 * S_{DS} * D$$

Tabla 3.44 Combinaciones de carga para cuerdas E-O

Nivel	Línea	D _d (lb/ft)	D (lb)	E _h (lb)	E _v (lb)	L _d (lb/ft)	L (lb)	0,6D-0,7E _v -0,7E _h	1,0D+0,525E _v +0,525E _h +0,75L
Cuarto piso	A	205,25	1282,81	1165,03	259,38	0	0	-227,40	2030,63
	B	205,25	1128,88	2127,77	228,26	0	0	-971,90	2365,79
	C	205,25	2206,44	1813,78	446,14	0	0	-258,08	3392,89
	E	205,25	2206,44	1813,78	446,14	0	0	-258,08	3392,89
	F	205,25	2206,44	1333,22	446,14	0	0	78,31	3140,60
	G	205,25	1128,88	1658,14	228,26	0	0	-643,16	2119,24
	H	205,25	1282,81	1165,03	259,38	0	0	-227,40	2030,63
	Tercer piso	A	283,20	3052,81	1756,33	617,28	150	937,5	170,16
B		283,20	2686,48	3157,47	543,21	510	2805	-978,59	6733,08
C		283,20	5250,84	2700,49	1061,72	840	9030	516,95	13998,50
E		283,20	5250,84	2700,49	1061,72	840	9030	516,95	13998,50
F		283,20	5250,84	2001,11	1061,72	600	6450	1006,52	11696,32
G		283,20	2686,48	2473,99	543,21	390	2145	-500,15	5879,25
H		283,20	3052,81	1756,33	617,28	150	937,5	170,16	5002,08
Segundo piso		A	283,20	4822,81	1201,41	975,17	150	1875	1370,08
	B	283,20	4244,08	2153,00	858,15	510	5610	438,64	10032,43
	C	283,20	8295,24	1842,64	1677,30	840	18060	2513,19	23688,20
	E	283,20	8295,24	1842,64	1677,30	840	18060	2513,19	23688,20
	F	283,20	8295,24	1367,65	1677,30	600	12900	2845,68	19568,84
	G	283,20	4244,08	1688,81	858,15	390	4290	763,57	8798,73
	H	283,20	4822,81	1201,41	975,17	150	1875	1370,08	7371,77
	Primer piso	A	283,20	6592,81	600,70	1333,07	150	2812,5	2602,05
B		283,20	5801,68	1076,50	1173,10	510	8415	1906,28	13293,97
C		283,20	11339,64	921,32	2292,87	840	27090	4553,85	33344,59
E		283,20	11339,64	921,32	2292,87	840	27090	4553,85	33344,59
F		283,20	11339,64	683,83	2292,87	600	19350	4720,09	27414,91
G		283,20	5801,68	844,40	1173,10	390	6435	2068,75	11687,11
H		283,20	6592,81	600,70	1333,07	150	2812,5	2602,05	9717,42

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.45 Combinaciones de carga para cuerdas N-S

Nivel	Línea	D _d (lb/ft)	D (lb)	E _h (lb)	E _v (lb)	L _d (lb/ft)	L (lb)	0,6D-0,7E _v -0,7E _h	1,0D+0,525E _v +0,525E _h +0,75L
Cuarto piso	1	189,15	1334,23	1058,60	269,78	0,00	0,00	-129,33	2031,63
	2	189,15	3009,77	1151,81	608,58	0,00	0,00	573,59	3933,97
	3	189,15	3009,77	1151,81	608,58	0,00	0,00	573,59	3933,97
	4	189,15	1334,23	1058,60	269,78	0,00	0,00	-129,33	2031,63
Tercer piso	1	240,60	3031,37	1576,00	612,94	322,50	2274,85	286,56	5886,71
	2	240,60	6838,21	1709,09	1382,69	397,50	6325,05	1938,69	13205,18
	3	240,60	6838,21	1709,09	1382,69	397,50	6325,05	1938,69	13205,18
	4	240,60	3031,37	1576,00	612,94	322,50	2274,85	286,56	5886,71
Segundo piso	1	240,60	4728,52	1075,35	956,11	322,50	4549,70	1415,10	9207,31
	2	240,60	10666,66	1165,37	2156,80	397,50	12650,10	4074,48	21898,37
	3	240,60	10666,66	1165,37	2156,80	397,50	12650,10	4074,48	21898,37
	4	240,60	4728,52	1075,35	956,11	322,50	4549,70	1415,10	9207,31
Primer piso	1	240,60	6425,66	537,67	1299,27	322,50	6824,56	2569,54	12508,48
	2	240,60	14495,10	582,68	2930,91	397,50	18975,15	6237,55	30571,10
	3	240,60	14495,10	582,68	2930,91	397,50	18975,15	6237,55	30571,10
	4	240,60	6425,66	537,67	1299,27	322,50	6824,56	2569,54	12508,48

Fuente: Elaboración propia.

Al calcular estas combinaciones de carga en la Tabla 3.44 y 3.45, sabremos cual es la fuerza más grande a la que trabajarán las cuerdas y dicha fuerza será la fuerza de diseño.

En esta comprobación se asumirá montante de sección de 2x6 para el 4to piso y de 4x8 para el resto de pisos, las secciones asumidas son más grandes que la primera comprobación debido a que la fuerza de diseño será mucho más grande porque se evalúan una mayor cantidad de efectos.

Posterior a la obtención de fuerza se realizará el diseño de las cuerdas de manera que obtengamos cuantas cuerdas son requeridas para resistir; para ello se necesita un factor C_p llamado factor de estabilidad de columna.

Con el fin de encontrar el factor de estabilidad de columna se sigue el siguiente proceso:

$$\frac{I_e}{d_x} = \frac{h * 12}{\text{ancho del montante}}$$

$$F_{cE} = \frac{0,822 * E'_{min}}{\frac{I_e}{d_x}^2}$$

$$F_c^* = F_c * C_D * C_M * C_t * C_F$$

$$C_p = \frac{1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*}\right)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*}\right)}{2c}\right]^2 - \frac{F_{cE}}{F_c^*}}$$

Donde:

F_c^* = valor de diseño de compresión de referencia paralelo a las fibras multiplicado por los factores de ajuste excepto C_p , psi.

$c = 0,8$ para madera aserrada.

F_c = La resistencia nominal a compresión paralela obtenida de la Tabla 4A del Suplemento del NDS, psi. Para este caso se toma el valor de 1500 psi.

Una vez obtenido el valor del factor de estabilidad de columna se calcula la resistencia a compresión paralela y perpendicular, con el fin de conocer la que regirá el diseño, es decir la menor de estas.

$$F'_c = F_c * C_D * C_M * C_t * C_F * C_p$$

$$F'_{c\perp} = F_{c\perp} * C_b * C_M * C_t$$

Donde:

F_c = La resistencia nominal a compresión paralela obtenida de la Tabla 4A del Suplemento del NDS, psi. Para este caso se toma el valor de 1500 psi.

$F_{c\perp}$ = La resistencia nominal a compresión perpendicular obtenida de la Tabla 4A del Suplemento del NDS, psi. Para este caso se toma el valor de 625 psi.

$C_b = 1$. Se obtiene de la sección 3.10.4 del NDS, al ser un montante que actúa como cuerda en un muro de corte en el fin de la placa de muro tiene el valor de 1.

Conociendo de que resistencia dependerá el diseño, se calcula la resistencia respecto al área del montante; en nuestro caso el diseño se rige en su totalidad por la compresión perpendicular por lo que la resistencia será:

$$P = F'_{c\perp} * \text{Área de la sección transversal del montante}$$

De esta manera, podremos dividir la fuerza de diseño para la resistencia y conocer cuántos montantes serán necesarios para que cumplan con la demanda tal como se muestra en la Tabla 3.46 y 4.47.

Tabla 3.46 Diseño de cuerdas E-O

Nivel	Línea (l _e /d) _x	F _{CE} (psi)	F [*] _c (psi)	F _{CE} /F [*] _c	C _p	F' _c (psi)	F' _{c⊥} (psi)	Rige A(in ²)	P (lb)	# tablas	# tablas reales		
Cuarto piso	A	28,15	643,21	2520	0,26	0,24	604,98	625	F' _c	5,25	3176,16	0,64	1
	B	28,15	643,21	2520	0,26	0,24	604,98	625	F' _c	5,25	3176,16	0,74	1
	C	28,15	643,21	2520	0,26	0,24	604,98	625	F' _c	5,25	3176,16	1,07	2
	E	28,15	643,21	2520	0,26	0,24	604,98	625	F' _c	5,25	3176,16	1,07	2
	F	28,15	643,21	2520	0,26	0,24	604,98	625	F' _c	5,25	3176,16	0,99	1
	G	28,15	643,21	2520	0,26	0,24	604,98	625	F' _c	5,25	3176,16	0,67	1
	H	28,15	643,21	2520	0,26	0,24	604,98	625	F' _c	5,25	3176,16	0,64	1
	Tercer piso	A	20,60	1201,39	2520	0,48	0,42	1051,00	625	F' _{c⊥}	8,25	5156,25	0,97
B		20,60	1201,39	2520	0,48	0,42	1051,00	625	F' _{c⊥}	8,25	5156,25	1,31	2
C		20,60	1201,39	2520	0,48	0,42	1051,00	625	F' _{c⊥}	8,25	5156,25	2,71	3
E		20,60	1201,39	2520	0,48	0,42	1051,00	625	F' _{c⊥}	8,25	5156,25	2,71	3
F		20,60	1201,39	2520	0,48	0,42	1051,00	625	F' _{c⊥}	8,25	5156,25	2,27	3
G		20,60	1201,39	2520	0,48	0,42	1051,00	625	F' _{c⊥}	8,25	5156,25	1,14	2
H		20,60	1201,39	2520	0,48	0,42	1051,00	625	F' _{c⊥}	8,25	5156,25	0,97	1
Segundo piso		A	15,62	2087,53	2520	0,83	0,62	1569,37	625	F' _{c⊥}	25,38	15859,38	0,46
	B	15,62	2087,53	2520	0,83	0,62	1569,37	625	F' _{c⊥}	25,38	15859,38	0,63	1
	C	15,62	2087,53	2520	0,83	0,62	1569,37	625	F' _{c⊥}	25,38	15859,38	1,49	2
	E	15,62	2087,53	2520	0,83	0,62	1569,37	625	F' _{c⊥}	25,38	15859,38	1,49	2
	F	15,62	2087,53	2520	0,83	0,62	1569,37	625	F' _{c⊥}	25,38	15859,38	1,23	2
	G	15,62	2087,53	2520	0,83	0,62	1569,37	625	F' _{c⊥}	25,38	15859,38	0,55	1
	H	15,62	2087,53	2520	0,83	0,62	1569,37	625	F' _{c⊥}	25,38	15859,38	0,46	1
	Primer piso	A	12,25	3398,13	2520	1,35	0,78	1973,36	625	F' _{c⊥}	32,38	20234,38	0,48
B		12,25	3398,13	2520	1,35	0,78	1973,36	625	F' _{c⊥}	32,38	20234,38	0,66	1
C		12,25	3398,13	2520	1,35	0,78	1973,36	625	F' _{c⊥}	32,38	20234,38	1,65	2
E		12,25	3398,13	2520	1,35	0,78	1973,36	625	F' _{c⊥}	32,38	20234,38	1,65	2
F		12,25	3398,13	2520	1,35	0,78	1973,36	625	F' _{c⊥}	32,38	20234,38	1,35	2
G		12,25	3398,13	2520	1,35	0,78	1973,36	625	F' _{c⊥}	32,38	20234,38	0,58	1
H		12,25	3398,13	2520	1,35	0,78	1973,36	625	F' _{c⊥}	32,38	20234,38	0,48	1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.47 Diseño de cuerdas N-S

