

ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
CASO DE ESTUDIO HOSPITAL SUSANA LÓPEZ DE VALENCIA BLOQUE UMI
PEDIATRIA



AUTOR:

LEIDER ESTEBAN TUMBACO JIMENEZ

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

UNIVERSIDAD DEL CAUCA

FALCULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROGRAMA INGENIERÍA CIVIL

POPAYÁN-CAUCA-COLOMBIA

2023

ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
CASO DE ESTUDIO HOSPITAL SUSANA LÓPEZ DE VALENCIA BLOQUE UMI
PEDIATRIA



AUTOR:

LEIDER ESTEBAN TUMBACO JIMENEZ

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

ASESORA:

ING. MARIA VICTORIA MONDRAGÓN MACA

UNIVERSIDAD DEL CAUCA

FALCULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROGRAMA INGENIERÍA CIVIL

POPAYÁN- CAUCA-COLOMBIA

2023

DEDICATORIA

A mi madre María Jiménez que ha sido mi apoyo y guía en todo momento. Me ha formado y con su esfuerzo me ha dado la posibilidad de ser un profesional quien contribuya a mejorar nuestra sociedad.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi hermana Alexandra por apoyarme e impulsarme en todo momento, a mi familia por confiar en mí, en mis capacidades; a mis amigos que han sido parte de este proceso, especialmente a Laura Sánchez a quien siempre recordare y que donde se encuentre sé que está en paz, Samantha Muñoz, Claudia Carrasquilla que de alguna manera contribuyeron a la realización de este proyecto y a la Ing. Victoria Mondragón por su enseñanza. Finalmente, a este trabajo por permitirme explorar mis capacidades como futuro ingeniero civil.

“Mi Cerebro, yo creo, es la parte más hermosa de mi cuerpo”.

Shakira

RESUMEN

Los componentes no estructurales son aquellos que están sujetos al sistema de resistencia sísmico de la estructura. En algunas edificaciones, por ejemplo, los hospitales, la inversión en componentes no estructurales puede llegar a ser considerablemente más alta que la de los componentes estructurales. Este trabajo pretende dar una mirada crítica a los requerimientos de los elementos no estructurales dados en la norma NSR-10 Capítulo A.9. Para el desarrollo del proyecto se tomarán algunos elementos no estructurales de la edificación analizada y se evaluarán los parámetros con los que fueron diseñados. También, la finalidad del proyecto estará direccionada a la comparación del procedimiento de diseño de los componentes no estructurales en Colombia con respecto a los procesos que otros países aplican, de esta manera se podrán reconocer las ventajas y desventajas de la metodología colombiana.

Los resultados que se obtengan se analizarán de manera crítica para dar recomendaciones y/o sugerencias con las que se pueda mejorar el comportamiento de estos elementos ante los efectos sísmicos, del mismo modo el proyecto dejará las bases para enriquecer el procedimiento de diseño de los elementos no estructurales que actualmente se rige en el país.

ABSTRACT

Non-structural components are those that are subject to the seismic resistance system of the structure. In some buildings, for example, hospitals, the investment in non-structural components can be considerably higher than that of the structural components. This project aims to take a critical look at the requirements for non-structural elements given in NSR-10 Chapter A.9. For the development of the project, some non-structural elements of the analyzed building will be taken and the parameters with which they were designed will be evaluated. Also, the purpose of the project will be directed to the comparison of the design procedure of the non-structural components in Colombia with respect to the processes that other countries apply. In this way, it will be possible to recognize the advantages and disadvantages of the Colombian methodology.

The results obtained will be critically analyzed in order to provide recommendations to improve the behavior of these elements in the face of seismic effects. Likewise, the project will lay the foundations to improve the design procedure of non-structural elements currently used in the country.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
2. ESTADO DEL ARTE	5
3. OBJETIVOS	12
3.1. OBJETIVO PRINCIPAL	12
3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS	12
4. NORMAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	13
4.1. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS, REGLAMENTO CONSTRUCCIONES CDMX -2017.....	13
4.2. DISEÑO SISMICO DE COMPONENTES Y SISTEMAS NO ESTRUCTURALES (CHILE NTM 001-2013)	19
4.3 NORMA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE COLOMBIANA NSR-10.....	29
5. COMPARARACIÓN NORMAS DE DISEÑO ADOPTADAS	37
6. REGISTRO FOTOGRAFICO	40
7. ANALISIS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES ADOPTADOS.....	50
7.1 Espectro de diseño.....	50
7.2 Lockers	53
7.3 Cielo raso.....	64
7.4 Lámparas	69
7.5 Barandales	72
7.6 Muros divisorios.....	80

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	84
8.1 Conclusiones	84
8.2 Recomendaciones.....	84
9. BIBLIOGRAFÍA.....	87
10. ANEXO.....	89

INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Factor Q_c de modificación de la respuesta de contenidos (norma de diseño mexicana).....</i>	14
<i>Tabla 2: Espectro de pseudo aceleración (tomado de la norma NTM-001)</i>	21
<i>Tabla 3: zona sísmica (tomada de la norma NTM-001).....</i>	21
<i>Tabla 4: categoría de edificio(tomado de la norma NTM-001)</i>	23
<i>Tabla 5: Grupo de uso (tomada de la norma NSR-10).....</i>	30
<i>Tabla 6: Comparativa de normas de diseño- parte 1(elaboración propia)</i>	37
<i>Tabla 7 : Comparativa de normas de diseño- parte 2(elaboración propia)</i>	38
<i>Tabla 8: Grado de desempeño mínimo requerido según NSR-10</i>	50
<i>Tabla 9: Coeficiente de importancia de acuerdo con NSR-10</i>	50
<i>Tabla 10: Coeficientes de fricción estática (Serway, 1992).....</i>	54
<i>Tabla 11: Resistencia nominal para pernos y piezas roscadas de acuerdo con NSR-10.....</i>	60
<i>Tabla 12: Valor de Z de acuerdo con la zona sísmica (norma de diseño chilena)</i>	66
<i>Tabla 13: Valor de pseudo aceleración según norma de diseño chilena</i>	66
<i>Tabla 14 :Especificaciones del cable propuesto para cielo falso(tomado de Emcocables)....</i>	68
<i>Tabla 15: Requisitos mínimos para barandas como medidas colectivas de prevención en trabajos en alturas (tomado norma EPM).....</i>	75

<i>Tabla 16: Resistencia y dimensiones de baranda propuestas (elaboración propia)</i>	77
<i>Tabla 17: Especificaciones de anclaje propuesto para barandas (fuente propia)</i>	78
<i>Tabla 18: Resistencia de placas de yeso (Gyptec,2017)</i>	83
<i>Tabla 19: Chequeo deslizamiento y volteo en Lockers (elaboración propia)</i>	89
<i>Tabla 20: Fuerza sísmica de diseño para Lockers (elaboración propia)</i>	89
<i>Tabla 21: Resistencia al aplastamiento del anclaje en Lockers (elaboración propia)</i>	90
<i>Tabla 22: Resistencia al cortante del perno en anclaje de Lockers (elaboración propia)</i>	90
<i>Tabla 23: Resistencia a tensión del perno en anclaje de Lockers (elaboración propia)</i>	90
<i>Tabla 24: Chequeo contra el deslizamiento del anclaje en Lockers (elaboración propia)</i>	91
<i>Tabla 25: Chequeo contra el volteo del anclaje de Lockers (elaboración propia)</i>	92
<i>Tabla 26: Fuerza sísmica de diseño cielo falso y solicitud de anclaje (elaboración propia)</i>	92
<i>Tabla 27: Fuerza sísmica de diseño de lámparas (elaboración propia)</i>	93
<i>Tabla 28: Anclaje de lámparas (elaboración propia)</i>	93
<i>Tabla 29: Fuerza sísmica de diseño y chequeo de barandas (elaboración propia)</i>	94
<i>Tabla 30: Resistencia a cortante del perno en barandas (elaboración propia)</i>	95
<i>Tabla 31: propuesta de dimensiones en barandas (elaboración propia)</i>	95
<i>Tabla 32: Anclaje propuesto de barandas (elaboración propia)</i>	95
<i>Tabla 33: Resistencia al aplastamiento anclaje de barandas (elaboración propia)</i>	95
<i>Tabla 34: Resistencia a cortante en el perno del anclaje en barandas (elaboración propia)</i>	96
<i>Tabla 35: Fuerza sísmica de diseño en muros de particiones livianas (elaboración propia)</i>	96
<i>Tabla 36: Solicitud de placas de yeso para muros tipo particiones livianas (elaboración propia)</i>	97

INTRODUCCIÓN

Los componentes no estructurales de un edificio son aquellos que no forman parte del sistema de resistencia sísmico, pero están sujetos a fuerzas inerciales producto de eventos sísmicos. Estos componentes no brindan resistencia, rigidez ni estabilidad a la estructura, sin embargo, su importancia está determinada en su incidencia a las edificaciones al momento de falla, puesto que pueden llegar a causar daños en la parte operacional de la estructura afectando la continuidad de servicio en ella y, asimismo, afectando la integridad física de los usuarios.

En algunas estructuras, por ejemplo, los hospitales, la inversión en componentes no estructurales puede llegar a ser más alta que la de los componentes estructurales. En algunos casos se tienen dentro de la edificación equipos muy importantes tanto desde el punto de vista económico como operacional; en este sentido, cada componente no estructural debe estar regulado y asegurado para que su comportamiento ante los efectos de un sismo sea bueno y que no afecten a la edificación y a los usuarios.

En Colombia actualmente se cuenta con el reglamento colombiano de construcción sismorresistente (NSR-10) encargado de regular los procesos de diseño para cada componente sísmico de cualquier edificación. Para los componentes no estructurales la norma no cuenta con un proceso de diseño lo suficientemente estricto, razón por la cual en este trabajo se hará una comparativa con normas de otros países.