Nivel	Línea	(l _e /d) _x	F _{cE} (psi)	F* _c (psi)	F _{cE} /F* _c	C _p	F'c (psi)	F'c _⊥ (psi)	Rige	A(in ²)	P (lb)	# tablas	# tablas reales
Cuarto piso	1	28,15	643,21	2520	0,26	0,24	604,98	625	F'c	5,25	3176,16	0,64	1
	2	28,15	643,21	2520	0,26	0,24	604,98	625	F'c	5,25	3176,16	1,24	2
	3	28,15	643,21	2520	0,26	0,24	604,98	625	F'c	5,25	3176,16	1,24	2
	4	28,15	643,21	2520	0,26	0,24	604,98	625	F'c	5,25	3176,16	0,64	1
Tercer piso	1	32,37	486,51	2520	0,19	0,18	465,42	625	F'c	12,25	5701,45	1,03	2
	2	32,37	486,51	2520	0,19	0,18	465,42	625	F'c	12,25	5701,45	2,32	3
	3	32,37	486,51	2520	0,19	0,18	465,42	625	F'c	12,25	5701,45	2,32	3
	4	32,37	486,51	2520	0,19	0,18	465,42	625	F'c	12,25	5701,45	1,03	2
Segundo piso	1	32,37	486,51	2520	0,19	0,18	465,42	625	F'c	12,25	5701,45	1,61	2
	2	32,37	486,51	2520	0,19	0,18	465,42	625	F'c	12,25	5701,45	3,84	4
	3	32,37	486,51	2520	0,19	0,18	465,42	625	F'c	12,25	5701,45	3,84	4
	4	32,37	486,51	2520	0,19	0,18	465,42	625	F'c	12,25	5701,45	1,61	2
Primer piso	1	20,60	1201,39	2520	0,48	0,42	1051,00	625	F'c _⊥	19,25	12031,25	1,04	2
	2	20,60	1201,39	2520	0,48	0,42	1051,00	625	F'c _⊥	19,25	12031,25	2,54	3
	3	20,60	1201,39	2520	0,48	0,42	1051,00	625	F'c _⊥	19,25	12031,25	2,54	3
	4	20,60	1201,39	2520	0,48	0,42	1051,00	625	F'c _⊥	19,25	12031,25	1,04	2

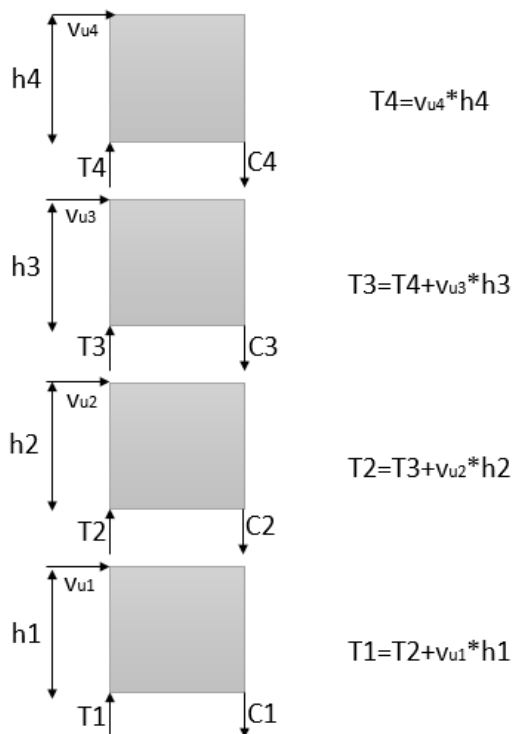
Fuente: Elaboración propia.

- *Holdowns*

Los *holdowns* son un sistema de anclaje que se encargan de resistir el momento de volcamiento del muro de corte, es de suma importancia entender que, al diseñar los muros de corte con el método de los segmentos, los *holdowns* deben colocarse en los extremos de cada segmento de muro de corte.

Para el diseño de estos elementos se trabaja con el cortante unitario provocado por el sismo. Este efecto es acumulativo piso a piso, es decir que las fuerzas de compresión y tracción se definen como:

Figura 3.27 Fuerzas de holdowns



Fuente: Elaboración propia.

$$T = C = v_u * h$$

Esta fuerza se acumula piso a piso como se muestra en la Figura 3.27; es importante mencionar que la compresión obtenida debe ser resistida por las cuerdas, mientras que la fuerza de tracción será soportada por los *holdowns*.

Al analizar de esta manera se deben considerar dos combinaciones de carga: (C1) $0,6D-0,7E_v-0,7E_h$ cuando se trabaja para tracción y (C2) $1,0D + 0,525E_v + 0,525E_h + 0,75L$ para compresión.

Como ya se mencionó que los *holdowns* se colocan al inicio y final de cada segmento, se trabajará para el caso más desfavorable para cada línea, es decir, se utilizará la menor distancia de segmento de muro de corte para garantizar que la fuerza obtenida en la combinación de carga se la mayor.

Es importante mencionar que la carga muerta y el efecto vertical a considerar para el momento resistente será:

$$D_d = \left(\text{Carga muerta de techo/piso} * \frac{h}{2} + \text{Peso de muro} * h \right)$$

$$D = D_d * \frac{\text{Longitud de un segmento de muro}}{2}$$

Igualmente, la carga viva:

$$L_d = \text{Carga viva de piso} * l_p$$

$$L = L_d * \frac{\text{Longitud de un segmento de muro}}{2}$$

En ambos sentidos se tomó la longitud más pequeña de segmento de muro debido a que es lo más desfavorable, teniendo en cuenta la tracción.

La capacidad del *holdown*, en libras, tendrá que ser mayor a C1, en libras, debido a que es la combinación relacionada a la tracción. Esta comprobación se ejecuta en la Tabla 3.48 y 3.49.

Tabla 3.48 Cálculo de holdowns E-O

Nivel	Línea	D (lb)	v _u (plf)	E _v (lb)	L(lb)	h (ft)	T=C (lb)	E _h (lb)	C1	C2	Holdown	Capacidad (lb)
Cuarto piso	A	1282,81	99,33	259,38	0,00	8,21	815,52	1165,03	-227,40	2030,63	HDU2- SDS2,5	3075,00
	B	1128,88	181,42	228,26	0,00	8,21	1489,44	2127,77	-971,90	2365,79		
	C	2206,44	154,65	446,14	0,00	8,21	1269,64	1813,78	-258,08	3392,89		
	E	2206,44	154,65	446,14	0,00	8,21	1269,64	1813,78	-258,08	3392,89		
	F	2206,44	113,67	446,14	0,00	8,21	933,26	1333,22	78,31	3140,60		
	G	1128,88	141,38	228,26	0,00	8,21	1160,70	1658,14	-643,16	2119,24		
	H	1282,81	99,33	259,38	0,00	8,21	815,52	1165,03	-227,40	2030,63		
	Tercer piso	A	3052,81	229,57	617,28	937,50	9,44	2982,65	4260,93	-1583,06		
B		2686,48	415,55	543,21	2805,00	9,44	5412,26	7731,80	-4180,62	9134,60		
C		5250,84	354,89	1061,72	9030,00	9,44	4619,85	6599,78	-2212,55	16045,62		
E		5250,84	354,89	1061,72	9030,00	9,44	4619,85	6599,78	-2212,55	16045,62		
F		5250,84	262,06	1061,72	6450,00	9,44	3407,11	4867,30	-999,81	13201,07		
G		2686,48	324,83	543,21	2145,00	9,44	4227,09	6038,69	-2995,44	7750,72		
H		3052,81	229,57	617,28	937,50	9,44	2982,65	4260,93	-1583,06	6317,00		
Segundo piso		A	4822,81	318,66	975,17	1875,00	9,44	5990,77	8558,24	-3779,70	11234,11	HDU11- SDS2,5
	B	4244,08	575,20	858,15	5610,00	9,44	10842,18	15488,82	-8896,44	17033,74		
	C	8295,24	491,53	1677,30	18060,00	9,44	9259,90	13228,42	-5456,86	29665,74		
	E	8295,24	491,53	1677,30	18060,00	9,44	9259,90	13228,42	-5456,86	29665,74		
	F	8295,24	363,48	1677,30	12900,00	9,44	6838,32	9769,03	-3035,29	23979,56		
	G	4244,08	450,06	858,15	4290,00	9,44	8475,64	12108,05	-6529,90	14268,83		
	H	4822,81	318,66	975,17	1875,00	9,44	5990,77	8558,24	-3779,70	11234,11		
	Primer piso	A	6592,81	363,20	1333,07	2812,50	9,44	9419,38	13456,26	-6396,84	16466,58	
B		5801,68	655,03	1173,10	8415,00	9,44	17025,64	24322,35	-14365,81	25498,04		
C		11339,64	559,85	2292,87	27090,00	9,44	14544,87	20778,39	-9346,10	43769,55		
E		11339,64	559,85	2292,87	27090,00	9,44	14544,87	20778,39	-9346,10	43769,55		
F		11339,64	414,18	2292,87	19350,00	9,44	10748,21	15354,59	-5549,44	35117,05		
G		5801,68	512,67	1173,10	6435,00	9,44	13315,27	19021,82	-10655,44	21230,26		
H		6592,81	363,20	1333,07	2812,50	9,44	9419,38	13456,26	-6396,84	16466,58		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.49 Cálculo de holdowns N-S