Este trabajo de grado pretende dar una mirada crítica a los requerimientos de los elementos no estructurales dados en la norma NSR-10 Capítulo A.9, tomando como base las normas de diseño sismo resistente de México y Chile, las cuales tienen un mayor alcance en cuanto a componentes no estructurales.

Para el desarrollo del proyecto se tomarán algunos elementos no estructurales del Hospital Susana López de Valencia específicamente el edificio U.M.I pediátrico. En el hospital se evaluarán los parámetros con los que los elementos no estructurales fueron diseñados. Cada evaluación analítica se hará respecto a la NSR-10 y las normas de los países que se tendrán en cuenta.

La finalidad del proyecto será comparar el procedimiento de diseño de los componentes no estructurales en Colombia respecto a los procesos que otros países aplican, de esta manera se podrán reconocer las ventajas y desventajas de la metodología colombiana. Los resultados que se obtengan se analizaran de manera crítica y así dar recomendaciones y/o sugerencias con las que se pueda mejorar el comportamiento de estos elementos ante los efectos sísmicos, del mismo modo el proyecto dejará las bases para enriquecer el procedimiento de diseño de los elementos no estructurales que actualmente se rige en el país.

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Colombia se encuentra ubicada en una zona de alta actividad sísmica, en donde un movimiento sísmico puede afectar gravemente la infraestructura de las edificaciones. Por ello es primordial contar con parámetros que regulen el diseño de los componentes estructurales y no estructurales.

Enfocándose en los elementos no estructurales; en una edificación estos pueden llevar a importantes pérdidas de vidas humanas y pérdidas económicas, por ello la revisión de campo previo a un acontecimiento sísmico es importante, puesto que permitirá detectar a tiempo si en la estructura y sus componentes no estructurales son capaces de resistir las sollicitaciones y tomar acciones en caso de que no sea así.

En Colombia se cuenta con criterios que regulan el diseño de los componentes en una edificación, estos se encuentran reglamentados en la norma NSR-10; esta normativa contiene varios capítulos que direccionan el diseño, sin embargo, en el Capítulo correspondiente a elementos no estructurales (A.9), si bien se puede seguir el procedimiento que se plantea, también se puede continuar con el desarrollo y mejoramiento del proceso, puesto que en este capítulo no se tiene un procedimiento de diseño de gran alcance.

Además, si se considera el historial de sismos ocurridos en Colombia, se justifica la relevancia que representa tener un mayor grado de seguridad de los componentes no estructurales en relación con su comportamiento ante los efectos ocasionados por movimientos sísmicos. También, se dice que los daños generados por los elementos no estructurales van desde problemas con la prestación de servicios, la inversión y la vida de las personas, es así como contar con una buena metodología de diseño permitirá tener un alto grado de seguridad en el comportamiento que tendrán los componentes no estructurales de una edificación.

Al final del trabajo deja algunos fundamentos para mejorar el comportamiento de los elementos no estructurales del edificio que se encuentra ubicado en el Hospital Susana López de Valencia, y a su vez que el análisis crítico realizado sirva como fundamento para enriquecer la metodología de diseño de elementos no estructurales que actualmente se tiene en Colombia.

2. ESTADO DEL ARTE

Reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10)

El código colombiano de construcciones sismo resistentes que regula el diseño de componentes estructurales y no estructurales, se encuentra dividido en capítulos, los cuales presentan criterios para el correcto diseño de una estructura; esta normativa nace a consecuencia de las repercusiones ocasionadas por los diferentes sismos presentados históricamente en el país.

Este reglamento tiene como objetivo reducir el riesgo tanto de pérdidas humanas como económicas, mantener un óptimo funcionamiento de las estructuras y evitar daños irreparables en estas. Asimismo, para las edificaciones con alto grado de importancia y prestadores de servicios a la comunidad, se espera que los posibles daños ocurridos debido a la actividad sísmica sean reparables y permitan la operación y ocupación continua de la edificación.

La norma contempla un apartado para el diseño de elementos no estructurales (Capítulo A.9), por lo que cualquier edificación que se construya en Colombia debe regirse por los lineamientos de este capítulo, ya que se debe cumplir con los requerimientos que ahí se establecen.

Diseño sísmico de componentes y sistemas no estructurales (NTM 001 Chile)

La norma chilena para diseño sismo resistente establece criterios mínimos para componentes no estructurales que están dispuestos de manera permanente en cualquier edificación que se haga en el país. Por ello, la norma tiene presente la categoría de ocupación de la estructura, así como la importancia del componente no estructural.

La norma direcciona el procedimiento de diseño con el objetivo de lograr que los componentes no estructurales y sistemas conformados por estos elementos, tengan un desempeño sísmico compatible con el de la estructura en la cual están contenidos, esto con el fin de lograr mitigar la amenaza sísmica.

Norma técnica complementaria mexicana (NTC mexicana)

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones mexicano, son las disposiciones técnicas que presentan los requisitos técnicos mínimos para el procedimiento de diseño y construcción de todo tipo de edificaciones con las especificaciones y excepciones que se plantean en la norma. El objetivo de aplicar estos criterios es para tener un mayor grado de seguridad en el buen funcionamiento, accesibilidad, habitabilidad, higiene, servicios y acondicionamiento ambiental, de la comunicación, evaluación y prevención de emergencias, de la integración al contexto e imagen urbana, de las instalaciones, de la seguridad estructural de las construcciones. Cabe resaltar que, estas normas deberán ser aplicadas al diseño sísmico de edificios urbanos.

**“Comportamiento de componentes no estructurales ante diferentes escenarios sísmicos”
por Hugo Juárez García, Carlos E. Ventura, Alonso Gómez Bernal y Elsa Pelcastre
Pérez (junio de 2014).**

El objetivo de este trabajo consistió en elaborar un plan de acción para poder identificar riesgos e implementar medidas de prevención para solventar los problemas que causan en las infraestructuras los sismos. Como caso específico, los elementos no estructurales dentro de un edificio pueden generar problemas a los usuarios y llegar a ser peligrosos para la integridad de las personas, por lo que el daño de estos elementos debe ser el menor posible. Por tal razón, la evaluación dentro de los edificios para cada componente estructural es importante que se tenga en cuenta.

En edificaciones de gran importancia como hospitales y subestaciones eléctricas, se pueden encontrar múltiples elementos no estructurales, por lo cual, es indispensable proponer metodologías económicas y eficientes, que permitan prevenir, minimizar, y estimar los riesgos generados por los sismos presentados.

La metodología planteada fue evaluar un caso tipo como lo es un hospital, en el cual se propuso enfatizar en las aceleraciones de piso, para así prever el comportamiento de los elementos no estructurales ante los efectos sísmicos y mejorar el procedimiento de diseño.

Con esta evaluación se definió que el espectro de piso es una herramienta adecuada para estimar velocidades, aceleraciones y desplazamientos que pueden presentarse en los elementos no estructurales. Sin embargo, se debe de tener presente cuáles son sus limitaciones.

“Aceleraciones de piso para diseño de elementos no estructurales y estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica en edificios” por Ricardo E. Barbosa, José J. Álvarez E. y Julián Carrillo (junio 25 de 2018).

La finalidad de este artículo consistió en realizar una evaluación del Reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10), en referencia al cálculo de las aceleraciones de piso necesarias para el diseño de elementos no estructurales, esto con el fin de comparar los resultados que se obtienen en diferentes normas como lo son ASCE 7-10, UBC-97, el Eurocódigo 8-04 y NZS 1170.5-04. Además, a partir de los resultados que se obtuvieron de las aceleraciones de piso, hace recomendaciones al procedimiento de diseño fundamentado en la norma NSR-10.

“Estudio comparativo de normativas de diseño sismo-resistente de elementos no estructurales” por Jonathan David Jaramillo Narváez (13 de mayo de 2020).

Todas las edificaciones están compuestas por dos tipos de elementos, los estructurales y los no estructurales; los elementos no estructurales se constituyen en componentes arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y están sujetos al funcionamiento de las edificaciones. Aunque los elementos no estructurales son de gran importancia, en normas de países latinoamericanos generalmente no se los considera relevantes para el diseño sísmico. Es por ello, que se ve necesario implementar este apartado en todas las normas de los países, por lo cual, en este estudio se realiza una comparativa de normas como lo son la normativa colombiana, chilena, estadounidense y la peruana.

Además, el análisis concluyó que las normativas existentes en los países que se tuvieron en cuenta para el estudio, en el apartado de diseño de los elementos no estructurales, aún falta por continuar con el desarrollo de los procesos de diseño. Sin embargo, la norma chilena es la que cuenta con un procedimiento más completo de diseño de los elementos no estructurales, y esta norma se puede tener como referencia para la metodología de diseño de los demás países. Asimismo, el documento aclara que, todos los países deben de contar con su propia normativa para mejorar el comportamiento de los elementos no estructurales.

“Evaluación del cumplimiento de los criterios establecidos en la Norma Sismo Resistente NSR-10 para el diseño de elementos no estructurales” por Roger Josué Romero Lesmes (año 2019).

La finalidad de este trabajo consistió en determinar una metodología con la cual se pueda realizar la comprobación del proceso de diseño de los elementos no estructurales y su comportamiento durante un sismo. Por lo cual, en este documento se enfatiza en particular las fachadas y muros divisorios de algunas edificaciones de la ciudad de Bogotá. Se tendrá en

cuenta la información del proceso de diseño y cuidado de estos elementos presentada en la NSR-10, ya que pueden causar pérdidas materiales y afectar a los usuarios.

Este trabajo precisa los errores fundamentales que se presentan en las memorias de cálculo para el diseño de estos elementos, y permite conocer cuál es el efecto que se muestra tanto en la parte técnica como económica. Para así, establecer recomendaciones en la ejecución de estos elementos en obras de ingeniería civil, esto con el propósito de moderar los problemas que se generan en la realización de proyectos civiles debido a una mala interpretación o a la falta de información que se pueda presentar.