Nivel	Línea	D (lb)	v _u (plf)	E _v (lb)	L(lb)	h (ft)	T=C (lb)	Eh (lb)	C1	C2	Holdown	Capacidad(lb)
Cuarto piso	1	589,54	90,25	119,21	0,00	8,21	740,97	1058,53	-470,69	1207,85		3075,00
	2	589,54	98,20	119,21	0,00	8,21	806,24	1151,77	-535,96	1256,81	HDU2-	
	3	589,54	98,20	119,21	0,00	8,21	806,24	1151,77	-535,96	1256,81	SDS2,5	
	4	589,54	90,25	119,21	0,00	8,21	740,97	1058,53	-470,69	1207,85		
Tercer piso	1	1339,44	207,11	270,84	2274,85	9,44	2696,09	3851,55	-2082,00	5209,84		3075,00
	2	1339,44	224,93	270,84	6325,05	9,44	2929,59	4185,13	-2315,51	8422,61	HDU2-	
	3	1339,44	224,93	270,84	6325,05	9,44	2929,59	4185,13	-2315,51	8422,61	SDS2,5	
	4	1339,44	207,11	270,84	2274,85	9,44	2696,09	3851,55	-2082,00	5209,84		
Segundo piso	1	2089,35	286,84	422,47	4549,70	9,44	5403,89	7719,85	-4446,01	9776,34		5645,00
	2	2089,35	311,34	422,47	12650,10	9,44	5868,68	8383,83	-4910,80	16200,22	HDU5-	
	3	2089,35	311,34	422,47	12650,10	9,44	5868,68	8383,83	-4910,80	16200,22	SDS2,5	
	4	2089,35	286,84	422,47	4549,70	9,44	5403,89	7719,85	-4446,01	9776,34		
Primer piso	1	2839,25	326,71	574,10	6824,56	9,44	8488,04	12125,78	-7186,36	14625,10		9535,00
	2	2839,25	354,55	574,10	18975,15	9,44	9215,63	13165,18	-7913,95	24283,73	HDU11-	
	3	2839,25	354,55	574,10	18975,15	9,44	9215,63	13165,18	-7913,95	24283,73	SDS2,5	
	4	2839,25	326,71	574,10	6824,56	9,44	8488,04	12125,78	-7186,36	14625,10		

Fuente: Elaboración propia.

Los *holdowns* seleccionados son del manual “*Wood construction connectors 2021-2023*” de *Simpson Strong-Tie*.

- Pernos de anclaje

Los pernos de anclaje en los muros de corte también se encargan de aportar con la resistencia y transmisión del cortante producido; estos pernos se colocan en la longitud completa de la placa de solera, esta placa es la base para cada muro de corte debido a que sobre esta se colocan los montantes y las cuerdas.

La fuerza a considerar para el diseño de los pernos, será el cortante acumulado entre los muros y los diafragmas de los diferentes pisos, es decir, el v_{tot} . Al ser esta fuerza unitaria, se la multiplicará por la longitud de la placa solera que se coloca por muro, por tanto, en el sentido E-O si existen dos muros, se usará la longitud de uno solo para conocer

cuántos pernos se requieren por muro; en cambio para el sentido N-S se usa la longitud completa de muro, para todos los casos 96 ft.

$$V_{utot} = v_{utot} * l_{so}$$

Donde:

l_{so} = Longitud de placa solera por muro, ft.

Para el diseño en el 4to, 3ero y 2do piso se propone usar un perno 3/8" A307, mientras que para el primer piso 5/8" A307. Las características como el área y resistencia, de estos pernos fueron obtenidas de la Tabla 7-1 y 7-17 del “*Steel Construction Manual Fifteenth Edition*”. Teniendo así:

- Perno 3/8" A307, un área $A = 0,11 \text{ in}^2$ y una resistencia $F_{nv}/\Omega = 13,5 \text{ ksi}$.
- Perno 5/8" A307, un área $A = 0,31 \text{ in}^2$ y una resistencia $F_{nv}/\Omega = 13,5 \text{ ksi}$.

Obteniendo las características podemos calcular el número de pernos necesarios, calculando un $V_{permissible}$ y dividiendo la fuerza actuante para la capacidad.

$$V_{permissible} = A * \frac{F_{nv}}{\Omega}$$

$$\#de \text{ pernos} = \frac{V_{utot}}{V_{permissible}}$$

Es importante considerar que usualmente en el diseño se usa no menos de 3 pernos por muro de corte.

Tabla 3.50 Pernos de anclaje E-O

Nivel	Línea	V_{tot} (lb/ft)	l_{so} (ft)	V_{tot} (lb)	Pernos de anclaje	F_{nv}/Ω (ksi)	A (in ²)	$V_{permissible}$ (lb)	# de pernos	# real de pernos
Cuarto piso	A	150,98	12,50	1887,26	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	1,27	5
	B	357,02	11,00	3927,24	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	2,64	5
	C	283,11	21,50	6086,92	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	4,10	5
	E	283,11	21,50	6086,92	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	4,10	5
	F	205,44	21,50	4416,85	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	2,97	5
	G	275,66	11,00	3032,28	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	2,04	5
	H	150,98	12,50	1887,26	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	1,27	5
	Tercer piso	A	353,68	12,50	4420,97	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	2,98
B		837,52	11,00	9212,74	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	6,20	10
C		663,59	21,50	14267,27	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	9,61	10
E		663,59	21,50	14267,27	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	9,61	10
F		482,56	21,50	10375,05	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	6,99	10
G		647,51	11,00	7122,63	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	4,80	10
H		353,68	12,50	4420,97	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	2,98	10
Segundo piso		A	505,09	12,50	6313,64	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	4,25
	B	1209,08	11,00	13299,88	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	8,96	14
	C	955,26	21,50	20537,99	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	13,83	14
	E	955,26	21,50	20537,99	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	13,83	14
	F	694,71	21,50	14936,21	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	10,06	14
	G	934,79	11,00	10282,67	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	6,92	14
	H	505,09	12,50	6313,64	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	4,25	14
	Primer piso	A	600,69	12,50	7508,61	5/8" A307	13,50	0,31	2072,25	3,62
B		1462,49	11,00	16087,38	5/8" A307	13,50	0,31	2072,25	7,76	12
C		1150,56	21,50	24737,08	5/8" A307	13,50	0,31	2072,25	11,94	12
E		1150,56	21,50	24737,08	5/8" A307	13,50	0,31	2072,25	11,94	12
F		836,12	21,50	17976,60	5/8" A307	13,50	0,31	2072,25	8,67	12
G		1130,14	11,00	12431,58	5/8" A307	13,50	0,31	2072,25	6,00	12
H		600,69	12,50	7508,61	5/8" A307	13,50	0,31	2072,25	3,62	12

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.51 Pernos de anclaje N-S

Nivel	Línea	v_{tot} (lb/ft)	l_{so} (ft)	V_{tot} (lb)	Pernos de anclaje	F_{nv}/Ω (ksi)	A (in ²)	$V_{\text{permisible}}$ (lb)	# de pernos	# real de pernos
Cuarto piso	1	146,55	96,00	14068,63	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	9,47	11
	2	167,59	96,00	16088,65	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	10,83	11
	3	167,59	96,00	16088,65	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	10,83	11
	4	146,55	96,00	14068,63	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	9,47	11
Tercer piso	1	340,86	96,00	32722,73	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	22,04	26
	2	389,79	96,00	37419,74	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	25,20	26
	3	389,79	96,00	37419,74	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	25,20	26
	4	340,86	96,00	32722,73	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	22,04	26
Segundo piso	1	486,93	96,00	46745,46	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	31,48	37
	2	557,96	96,00	53564,53	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	36,07	37
	3	557,96	96,00	53564,53	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	36,07	37
	4	486,93	96,00	46745,46	3/8" A307	13,50	0,11	1485,00	31,48	37
Primer piso	1	581,12	96,00	55787,80	5/8" A307	13,50	0,31	2072,25	26,92	31
	2	668,13	96,00	64140,22	5/8" A307	13,50	0,31	2072,25	30,95	31
	3	668,13	96,00	64140,22	5/8" A307	13,50	0,31	2072,25	30,95	31
	4	581,12	96,00	55787,80	5/8" A307	13,50	0,31	2072,25	26,92	31

Fuente: Elaboración propia.

El número real de pernos se calculó en base a la mayor fuerza de cada piso de cada sentido.

- Placa solera

En los muros de corte existe una tira de madera que se coloca en la parte inferior de los mismos, sobre esta se encuentran los montantes, cuerdas y anclaje, estos miembros trabajan soportando cargas gravitatorias; cada muro tendrá su propia placa solera por ende en el sentido N-S se tendrá una placa solera por cada línea, en cambio para el sentido E-O se tendrá placa solera individual para cada muro.

La carga muerta actuante en cada placa solera se calcula teniendo en cuenta el área tributaria correspondiente a cada muro y el peso del propio muro. Esta carga muerta se acumula piso a piso.

$$W = (Carga\ muerta\ de\ techo/piso * L_{tributaria} + Peso\ de\ muro * h) * l_l$$

Donde:

$L_{tributaria}$ = Longitud tributaria de la línea que se analice, se toma la mitad de un lado y la mitad del otro, ft.

l_l = Longitud paralela tributaria que corresponde a cada muro, ft.

Se propone para el 4to, 3er y 2do piso una placa solera de 2x4 mientras que para el 1er piso una placa de 2x6 en el sentido N-S, mientras que para el E-O se propone para el 4to, 3ero, 2do y 1er piso placas soleras de 2x4, 2x6 2x8 y 2x10 según corresponda. El área a tomar en cuenta para la demanda es la que será la superficie en el largo del muro, esta área será la longitud del muro multiplicado por el ancho de la sección mencionada menos el área del total del número de pernos reales que se tienen para cada sentido en cada piso calculados anteriormente.

$$F_{nom} = \frac{W}{A}$$

$$F'_{c\perp} = F_{c\perp} * C_M * C_t * C_i * C_b \geq F_{nom}$$

Donde:

C_i = Factor de incisión = 1. Este valor es obtenido de la Tabla 4.3.8 del NDS, debido a que analizaremos compresión perpendicular.