“Aplicación de la metodología de evaluación sísmica de elementos no estructurales propuesta en el documento ASCE/SEI 31-03 – caso de estudio –” por Darwin Davier Beltrán Gamba y Luis Felipe Cañón Martínez (año 2019)

Para evaluar los elementos no estructurales, se aplica una metodología basada en la norma ASCE/SEI 31-03, tomando un caso tipo de estudio. La metodología se divide en tres etapas; inspección, evaluación y evaluación detallada, dando como resultado listas de verificación que recopilan toda la información acerca de los elementos que componen la estructura. Además, dentro de la metodología aplicada se consideró la norma NSR-10 para realizar comprobaciones y complementar los resultados obtenidos con la norma ASCE/SEI 31-03.

Cabe decir que, los autores llegaron a la conclusión de que la norma NSR-10 tiene un procedimiento bueno para elementos estructurales, pero dejan a un lado los elementos no estructurales, es decir, que dentro de la norma se encuentran vacíos con respecto al proceso de diseño y para lograr suplir esa deficiencia, se debe de implementar la norma ASCE/SEI 31-03 por lo que, para realizar una adecuada evaluación es primordial efectuarlo en conjunto

con el estado de los materiales en la edificación con los criterios sísmicos presentados en las normativas aplicadas en el estudio.

“Ayudas de diseño de elementos no estructurales sometidos a acciones sísmicas” ´por Erik Rueda Agüeros (abril 2017)

Este trabajo de investigación brinda elementos para comprender el comportamiento de componentes no estructurales ante los efectos causados por un sismo. En la primera parte el trabajo se exponen generalidades de los elementos no estructurales y antecedentes de eventos sísmicos ocurridos en Chile (2010) y EEUU(2001); ilustrando a manera de conclusión el porqué de tener sistemas de control para minimizar daños en componentes no estructurales, mitigar el peligro al que se exponen los usuarios y mitigar pérdidas económicas.

La segunda parte de la investigación contempla información acerca de los reglamentos técnicos del país (México) y normativas vigentes a nivel mundial, esto con el objetivo de reconocer las formas de obtención de algunos parámetros necesarios para evaluar el comportamiento sísmico de los componentes no estructurales en su diseño. La tercera parte está centrada en dar información acerca de avances en el diseño de estos elementos en México y finalmente la investigación proporciona una metodología de diseño para componentes no estructurales sensibles a aceleraciones adoptando para ello ejemplos de diseño.

“Normalización hospital provincial de Curicó, proyecto de elementos no estructurales” por Ministerio de salud (Chile, 2016).

El proyecto presenta una memoria de cálculo para el diseño de diferentes elementos no estructurales presentes el hospital de Curicó (Chile), el objetivo en la memoria de cálculo es dar un proceso de diseño para estos componentes con el cual se garantiza seguridad a los usuarios, una buena respuesta sísmica y la continuidad de servicio de la edificación.

El proceso de diseño que se desarrolla en la memoria está regido por la normativa de diseño vigente en Chile apoyado por normas extranjeras. Para dar cumplimiento al objetivo se diseñan soportes y fijaciones de los componentes no estructurales que se encuentran fijos de manera permanente al edificio, asegurando que el desempeño sísmico sea bueno y a su vez tenga compatibilidad con el de la estructura.

“Estudio de comportamiento para cielos rasos, factores que permiten una selectividad adecuada para instalación de cielos rasos antisísmicos” por Fabricio Rodolfo Poblete Fernández (Chile, 2019).

El proyecto da a conocer el procedimiento de cómo se ha diseñado a través de la normativa antisísmica que existe en la normativa chilena. Apoyándose en lo que establece la normativa urbanística general, las normas técnicas que regulan el diseño sísmico de las edificaciones en Chile, la NCh 433 (Diseño sísmico de edificios), la Norma técnica NTM001 Diseño sísmico de componentes y sistemas no estructurales y NCh 3357.Of. 2015.

Se presentan tipos de cielos falsos utilizados en la construcción actualmente, así como también, su tipo de estructura. Presenta la historia de la sismicidad en Chile y la forma en que emplean las normativas en relación con los sucesos sísmicos del país. Respecto a la instalación de los cielos falsos, se entrega una guía de su proceso, costos, e ilustraciones para su instrucción, de forma de poder replicarlo en cualquier otra edificación.

3. OBJETIVOS

3.1. OBJETIVO PRINCIPAL

Analizar y evaluar los elementos no estructurales del bloque UMI pediatría que hace parte del Hospital Susana López de Valencia de la ciudad de Popayán.

3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar un registro fotográfico de los elementos no estructurales existentes.
- Comparar los procedimientos de diseño de elementos no estructurales bajo las normas NSR-10, Diseño sísmico de componentes y sistemas no estructurales (NTM 001 Chile) y Norma técnica complementaria mexicana (NTC mexicana)
- Generar una hoja de cálculo para los procedimientos de diseño contemplados por las normas NSR-10, Diseño sísmico de componentes y sistemas no estructurales (NTM 001 Chile) y Norma técnica complementaria mexicana (NTC mexicana)
- Proponer alternativas de mejoramiento para los elementos no estructurales.

4. NORMAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

4.1. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS, REGLAMENTO

CONSTRUCCIONES CDMX -2017.

La norma mexicana considera los siguientes aspectos para el diseño de elementos no estructurales, teniendo en cuenta la evaluación de seguridad, el proceso de identificación de daños y la jerarquización del nivel de vulnerabilidad de los elementos no estructurales.

Considerando los aspectos dentro de la norma se tienen los siguientes:

Respuesta sísmica de los elementos no estructurales: Al revisar este parámetro se estimará la fuerza sísmica que está actuando sobre los componentes no estructurales como el producto de la masa de cada elemento con la aceleración máxima de piso en el punto de apoyo y así mismo el producto será afectado por un factor de amplificación dinámica, γ_a , el cual toma en cuenta la relación entre el periodo natural de cada elemento con respecto al periodo dominante de la respuesta dinámica de piso.

El factor de amplificación γ_a está dado por la siguiente ecuación:

$$\gamma_a = \frac{1 + 4\beta_c r_T}{(1 + 0.5r_T^{3.5})Q_c}$$

Donde:

r_T : coeficiente del periodo natural del contenido entre el periodo dominante de la respuesta dinámica del piso

β_c : Factor por amortiguamiento para el contenido dado por la siguiente ecuación

$$\beta_c = (0.05/\zeta_c)^{0.45}$$

ζ_c : Fracción de amortiguamiento crítico del contenido

Q_c : Factor que toma en cuenta su capacidad por comportamiento dúctil

Nota: En caso de no poderse justificar otro valor ζ_c debe considerarse igual a 0.02. Si no se conoce r_T , puede tomarse $\gamma_a = 4.0$. El factor Q_c se obtendrá de la tabla 1.

Componente	Q_c
Rígido sin anclaje	1.0
Rígido o flexible, anclado, de acuerdo con el nivel de ductilidad de elementos y anclajes:	
a) Baja	1.5
b) Limitada a alta	2.5

Tabla 1: Factor Q_c de modificación de la respuesta de contenidos (norma de diseño mexicana)

Además, se considera la seguridad contra el deslizamiento y volteo de elementos rígidos simplemente apoyados. Este parámetro debe ser analizado en al menos 2 direcciones horizontales ortogonales, de tal manera que se evalúen las siguientes condiciones

Para deslizamiento

$$\mu_s > a_i$$

Para volteo

$$b_{me} > h_{cm} a_i$$

Donde:

μ_s : coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie de apoyo

h_{cm} : altura del centro de masa del contenido

b_{me} : la menor distancia en la dirección horizontal considerada entre la vertical que pasa por el centro de masa hasta el borde de su zona de apoyo

a_i : aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del i -ésimo nivel; el subíndice n corresponde al extremo superior del edificio

Expansión y contracción:

Los elementos se diseñarán de tal manera que admitan sin daños los cambios de dimensiones producidos por las variaciones de temperatura y otros efectos en condiciones de servicio y cuando sea necesario se dispondrá juntas constructivas.

Deflexiones:

Las deflexiones calculadas tomando en cuenta los efectos a largo plazo no deberán exceder de los siguientes límites:

a) Para claros menores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 o el claro entre 480 cuando se afecten elementos no estructurales.

b) Para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre $240 + 5$ mm o el claro entre $480 + 3$ mm cuando se afecten elementos no estructurales, como se indica en la sección 4.1 de las Normas Técnicas Complementaras sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Las deflexiones de elementos tanto de madera maciza como de madera contrachapada deberán calcularse bajo las cargas de diseño, considerando un factor de carga igual a la unidad. Como módulo de elasticidad se tomará el valor promedio, $E_{0.50}$. Los efectos diferidos se calcularán multiplicando la deflexión inmediata debida a la parte de la carga que actúe en forma continua por 1.75, si la madera se instala en condición seca ($CH \leq 18$ por ciento) y por 2.0, si se instala en condición húmeda ($CH > 18$ por ciento).

Muros no estructurales

Los muros no estructurales deberán cumplir con las siguientes condiciones en su diseño:

- a) Deben diseñarse y construirse de modo de garantizar que no entren en contacto con el marco para las máximas distorsiones de entrepiso calculadas.
- b) El espesor de la mampostería no será menor que 100 mm.
- c) Se revisará que resista las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano.
- d) Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 0 y 0, respectivamente.

Los muros no estructurales se deberán diseñar de modo que la holgura lateral, entre un muro no estructural y un elemento estructural, columna o muro, no sea menor que el desplazamiento lateral inelástico del entrepiso (inciso 0) más 10 mm. La holgura vertical no será menor que la flecha a largo plazo calculada al centro del claro de la viga más 5 mm. Cuando sea posible, de acuerdo con el proyecto arquitectónico, los muros deberán localizarse fuera del plano del marco (figura 0.1).