C_b = Factor de área de apoyo = 1. Este valor es obtenido de la Tabla 3.10.4 del NDS, debido a que se encuentra totalmente apoyado en toda su longitud.

$F_{c\perp}$ = La resistencia nominal perpendicular obtenida de la Tabla 4A del Suplemento del NDS, psi. Para este caso se toma el valor de 625 psi.

$F'_{c\perp}$ = La resistencia última, psi.

La comprobación mencionada se realiza dentro de la Tabla 3.52 y 3.53 para cada sentido.

Tabla 3.52 Placa solera E-O

Nivel	Línea	h (ft)	W (lb)	Medidas	A (in ²)	F _{nom} (psi)	F _{c.l} (psi)	F' _{c.l} (psi)
Cuarto piso	A	8,21	7587,10	2x4	43,20	175,63	625	625
	B	8,21	11115,60	2x4	37,95	292,90	625	625
	C	8,21	16395,60	2x4	74,70	219,49	625	625
	E	8,21	16395,60	2x4	74,70	219,49	625	625
	F	8,21	12555,60	2x4	74,70	168,08	625	625
	G	8,21	9195,60	2x4	37,95	242,31	625	625
	H	8,21	7587,10	2x4	43,20	175,63	625	625
	Tercer piso	A	9,44	17501,50	2x6	67,65	258,71	625
B		9,44	26754,00	2x6	59,40	450,40	625	625
C		9,44	39954,00	2x6	117,15	341,05	625	625
E		9,44	39954,00	2x6	117,15	341,05	625	625
F		9,44	30354,00	2x6	117,15	259,10	625	625
G		9,44	21954,00	2x6	59,40	369,60	625	625
H		9,44	17501,50	2x6	67,65	258,71	625	625
Segundo piso		A	9,44	27415,90	2x8	89,09	307,75	625
	B	9,44	42392,40	2x8	78,21	542,03	625	625
	C	9,44	63512,40	2x8	154,34	411,52	625	625
	E	9,44	63512,40	2x8	154,34	411,52	625	625
	F	9,44	48152,40	2x8	154,34	312,00	625	625
	G	9,44	34712,40	2x8	78,21	443,84	625	625
	H	9,44	27415,90	2x8	89,09	307,75	625	625
	Primer piso	A	9,44	37330,30	2x10	111,94	333,48	625
B		9,44	58030,80	2x10	98,07	591,75	625	625
C		9,44	87070,80	2x10	195,19	446,08	625	625
E		9,44	87070,80	2x10	195,19	446,08	625	625
F		9,44	65950,80	2x10	195,19	337,88	625	625
G		9,44	47470,80	2x10	98,07	484,07	625	625
H		9,44	37330,30	2x10	111,94	333,48	625	625

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.53 Placa solera N-S

Nivel	Línea	h (ft)	W (lb)	Medidas	A (in ²)	F _{nom}	F _{c⊥} (psi)	F' _{c⊥} (psi)
Cuarto piso	1	8,21	32462,40	2x4	334,79	96,96	625	625
	2	8,21	45025,40	2x4	334,79	134,49	625	625
	3	8,21	45025,40	2x4	334,79	134,49	625	625
	4	8,21	32462,40	2x4	334,79	96,96	625	625
Tercer piso	1	9,44	77016,00	2x4	333,14	231,18	625	625
	2	9,44	107561,00	2x4	333,14	322,87	625	625
	3	9,44	107561,00	2x4	333,14	322,87	625	625
	4	9,44	77016,00	2x4	333,14	231,18	625	625
Segundo piso	1	9,44	121569,60	2x4	331,93	366,25	625	625
	2	9,44	170096,60	2x4	331,93	512,45	625	625
	3	9,44	170096,60	2x4	331,93	512,45	625	625
	4	9,44	121569,60	2x4	331,93	366,25	625	625
Primer piso	1	9,44	166123,20	2x6	518,48	320,40	625	625
	2	9,44	232632,20	2x6	518,48	448,68	625	625
	3	9,44	232632,20	2x6	518,48	448,68	625	625
	4	9,44	166123,20	2x6	518,48	320,40	625	625

Fuente: Elaboración propia.

- Diseño de montantes

Los montantes o llamados en inglés “*studs*” son elementos verticales que se distribuyen en todo lo largo de los segmentos de muro de corte, estos elementos son encargados de soportar cargas gravitatorias conjuntamente con la placa solera, por lo tanto, los montantes usualmente tienen el mismo ancho que la placa solera.

Al ser elementos que trabajan únicamente a gravedad, se toma en cuenta la misma carga que está siendo aplicada para la placa solera, es decir:

$$W = (Carga\ muerta\ de\ techo/piso * L_{tributaria} + Peso\ de\ muro * h) * l_i$$

La sección que se propone para todo el edificio es de 2x4, al tratarse de un elemento vertical como una columna es importante considerar el factor de estabilidad como en las cuerdas por lo tanto se lo obtiene de la siguiente manera:

$$\frac{I_e}{d_x} = \frac{h * 12}{\text{ancho del montante}}$$

$$F_{cE} = \frac{0,822 * E'_{min}}{\frac{I_e}{d_x}^2}$$

$$F_c^* = F_c * C_D * C_M * C_t * C_F$$

$$C_p = \frac{1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*}\right)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*}\right)}{2c}\right]^2 - \frac{F_{cE}}{F_c^*}}$$

Una vez obtenido uno de los factores más importantes se puede calcular la demanda respecto al área de la sección del montante y también la resistencia que un montante tendrá de manera que al dividir la demanda para la capacidad de un montante obtengamos la cantidad de estos que requerimos.

$$F_{nom} = \frac{W}{A}$$

$$F_c' = F_c * C_D * C_M * C_t * C_i * C_p * C_F$$

Donde:

C_i = Factor de incisión = 0,8. Este valor es obtenido de la Tabla 4.3.8 del NDS, debido a que analizaremos compresión paralela.

C_F = Factor de tamaño = 1,15 para compresión. Estos valores se obtienen de la Tabla 4A del Suplemento del NDS.

F_c = La resistencia nominal a compresión paralela obtenida de la Tabla 4A del Suplemento del NDS, psi. Para este caso se toma el valor de 1500 psi.

F_c' = La resistencia última, psi

Obteniendo la resistencia que tiene un montante se divide la demanda F_{nom} para la capacidad, para obtener el número de montante requeridos.

$$\#de\ montantes = \frac{F_{nom}}{F'_c}$$

Es importante mencionar que usualmente los montantes dentro del diseño y construcción de estas edificaciones, deben tener una separación (s) no mayor a 16 pulgadas. Por lo tanto, si el número de montantes necesario es muy pequeño, se rige por la separación necesaria de 16 in. Por ende, todo el diseño se realizó en base a la separación que tendrán los montantes y no en la cantidad necesaria. (Los Ángeles Regional Uniform Code Program, 2008)

$$s = \frac{l_m}{\#de\ montantes}$$

Si $s > 16$ in, se utiliza 16 in; sino lo que de la separación.

Tabla 3.54 Diseño de montantes E-O

Nivel	Línea	h (ft)	W (lb)	Medidas	A (in ²)	F _{nom} (psi)	(l _e /d) _x	F _{cE} (psi)	F* _c (psi)	F _{cE} /F* _c	C _p	F _c (psi)	F' _c (psi)	# miembros	s (in)
Cuarto piso	A	8,21	7587,10	2x4	5,25	1445,16	28,15	643,21	2760,00	0,23	0,22	1500	487,00	2,97	16
	B	8,21	22231,20	2x4	5,25	4234,51	28,15	643,21	2760,00	0,23	0,22	1500	487,00	8,70	16
	C	8,21	32791,20	2x4	5,25	6245,94	28,15	643,21	2760,00	0,23	0,22	1500	487,00	12,83	11,6
	E	8,21	32791,20	2x4	5,25	6245,94	28,15	643,21	2760,00	0,23	0,22	1500	487,00	12,83	11,6
	F	8,21	25111,20	2x4	5,25	4783,09	28,15	643,21	2760,00	0,23	0,22	1500	487,00	9,82	15,2
	G	8,21	18391,20	2x4	5,25	3503,09	28,15	643,21	2760,00	0,23	0,22	1500	487,00	7,19	16
	H	8,21	7587,10	2x4	5,25	1445,16	28,15	643,21	2760,00	0,23	0,22	1500	487,00	2,97	16
	Tercer piso	A	9,44	15801,50	2x6	8,25	1915,33	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	5,12
B		9,44	45348,00	2x6	8,25	5496,73	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	14,70	10,2
C		9,44	66468,00	2x6	8,25	8056,73	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	21,54	6,9
E		9,44	66468,00	2x6	8,25	8056,73	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	21,54	6,9
F		9,44	51108,00	2x6	8,25	6194,91	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	16,57	9
G		9,44	37668,00	2x6	8,25	4565,82	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	12,21	12,2
H		9,44	15801,50	2x6	8,25	1915,33	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	5,12	16
Segundo piso		A	9,44	24015,90	2x8	10,87	2208,36	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	5,91
	B	9,44	68464,80	2x8	10,87	6295,61	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	16,84	8,9
	C	9,44	100144,80	2x8	10,87	9208,72	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	24,62	6
	E	9,44	100144,80	2x8	10,87	9208,72	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	24,62	6
	F	9,44	77104,80	2x8	10,87	7090,10	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	18,96	7,9
	G	9,44	56944,80	2x8	10,87	5236,30	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	14,00	10,7
	H	9,44	24015,90	2x8	10,87	2208,36	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	5,91	16
	Primer piso	A	9,44	32230,30	2x10	13,87	2322,90	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	6,21
B		9,44	91581,60	2x10	13,87	6600,48	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	17,65	8,4
C		9,44	133821,60	2x10	13,87	9644,80	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	25,79	5,8
E		9,44	133821,60	2x10	13,87	9644,80	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	25,79	5,8
F		9,44	103101,60	2x10	13,87	7430,75	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	19,87	7,5
G		9,44	76221,60	2x10	13,87	5493,45	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	14,69	10,2
H		9,44	32230,30	2x10	13,87	2322,90	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	6,21	16

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.55 Diseño de montantes N-S

Nivel	Línea	h (ft)	W (lb)	Medidas	A (in ²)	F _{nom} (psi)	(l _c /d) _x	F _{cE} (psi)	F* _c (psi)	F _{cE} /F* _c	C _p	F _c (psi)	F' _c (psi)	# miembros	s (in)
Cuarto piso	1	8,21	32462,40	2x4	5,25	6183,31	28,15	643,21	2760,00	0,23	0,22	1500	487,00	12,70	16
	2	8,21	45025,40	2x4	5,25	8576,27	28,15	643,21	2760,00	0,23	0,22	1500	487,00	17,61	16
	3	8,21	45025,40	2x4	5,25	8576,27	28,15	643,21	2760,00	0,23	0,22	1500	487,00	17,61	16
	4	8,21	32462,40	2x4	5,25	6183,31	28,15	643,21	2760,00	0,23	0,22	1500	487,00	12,70	16
Tercer piso	1	9,44	77016,00	2x4	5,25	14669,71	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	39,23	16
	2	9,44	107561,00	2x4	5,25	20487,81	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	54,79	14,9
	3	9,44	107561,00	2x4	5,25	20487,81	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	54,79	14,9
	4	9,44	77016,00	2x4	5,25	14669,71	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	39,23	16
Segundo piso	1	9,44	121569,60	2x4	5,25	23156,11	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	61,92	13,2
	2	9,44	170096,60	2x4	5,25	32399,35	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	86,64	9,4
	3	9,44	170096,60	2x4	5,25	32399,35	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	86,64	9,4
	4	9,44	121569,60	2x4	5,25	23156,11	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	61,92	13,2
Primer piso	1	9,44	166123,20	2x6	8,25	20136,15	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	53,85	15,2
	2	9,44	232632,20	2x6	8,25	28197,84	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	75,40	10,8
	3	9,44	232632,20	2x6	8,25	28197,84	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	75,40	10,8
	4	9,44	166123,20	2x6	8,25	20136,15	32,37	486,51	2760,00	0,18	0,17	1500	373,96	53,85	15,2

Fuente: Elaboración propia.

- Deflexión de muros de corte

Una vez que se finaliza el diseño de los miembros de los muros de corte, se puede calcular la deflexión del mismo por cada piso según el SDPWS Sección 4.3.4. En un muro de corte la deflexión total (Δ) es calculada como la suma de varias deflexiones debida a diferentes efectos.

 Δ_b = Deflexión por flexión, in.

$$\Delta_b = \frac{5vh^3}{EAb}$$

 Δ_v = Deflexión por cortante, in.

 Δ_n = Deflexión debida a deslizamiento de clavo, in.

$$\Delta_v + \Delta_n = \frac{vh}{1000G_a}$$

Δ_c = Deflexión debida a deslizamiento de anclaje, in.

$$\Delta_{anch} = \frac{h}{b} * \Delta_a$$

Donde:

v = Cortante acumulado causado por cargas de diseño en la dirección del análisis, lb/ft.

E = 1700 000 psi =Módulo de elasticidad de las cuerdas, psi. Obtenido de la Tabla 4A del Suplemento del NDS.

A = Área de la sección de cuerdas, in².

b = Longitud total de segmentos de muro, ft.

G_a = Rigidez a cortante aparente del muro de corte de deslizamiento de clavos y deformación de panel de cortante, kips/in. Obtenido de la Tabla 4.3A del SDPWS.

h = Altura del muro, ft.

Δ_a = Deslizamiento de anclaje, es asumido 0,2 por varios ingenieros, debido a que se tomaría el caso más desfavorable.

La deflexión total obtenida de la suma de los efectos debe ser multiplicada por un factor de amplificación $C_d = 4$, obtenido de la Tabla 12.2-1 del ASCE 7-16, para así obtener la deflexión definitiva (Δ_t).

$$\Delta_t = C_d * \Delta$$

La deflexión definitiva de muro de corte es comparada con la deflexión límite según el ASCE 7-16 Tabla 12.12-1, donde se muestran las deflexiones límites para distintas estructuras, para el caso de muros de corte $\Delta_l = 0,02h$, donde h es la altura del piso en pulgadas.

Tabla 3.56 Deflexión muros de corte E-O

Nivel	Línea	v (lb/ft)	h (ft)	b (ft)	A (in ²)	Ga (k/in)	Δ_a (in)	Δ_b (in)	$\Delta_v+\Delta_n$ (in)	Δ_{anch} (in)	Δ (in)	Δ_t (in)	Δ_l (in)	$\Delta * Cd < \Delta_l$
Cuarto piso	A	99,33	8,21	12,50	10,50	10,00	0,20	0,0020	0,0816	0,1314	0,2149	0,86	1,97	CUMPLE
	B	181,42	8,21	22,00	10,50	10,00	0,20	0,0020	0,1489	0,0746	0,2256	0,90	1,97	CUMPLE
	C	154,65	8,21	43,00	10,50	10,00	0,20	0,0009	0,1270	0,0382	0,1660	0,66	1,97	CUMPLE
	E	154,65	8,21	43,00	10,50	10,00	0,20	0,0009	0,1270	0,0382	0,1660	0,66	1,97	CUMPLE
	F	113,67	8,21	43,00	10,50	10,00	0,20	0,0007	0,0933	0,0382	0,1322	0,53	1,97	CUMPLE
	G	141,38	8,21	22,00	10,50	10,00	0,20	0,0016	0,1161	0,0746	0,1923	0,77	1,97	CUMPLE
	H	99,33	8,21	12,50	10,50	10,00	0,20	0,0020	0,0816	0,1314	0,2149	0,86	1,97	CUMPLE
	Tercer piso	A	229,57	9,44	12,50	24,75	14,00	0,20	0,0029	0,1548	0,1510	0,3088	1,24	2,27
B		415,55	9,44	22,00	24,75	14,00	0,20	0,0030	0,2802	0,0858	0,3690	1,48	2,27	CUMPLE
C		354,89	9,44	43,00	24,75	14,00	0,20	0,0013	0,2393	0,0439	0,2845	1,14	2,27	CUMPLE
E		354,89	9,44	43,00	24,75	14,00	0,20	0,0013	0,2393	0,0439	0,2845	1,14	2,27	CUMPLE
F		262,06	9,44	43,00	24,75	14,00	0,20	0,0010	0,1767	0,0439	0,2216	0,89	2,27	CUMPLE
G		324,83	9,44	22,00	24,75	14,00	0,20	0,0024	0,2190	0,0858	0,3072	1,23	2,27	CUMPLE
H		229,57	9,44	12,50	24,75	14,00	0,20	0,0029	0,1548	0,1510	0,3088	1,24	2,27	CUMPLE
Segundo piso		A	318,66	9,44	12,50	50,75	22,00	0,20	0,0020	0,1367	0,1510	0,2898	1,16	2,27
	B	575,20	9,44	22,00	50,75	22,00	0,20	0,0020	0,2468	0,0858	0,3347	1,34	2,27	CUMPLE
	C	491,53	9,44	43,00	50,75	22,00	0,20	0,0009	0,2109	0,0439	0,2557	1,02	2,27	CUMPLE
	E	491,53	9,44	43,00	50,75	22,00	0,20	0,0009	0,2109	0,0439	0,2557	1,02	2,27	CUMPLE
	F	363,48	9,44	43,00	50,75	22,00	0,20	0,0007	0,1560	0,0439	0,2005	0,80	2,27	CUMPLE
	G	450,06	9,44	22,00	50,75	22,00	0,20	0,0016	0,1931	0,0858	0,2805	1,12	2,27	CUMPLE
	H	318,66	9,44	12,50	50,75	22,00	0,20	0,0020	0,1367	0,1510	0,2898	1,16	2,27	CUMPLE
	Primer piso	A	363,20	9,44	12,50	64,75	28,00	0,20	0,0018	0,1225	0,1510	0,2753	1,10	2,27
B		655,03	9,44	22,00	64,75	28,00	0,20	0,0018	0,2208	0,0858	0,3085	1,23	2,27	CUMPLE
C		559,85	9,44	43,00	64,75	28,00	0,20	0,0008	0,1887	0,0439	0,2335	0,93	2,27	CUMPLE
E		559,85	9,44	43,00	64,75	28,00	0,20	0,0008	0,1887	0,0439	0,2335	0,93	2,27	CUMPLE
F		414,18	9,44	43,00	64,75	28,00	0,20	0,0006	0,1396	0,0439	0,1841	0,74	2,27	CUMPLE
G		512,67	9,44	22,00	64,75	28,00	0,20	0,0014	0,1728	0,0858	0,2601	1,04	2,27	CUMPLE
H		363,20	9,44	12,50	64,75	28,00	0,20	0,0018	0,1225	0,1510	0,2753	1,10	2,27	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.57 Deflexión muros de corte N-S

Nivel	Línea	v (lb/ft)	h (ft)	b (ft)	A (in ²)	Ga (k/in)	Δ_a (in)	Δ_b (in)	$\Delta_v+\Delta_n$ (in)	Δ_{anch} (in)	Δ (in)	Δ_t (in)	Δ_l (in)	$\Delta^*Cd<\Delta_l$
Cuarto piso	1	90,25	8,21	68,41	10,50	10,00	0,20	0,0003	0,0741	0,0240	0,0984	0,39	1,97	CUMPLE
	2	98,20	8,21	76,61	10,50	10,00	0,20	0,0003	0,0806	0,0214	0,1024	0,41	1,97	CUMPLE
	3	98,20	8,21	76,61	10,50	10,00	0,20	0,0003	0,0806	0,0214	0,1024	0,41	1,97	CUMPLE
	4	90,25	8,21	68,41	10,50	10,00	0,20	0,0003	0,0741	0,0240	0,0984	0,39	1,97	CUMPLE
Tercer piso	1	207,11	9,44	68,41	36,75	14,00	0,20	0,0003	0,1397	0,0276	0,1676	0,67	2,27	CUMPLE
	2	224,93	9,44	76,61	36,75	14,00	0,20	0,0003	0,1517	0,0246	0,1766	0,71	2,27	CUMPLE
	3	224,93	9,44	76,61	36,75	14,00	0,20	0,0003	0,1517	0,0246	0,1766	0,71	2,27	CUMPLE
	4	207,11	9,44	68,41	36,75	14,00	0,20	0,0003	0,1397	0,0276	0,1676	0,67	2,27	CUMPLE
Segundo piso	1	286,84	9,44	68,41	49,00	22,00	0,20	0,0003	0,1231	0,0276	0,1510	0,60	2,27	CUMPLE
	2	311,34	9,44	76,61	49,00	22,00	0,20	0,0003	0,1336	0,0246	0,1586	0,63	2,27	CUMPLE
	3	311,34	9,44	76,61	49,00	22,00	0,20	0,0003	0,1336	0,0246	0,1586	0,63	2,27	CUMPLE
	4	286,84	9,44	68,41	49,00	22,00	0,20	0,0003	0,1231	0,0276	0,1510	0,60	2,27	CUMPLE
Primer piso	1	326,71	9,44	68,41	57,75	28,00	0,20	0,0003	0,1101	0,0276	0,1381	0,55	2,27	CUMPLE
	2	354,55	9,44	76,61	57,75	28,00	0,20	0,0003	0,1195	0,0246	0,1445	0,58	2,27	CUMPLE
	3	354,55	9,44	76,61	57,75	28,00	0,20	0,0003	0,1195	0,0246	0,1445	0,58	2,27	CUMPLE
	4	326,71	9,44	68,41	57,75	28,00	0,20	0,0003	0,1101	0,0276	0,1381	0,55	2,27	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