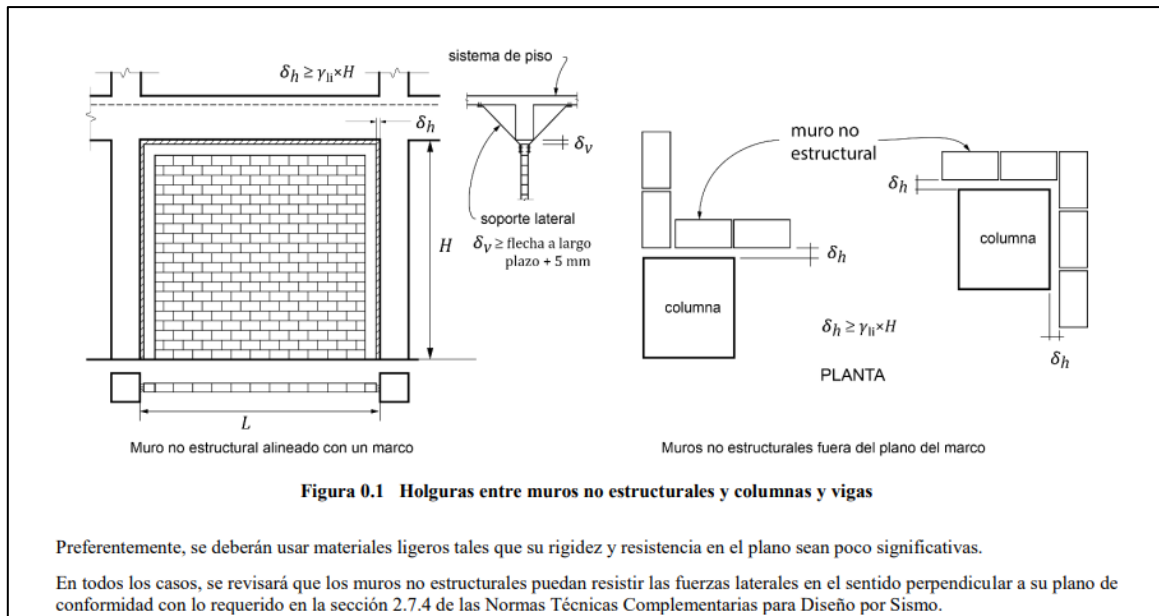


Ilustración 1: Holguras de muros estructurales, columnas y vigas (norma de diseño mexicana)

Mapa conceptual proceso de diseño según la norma mexicana:

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS, REGLAMENTO CONSTRUCCIONES CDMX -2017	
Primero se calcula la fuerza sísmica de diseño, dada por: F= ac*mc*ya.	
El factor ya está dado por la ecuación:	El factor de amortiguamiento está dado por la ecuación : $\beta_c = (0.05/\zeta_c)^{0.45}$
$\gamma_a = \frac{1 + 4\beta_c r_T}{(1 + 0.5r_T^{3.5}) Q_c}$	Si en caso de no justificarse el valor de ζ_c , se adopta un valor de 0.002 y si no se conoce r_T se adopta un valor de $\gamma_a=4.0$. para el valor de Q_c se remite a la tabla que presenta la norma.
Segundo se debe verificar seguridad contra el volteo y deslizamiento	Para el deslizamiento se tiene: $\mu_s > a_i$
	Para el volteo se tiene : $b_{mc} > h_{cm} a_i$
Tercero se verifica deflexiones en los componentes no estructurales	Para claros menores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 o el claro entre 480 cuando se afecten elementos no estructurales. Para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 + 5 mm o el claro entre 480 + 3 mm
Si el elemento corresponde a un muro no estructural se debe considerar lo siguiente	a) Deben diseñarse y construirse de modo de garantizar que no entren en contacto con el marco para las máximas distorsiones de entrepiso calculadas. b) El espesor de la mampostería no será menor que 100 mm. c) Se revisará que resista las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano. d) Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 0 y 0, respectivamente.

Figura 1: Fuente propia

4.2. DISEÑO SISMICO DE COMPONENTES Y SISTEMAS NO ESTRUCTURALES (CHILE NTM 001-2013)

La norma contempla diferentes parámetros para el diseño de elementos no estructurales, los cuales están establecidos por:

Factor de importancia (I_p):

Tiene un valor de 1.5 cuando se cumplen cualquiera de las condiciones que se presentan a continuación

Cuando es requerido que el elemento no estructural continúe en funcionamiento después de un sismo que afecte la edificación para así salvaguardar las vidas humanas.

Cuando el elemento transporta sustancia y/o materiales altamente tóxicos o sustancias explosivas las cuales pueden ser una amenaza para las personas.

El elemento está contenido en, o fijado a, una estructura con Categoría de Ocupación III o IV según se define en NCh433.Of96.Mod2009.

El elemento transporta, soporta o contiene sustancias peligrosas y está fijado a una estructura o a una parte de ella clasificada como de ocupación peligrosa, según se define en NCh433.Of96.Mod2009

Para todos los demás elementos no estructurales se adoptará un factor de importancia igual a 1.0.

Demandas sísmicas en elementos no estructurales

Fuerza sísmica de diseño

La fuerza sísmica F_p debe estar aplicada en el centro de gravedad de cada elemento no estructural y a su vez esta debe estar distribuida conforme a la distribución de masa en el elemento. La F_p se determina con la siguiente ecuación.