- Resumen muros de corte

Cuarto piso:

En el sentido E-O se usará doble revestimiento con un espesor de recubrimiento de 5/16 in, con un clavo 6d de penetración mínima 1 1/4 in y espacio de clavos en el borde de 6 in. Las cuerdas a utilizar en estos muros será dos cuerdas 2x4 en cada inicio y fin de segmento de muro. Los *holdowns* para todos los segmentos de muro serán HDU2/SDS2,5. Los pernos de anclaje serán A307 3/8, se colocan 5 pernos por muro. La placa solera será de 2x4 en donde se asentarán montantes de 2x4 cada 11,5 in para todos los muros.

En el sentido N-S se usará un revestimiento con un espesor de recubrimiento de 5/16 in, con un clavo 6d de penetración mínima 1 1/4 in y espacio de clavos en el borde de 6 in. Las cuerdas a utilizar en estos muros será dos cuerdas 2x6 en cada inicio y fin de

segmento de muro Los *holdowns* para todos los segmentos de muro serán HDU2/SDS2,5. Los pernos de anclaje serán A307 3/8, se colocan 11 pernos por muro. La placa solera será de 2x4 en donde se asentarán montantes de 2x4 cada 16 in para todos los muros.

Tercer piso:

En el sentido E-O se usará doble revestimiento con un espesor de recubrimiento de 15/32 in, con un clavo 8d de penetración mínima 1 3/8 in y espacio de clavos en el borde de 4 in. Las cuerdas a utilizar en estos muros será tres cuerdas 2x6 en cada inicio y fin de segmento de muro. Los *holdowns* para todos los segmentos de muro serán HDU5/SDS2,5. Los pernos de anclaje serán A307 3/8, se colocan 10 pernos por muro. La placa solera será de 2x6 en donde se asentarán montantes de 2x6 cada 6,5 in para todos los muros.

En el sentido N-S se usará un revestimiento con un espesor de recubrimiento de 15/32 in, con un clavo 8d de penetración mínima 1 3/8 in y espacio de clavos en el borde de 4 in. Las cuerdas a utilizar en estos muros será tres cuerdas 4x4 en cada inicio y fin de segmento de muro. Los *holdowns* para todos los segmentos de muro serán HDU2/SDS2,5. Los pernos de anclaje serán A307 3/8, se colocan 26 pernos por muro. La placa solera será de 2x4 en donde se asentarán montantes de 2x4 cada 14,5 in para todos los muros.

Segundo piso:

En el sentido E-O se usará doble revestimiento con un espesor de recubrimiento de 15/32 in, con un clavo 10d de penetración mínima 1 1/2 in y espacio de clavos en el borde de 3 in. Las cuerdas a utilizar en estos muros será dos cuerdas 4x8 en cada inicio y fin de segmento de muro. Los *holdowns* para todos los segmentos de muro serán HDU11/SDS2,5. Los pernos de anclaje serán A307 3/8, se colocan 14 pernos por muro. La placa solera será de 2x8 en donde se asentarán montantes de 2x8 cada 6 in para todos los muros.

En el sentido N-S se usará un revestimiento con un espesor de recubrimiento de 15/32 in, con un clavo 10d de penetración mínima 1 1/2 in y espacio de clavos en el borde de 3 in. Las cuerdas a utilizar en estos muros será cuatro cuerdas 4x4 en cada inicio y fin de segmento de muro. Los *holdowns* para todos los segmentos de muro serán

HDU5/SDS2,5. Los pernos de anclaje serán A307 3/8, se colocan 37 pernos por muro. La placa solera será de 2x4 en donde se asentarán montantes de 2x4 cada 9 in para todos los muros.

Primer piso:

En el sentido E-O se usará doble revestimiento con un espesor de recubrimiento de 15/32 in, con un clavo 10d de penetración mínima 1 1/2 in y espacio de clavos en el borde de 2 in. Las cuerdas a utilizar en estos muros será dos cuerdas 4x10 en cada inicio y fin de segmento de muro. Los *holdowns* para todos los segmentos de muro serán HDU14/SDS2,5. Los pernos de anclaje serán A307 5/8, se colocan 12 pernos por muro. La placa solera será de 2x10 en donde se asentarán montantes de 2x10 cada 5,5 in para todos los muros.

En el sentido N-S se usará un revestimiento con un espesor de recubrimiento de 15/32 in, con un clavo 10d de penetración mínima 1 1/2 in y espacio de clavos en el borde de 2 in. Las cuerdas a utilizar en estos muros será tres cuerdas 4x6 en cada inicio y fin de segmento de muro. Los *holdowns* para todos los segmentos de muro serán HDU11/SDS2,5. Los pernos de anclaje serán A307 5/8, se colocan 31 pernos por muro. La placa solera será de 2x6 en donde se asentarán montantes de 2x6 cada 10,5 in para todos los muros.

CAPÍTULO 4: RECOMENDACIONES DEL DISEÑO

- Dentro de cualquier diseño estructural, es importante determinar el sitio de emplazamiento de la estructura de forma que se consideren las características del suelo y las características del lugar. Estas consideraciones nos ayudarán a obtener el espectro de diseño bajo la norma que rija en la zona, ya que cada norma nos proporcionará distintos factores y metodologías para el cálculo del espectro.
- Al tratarse de un diseño con el uso de madera como material estructural (y al ser este un material de características muy variables dependiendo de su especie e incluso su tratamiento y manejo), es necesario conocer las características de la misma como la humedad, temperatura que puede soportar, resistencia, etc.

Además de ello, para escoger la especie de madera a usar se debe investigar las disponibles dentro de la zona de construcción de la edificación.

- Varios países no constan con información reciente y actualizada respecto al diseño de estructuras de madera, por lo que, usualmente, el diseñador busca normas extranjeras para el cálculo estructural. Debido a esto hay que ser cauteloso con las unidades en las que se desarrollará el diseño debido a que deberán ser congruentes con los factores y coeficientes de la norma en la que se base el diseño. Como dato importante y con la finalidad de facilitar cálculos, en caso de el diseño se realice en Estados Unidos, la aplicación ASCE 7-16 HAZARD TOOL puede proporcionarnos datos que simplificarán el proceso y nos ahorrará tiempo.
- Una vez que se cuente con la arquitectura de la estructura a diseñar y conociendo la función que tendrá la misma, se pueden definir las paredes que actuarán como muros de corte, con el fin de realizar los cálculos y obtener las cargas que transmitirán los muros de corte. Conocer los muros de corte nos ayudará a determinar los segmentos completos de muro, los cuales se encargan de resistir y transmitir las cargas. Además, al tratarse de una estructura netamente de madera, es necesario seccionar las zonas de diafragma en planta. La idealización de un diafragma flexible es asumida como correcta para estos casos.
- Al momento de obtener las fuerzas laterales a usar en el diseño sismorresistente (o cualquier diseño lateral) es de suma importancia diferenciar las fuerzas de muros de corte y de diafragmas, esto se debe a que estos miembros reciben carga de manera independiente, y sus cálculos dependerán de esto.
- En las estructuras de madera el modo en que se transmite la carga es diferente a lo que usualmente estamos acostumbrados; se debe tener en cuenta que la fuerza de diseño para los muros de corte se acumula piso a piso al siguiente muro tomando en cuenta la fuerza del diafragma en cada nivel. En cambio, la fuerza de diseño para los diafragmas se considera de manera individual, es decir, no es acumulativa.
- Es importante mencionar que los elementos de madera, según el NDS tienen medidas reales diferentes a su forma de nomenclatura, por ejemplo, una tira de madera llamada de 2x4 tiene medidas reales de 1,5x3,5 in; esto también ocurre

con pernos y distintas características de los mismos, por lo que siempre hay que referirse a lo que se encuentre escrito en las especificaciones.

- En el diseño de muros de corte y diafragmas es importante revisar las proporciones de las dimensiones de estos, es decir, en su relación altura-ancho y largo-ancho respectivamente, debido a que de esto dependerá varias consideraciones en el diseño.
- Dar la atención necesaria a distintos factores de diseño que usualmente se encuentran en los pies de tabla de las normas debido a que estos son necesarios durante el proceso, usualmente dependen del método de diseño que se esté utilizando.
- Es necesario comprender la diferencia de operación de una cuerda con un colector, debido a que su diseño es distinto. Al ser las cuerdas y colectores elementos largos se debe tener en cuenta que no se puede colocar un único elemento continuo, sino se debe situar varios elementos por tramos para que conformen el miembro; los clavos que se calculan para estos elementos son los que deben ubicarse entre los empalmes de las tiras.
- Los miembros montantes y las cuerdas deben tener el mismo o un menor ancho que el ancho de la placa solera para que los elementos verticales se puedan asentar sin problema sobre la placa inferior.
- En los muros de corte si la demanda de cortante es muy grande para que sea resistido por el recubrimiento seleccionado, existe la posibilidad de que la capacidad se duplique colocando doble revestimiento.
- Siendo los anclajes *holdown* esenciales para el correcto funcionamiento de una edificación de muros de corte de madera, es de suma importancia calcularlos correctamente. Para lograr este objetivo es necesario calcular las fuerzas de tracción y compresión actuantes, siempre recordando que estas encuentran en los extremos de cada segmento de muro, por lo tanto, se deben calcular individualmente para cada uno de estos.
- Se debe considerar que existe un mínimo tamaño de sección de montantes a los que los *holdwons* estarán acoplados.

CAPÍTULO 5: FACTIBILIDAD AMBIENTAL DE LAS CONSTRUCCIONES EN MADERA

En Ecuador desde tiempos remotos se tiene la evidencia de que los primeros asentamientos nativos se edificaron utilizando como material de construcción la madera en las regiones Costa, Sierra y Oriente (Espinosa y otros, 2018).

Antiguamente, la madera era muy utilizada especialmente en la zona costera debido a que era el material para armar embarcaciones; de esta área salen los primeros especialistas para construcción debido a que eran los conocedores del material y las uniones que se debían realizar, por ende, a partir de este conocimiento se comenzaron a construir pilares, columnas, entresijos y otros elementos estructurales de madera.

En su momento de auge, la madera ayudó a la expansión y crecimiento del Ecuador (con el uso de este material en edificaciones como: iglesias, casas e incluso establecimientos públicos), y sentó las bases de ciertos centros poblados que luego pasarían a convertirse en cantones. Algunas edificaciones que hicieron uso de la madera fueron las iglesias de San Francisco, La Merced, Todos Santos y el colegio Benigno Malo (ver Figura 5.1 y 5.2). Entre las maderas principalmente usadas en la región estuvieron: Moral, Guachapelí, Cedro, Fernán Sánchez, Teca, Figueroa y Roble. (El Universo, 2015)



Figura 5.1 Colegio Benigno Malo

Fuente: La construcción con madera en la ciudad de Cuenca – Ecuador.

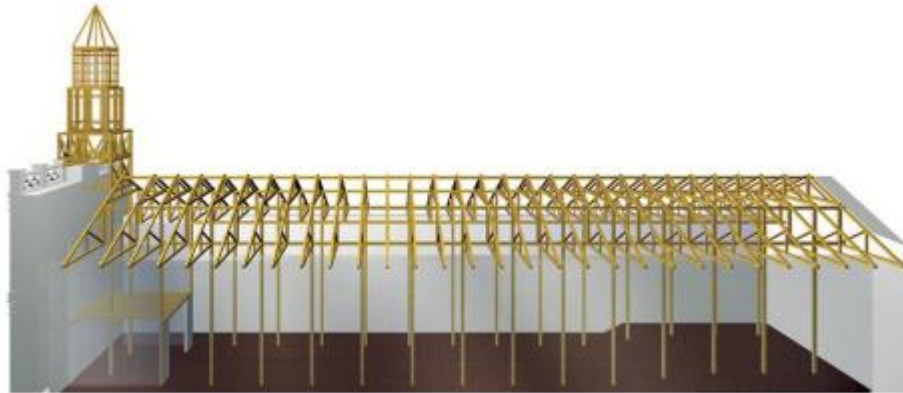


Figura 5.2 Iglesia de Todos Santos

Fuente: La construcción con madera en la ciudad de Cuenca – Ecuador.

Sin embargo, existieron hechos que pusieron un freno a la construcción en madera en Ecuador y el desarrollo de nuevas técnicas en este material. A este suceso se le denominó El Gran Incendio y ocurrió en el año 1986 y contribuyó a que se de apertura o incluso a que se exija la implementación de nuevas metodologías de diseño y modelos constructivos; es en este punto en el que se popularizó la construcción con hormigón armado y gradualmente se volvió el sistema más usado debido principalmente a su resistencia al fuego y altas temperaturas, pues se establecieron ordenanzas y normativas centradas en evitar la propagación incendios (Mundo Constructor, 2022).

Otro de los factores (y probablemente el más importante) que influye actualmente en la construcción de madera en Ecuador es la sostenibilidad del recurso, pues para realizar proyectos públicos o privados a gran escala se debe garantizar que haya poca o nula afección al medio ambiente, además de tener en cuenta que se debería asegurar que exista materia prima para un futuro.

La sostenibilidad de la madera es un tema que ha venido teniendo importancia a lo largo de los años, por lo que en el año 2015 el Ministerio del Ambiente realizó el Acuerdo No.0125 en el que se especifican las normas para el manejo forestal sostenible de los boques; dentro de este acuerdo se establecen criterios para el control y manejo de la explotación de madera para cualquiera de sus fines (Ministerio del Ambiente, 2015).

Al hablar de construcción se planteará la situación de la madera con fin de comercialización, teniendo en cuenta lo artículos de la Ley Forestal y de Conservación de Áreas Naturales y Vida Silvestre. Esta ley afirma que el Ministerio del Ambiente será el encargado de supervisar el manejo y comercialización de la materia prima forestal, teniendo en cuenta que toda persona que realice procesos como aprovechamiento, comercialización, entre otros debe estar inscrita en el Registro Forestal para manejarlo de una forma legal (Ministerio del Ambiente, 2004).



Figura 5.3 Operadores Forestales registrados

Fuente: Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca.

Si analizamos los Operadores Forestales registrados en el Ecuador se puede notar que son un número bastante limitado de personas, por tanto, facilita el control y la regulación que el Ministerio del Ambiente realiza con el fin de que exista un buen uso del recurso forestal.

Existen varias especies de árboles dentro del país que tienen permitido ser explotados bajo ciertas condiciones con fines comerciales; para ello se presenta la necesidad de un inventario específico de las especies existentes en varias provincias debido a que actualmente el Ministerio del Ambiente establece vedas parciales o totales de varias especies si existen razones climáticas, económicas, sociales, entre otras que argumenten (Espinosa y otros, 2018).

El Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca, en el año 2016 publicó cifras de superficie árboles dentro del Ecuador que pueden ser explotados con un

fin comercial, como se puede observar la Figura 5.4 provincias como Esmeraldas constan de áreas extensas destinadas a la comercialización y si hablamos de especies de árboles la Teca es la que tienen una mayor extensión en nuestro país.

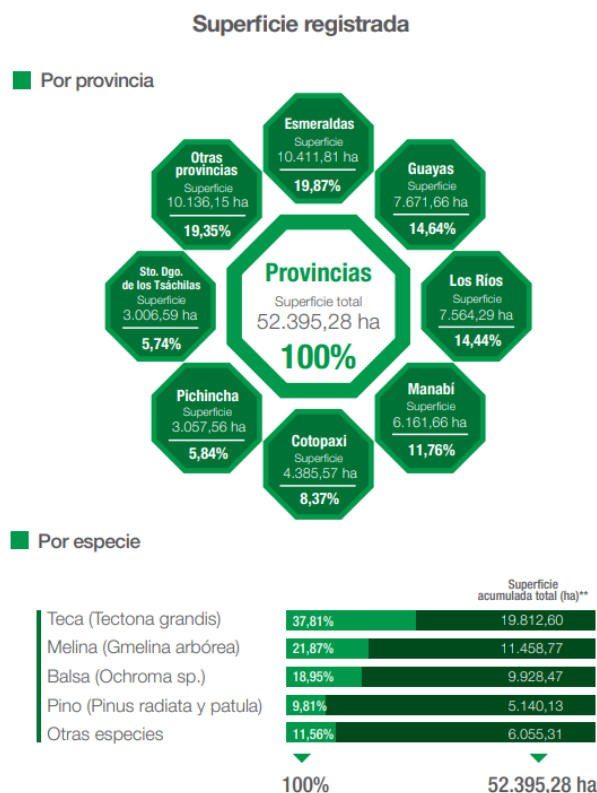


Figura 5.4 Superficie registrada de madera comercial

Fuente: Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca.

Al analizar la Figura 5.4, sabemos que el Ecuador consta de grandes áreas forestales por lo que el gobierno y sus distintas entidades se ven con la necesidad de elaborar programas de reforestación y conservación comercial de los bosques. Priorizando el cuidado de estas áreas se han creado proyectos como el “Programa de incentivos para la reforestación con fines comerciales” buscando que personas naturales o jurídicas protejan y repueblen, con el fin de tener suficiente materia prima para comercializar en el país y no depender de regiones extranjeras, teniendo como recompensa incentivos económicos (Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca, 2016).

Los objetivos del programa son:

- Generar materia prima para el abastecimiento de la industria de la madera.

- Reducir la dependencia de importación de productos forestales e incentivar el desarrollo industrial del sector forestal, a través de la sustitución de importaciones.
- Fomentar las exportaciones de productos con mayor valor agregado.
- Aportar en la reducción del aprovechamiento indiscriminado del Bosque Nativo.
- Incorporar tierras con vocación forestal al sector productivo del país.
- Estimular e incorporar a las comunidades campesinas en el establecimiento y manejo de plantaciones forestales.

(2016)

Ahora bien, en este programa existen normas para que se realice un manejo adecuado de plantaciones de manera que no se reforeste con el fin comercial en: ecosistemas frágiles, donde aparecen Bosques Nativos, Páramos que se encuentre por encima de los 3500 msnm al norte del paralelo 3° y 3000 msnm al sur del paralelo 3° y vegetación arbustiva; sistema nacional de Áreas Protegidas, que como su nombre lo indica deben ser cuidadas y protegidas incluso en áreas aledañas; áreas de socio bosque y zonas de protección permanente que se destinan únicamente a la protección y conservación de recursos y sitios con pendiente mayores 50%. (2016)

Descartando las zonas anteriormente nombradas el Ministerio estableció un mapa en el que constan las 2 616 546 hectáreas dentro del territorio ecuatoriano que pueden ser usadas para plantaciones con fines comerciales.

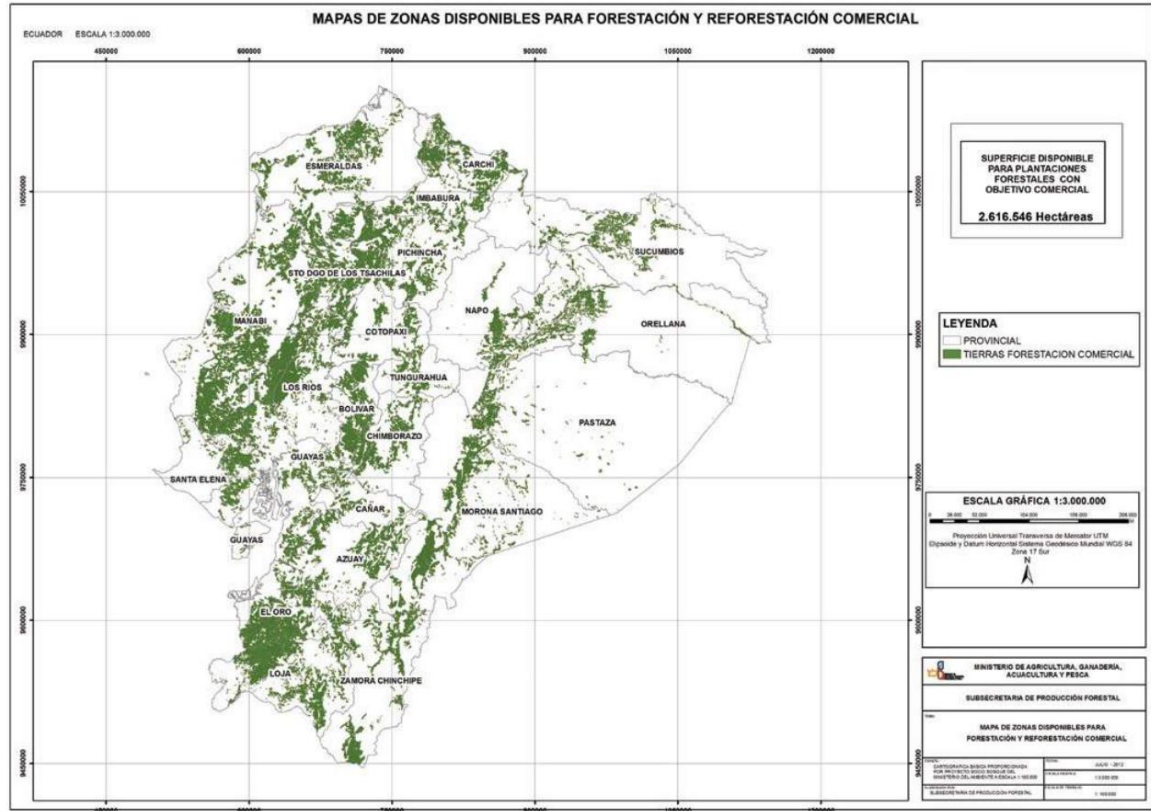


Figura 5.5 Zonas de reforestación comercial

Fuente: Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca.

Si bien existe madera para comercializar dentro del Ecuador, es importante entender que el uso que se dé a este material dentro del campo de construcción dependerá de las características de la madera, por lo que, es necesario identificar las especies de madera que se podrían usar como elementos estructurales.

La Universidad del Azuay en la publicación “Catálogo de madera Estructural de Ecuador” realizó un estudio de las especies de madera que pueden ser usadas con un fin estructural, para ello, se establecieron parámetros de clasificación. Uno de estos fue el tema ambiental en el que se analiza si la especie es considerada en veda o si tiene restricciones para la explotación de la misma. Como segundo parámetro, se considera factores físicos y mecánicos, en el que la densidad se tomaba en cuenta debido a que la mínima a cumplir es de 400 kg/m^3 . Sin embargo, al tener presente la anatomía de la

especie, varias que cumplían con los aspectos anteriores se descartaron por los tamaños de piezas de madera.

En razón de los parámetros mencionados anteriormente, se compararon las especies que se nombran en la publicación de la Universidad del Azuay con las mencionadas en el “Programa de incentivos para la reforestación con fines comerciales”, con la finalidad de conocer las especies que son aptas para la construcción y además de ello que tienen guías de reforestación. Algunas de las especies son:

- Teca: Comúnmente utilizada en el área de construcción; según la Figura 5.4 es la que posee una mayor superficie dentro del Ecuador.
- Fernán Sánchez: Usualmente usada en construcción, especialmente en revestimientos.
- Eucalipto: El uso principal se le da dentro de la construcción de postes, puntales.
- Pino: Especie principal para elementos estructurales, tableros, vigas.

(Espinosa y otros, 2018)

CONCLUSIONES

- El diseño de los muros de corte se realizó en el numeral 3.3.4, donde se consideraron parámetros establecidos por la SDPWS y teniendo en cuenta los establecido en el ASCE 7 para este tipo de construcciones. El proceso de diseño de los distintos elementos estructurales y sus componentes fue consultado en distintas fuentes, la principal fue el libro DWS. Los resultados del diseño se encuentran en el apartado final de la misma sección.
- Dentro del Capítulo 3, en cada paso de del proceso de diseño, previo a la resolución y presentación de resultados, se presentan los parámetros y consideraciones en forma de guía, además de los pasos a seguir, con el fin de que el lector o consultor tenga un fácil entendimiento y la propia resolución de la edificación presentada sirva también como guía.
- Las recomendaciones de diseño de los muros de corte fueron planteadas dentro del Capítulo 4. Varias de estas se plantearon con la finalidad de tener una visión más clara de parámetros que podría dar lugar a confusiones en el procedimiento de

diseño, debido a que, para un correcto desempeño de muros de corte, se requieren también de distintos elementos estructurales.

- Según la investigación realizada, Ecuador ha mostrado ser un país rico en recursos forestales; sin embargo, no todos estos recursos pueden usarse con fines comerciales. Actualmente existen varias fuentes de madera que podría ser explotada para su uso en la industria de la construcción, sin embargo, es importante tomar en cuenta las normativas vigentes para una correcta explotación y uso de estos recursos. Además, es importante mencionar que existen programas de incentivos para la reforestación, pero esto podría ser insuficiente si no se toma conciencia y se regula de manera eficiente la reforestación.

BIBLIOGRAFÍA

- APA-The Engineered Wood Association. (2022). *APA-The Engineered Wood Association*. <https://apawood-europe.org/products-trademarks/osb-2/trademarks/span-rating-on-osb-panels/>
- APA-The Engineered Wood Association. (2023). *APA-The Engineered Wood Association*. <https://www.apawood.org/designerscircle-structural-i>
- Breyer, D. E., Cobeen, K., & Martin, Z. (2020). *Design of Wood Structures ASD/LRFD*. New York: McGraw-Hill Education.
- El Universo. (2015, Julio 29). La madera y su historia con iglesias y casas locales. *El Universo*.
- Espinosa, P., Proaño, D., & Barrera, L. (2018). *Catálogo de Madera Estructural del Ecuador*. Cuenca: Universidad del Azuay.
- Fleury, E., & Chiche, M. (2006). *Rapport d'étude n° DDD/DE/PEB - 2006.096T: Le Bois dans la Construction*. CSTB.
- Lobos, D., Codron Lechuga, C., Pino de la Cruz, F., & Nunez Bustos, V. (2017). *BIM y Madera. Nuevos desafíos para el Diseño y Construcción*. Chile: XXI Congreso de la Sociedad Ibero-americana de Gráfica Digital .
- Los Ángeles Regional Uniform Code Program. (2008). *Design Limitation for Wood Shear Wall*. Los Ángeles: LARUCP INFORMATION BULLETIN.
- Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca. (2016). *Programa de Incentivos para la Reforestación con Fines Comerciales*. Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Cargas Sísmicas-Diseño Sismorresistente*. Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

Ministerio del Ambiente. (2004). *LEY FORESTAL Y DE CONSERVACION DE AREAS NATURALES Y VIDA SILVESTRE*. Ministerio del Ambiente.

Ministerio del Ambiente. (2013). *SISTEMA NACIONAL DE CONTROL FORESTAL*. Quito: Ministerio del Ambiente.

Ministerio del Ambiente. (2015). *Acuerdo No.0125 Las Normas para el Manejo Sostenible de los Bosques*. Ministerio del Ambiente.

Mundo Constructor. (2022). *Ecuador Construye 2022*. Quito: Mundo Constructor.

Structural Engineers Association of California . (2013). *2012 IBC SEAOC STRUCTURAL/SEISMIC DESIGN MANUAL*. Sacramento : International Code Council.

ANEXOS

Nivel	Línea	vd(lb/ft)	vm(lb/ft)	vm-vd(lb/ft)	C(lb)	T(lb)	C(lb)	T(lb)	C(lb)	T(lb)	C(lb)	T(lb)	C(lb)	T(lb)	C(lb)	T(lb)
Techo	1	80,42	112,86	32,43		255,39	404,24	50,14	242,74	156,31	133,93	316,201	343,43	114,14	202,48	-0,30
	2	82,03	124,21	42,18	820,35	9,95	662,91	395,73	290,59	1051,73	0,62					
	3	82,03	124,21	42,18	820,35	9,95	662,91	395,73	290,59	1051,73	0,62					
	4	80,42	112,86	32,43		255,39	404,24	50,14	242,74	156,31	133,93	316,201	343,43	114,14	202,48	-0,30
Cuarto piso	1	110,65	155,28	44,63		351,39	556,19	68,99	333,98	215,07	184,27	435,057	472,52	157,05	278,59	-0,41
	2	112,87	170,90	58,03	1128,706	13,69	912,08	544,47	399,82	1447,06	0,85					
	3	112,87	170,90	58,03	1128,706	13,69	912,08	544,47	399,82	1447,06	0,85					
	4	110,65	155,28	44,63		351,39	556,19	68,99	333,98	215,07	184,27	435,057	472,52	157,05	278,59	-0,41
Tercer piso	1	94,77	132,98	38,22		300,94	476,34	59,08	286,03	184,19	157,81	372,594	404,68	134,50	238,59	-0,35
	2	96,67	146,37	49,70	966,65	11,73	781,13	466,30	342,41	1239,30	0,73					
	3	96,67	146,37	49,70	966,65	11,73	781,13	466,30	342,41	1239,30	0,73					
	4	94,77	132,98	38,22		300,94	476,34	59,08	286,03	184,19	157,81	372,594	404,68	134,50	238,59	-0,35
Segundo piso	1	77,61	108,90	31,30		246,45	390,08	48,39	234,23	150,84	129,23	305,126	331,40	110,15	195,39	-0,29
	2	79,16	119,86	40,70	791,61	9,60	639,69	381,87	280,41	1014,89	0,60					
	3	79,16	119,86	40,70	791,61	9,60	639,69	381,87	280,41	1014,89	0,60					
	4	77,61	108,90	31,30		246,45	390,08	48,39	234,23	150,84	129,23	305,126	331,40	110,15	195,39	-0,29

Anexo 1