Ecuación 1

$$F_p = \frac{0.4 * a_p * \alpha_A A * W_p}{g * \left(\frac{R_p}{I_p}\right)} * \left(1 + 2 * \frac{z}{h}\right)$$

Se tienen las siguientes condiciones para la fuerza sísmica de diseño:

No se requiere que F_p sea mayor que:

$$F_p = \frac{1.6 * \alpha_A * A * I_p * W_p}{g}$$

F_p no sea menor que:

$$F_p = \frac{0.3 * \alpha_A * A * I_p * W_p}{g}$$

Los límites anteriores de F_p serán aplicados en todos los casos.

Donde:

F_p : Fuerza sísmica de diseño del componente no estructural.

$\alpha_A * A$: Parámetro del espectro de pseudo-aceleración de diseño, definido en la Tabla, para suelos clasificados en conformidad con D.S. 61 de 2011

Tipo de Suelo	$\alpha_A * A \text{ (cm/s}^2\text{)}$
A	977 Z
B	1101 Z
C	1144 Z
D	1455 Z
E	1576 Z

Tabla 2: Espectro de pseudo aceleración (tomado de la norma NTM-001)

Donde el valor de Z depende de la zona sísmica dado por la siguiente tabla

Zona sísmica	Z
1	0.50
2	0.75
3	1.00

Tabla 3: zona sísmica (tomada de la norma NTM-001)

α_p : Factor de amplificación dinámica, el cual varía entre 1,0 y 2,5.

I_p : Factor de importancia del componente, el cual varía entre 1,0 y 1,5.

W_p : peso del componente, en condiciones de operación.

R_p : factor de modificación de respuesta, el cual varía entre 1 y 8.

z : altura del punto de fijación del componente en la estructura con respecto a la base.

Para componentes ubicados al nivel de la base o bajo ella, se debe considerar $z = 0$. No es necesario considerar valores de z/h mayores que 1,0.

h : altura promedio del nivel de techo de la estructura con respecto a la base.

g : aceleración de la gravedad, en cm/s^2 .

Nota: La fuerza sísmica horizontal de diseño, F_p , debe ser aplicada de forma independiente en, al menos, dos direcciones ortogonales en combinación con las cargas de

servicio del componente. Adicionalmente, el componente debe ser diseñado para una fuerza vertical concurrente, F_{pv} , igual a $\pm (0,24 \alpha_{AA} W_p) / g$.

Excepción:

No se tendrá en cuenta la fuerza sísmica vertical concurrente para elementos tipo paneles de acceso y cielos falsos modulares.

Si las cargas no sísmicas de los elementos no estructurales son mayores que F_p , estas cargas determinan el diseño por resistencia, sin embargo, se aplica los requisitos de detallamiento y limitaciones que dice la norma.

En lugar de las fuerzas determinadas de acuerdo con la ecuación 1, se permite que las aceleraciones en cualquier nivel sean determinadas mediante los procedimientos de análisis modal espectral indicados en NCh433.Of96.Mod2009 o en NCh2745, según corresponda.

Las fuerzas sísmicas se deben determinar por la siguiente ecuación

$$F_p = \frac{a_p * a_{me} * W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} * A_x$$

Donde:

a_{me} : Aceleración en el nivel de fijación del componente (en unidades de g), obtenida mediante análisis modal espectral considerando que el valor del factor de reducción (R^* en NCh433.Of96.Mod2009 y R_I en NCh2745) es igual a la unidad.

A_x : Factor de amplificación torsional determinado de acuerdo con la ecuación.

$$1.0 \leq A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 * \delta_{avg}}\right)^2 \leq 3.0$$

δ_{max} : Máximo desplazamiento sísmico lateral en el nivel de fijación del componente, obtenido mediante análisis modal espectral.

δ_{avg} : Valor promedio de los desplazamientos sísmicos laterales en los puntos extremos del nivel de fijación del componente, obtenido mediante análisis modal espectral. Alternativamente, en lugar de las fuerzas determinadas de acuerdo con la ecuación 1, se permite que la fuerza sísmica de diseño sea determinada de acuerdo con la ecuación

$$F_p = \frac{a_p * a_{th} * W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)}$$

a_{th} Aceleración en el nivel de fijación del componente (en unidades de g), obtenida mediante análisis tiempo historia.

Desplazamientos sísmicos relativos

Los desplazamientos relativos D_{pl} están determinados por la siguiente ecuación.

$$D_{pl} = D_p * I$$

Donde:

I: Coeficiente de importancia que depende de la categoría del edificio, Tabla de la norma NCh433. Of96. Mod. 2009.

Categoría del edificio	I
A	1.2
B	1.2
C	1.0
D	0.6

Tabla 4: categoría de edificio (tomado de la norma NTM-001)

D_p: el desplazamiento determinado de acuerdo con las ecuaciones establecidas a continuación

Desplazamiento de la estructura: Para dos puntos de conexión en la misma estructura o en el mismo sistema estructural, uno a la altura h_x y otro a la altura h_y , D_p debe ser determinado como:

$$D_p = \delta_{xA} - \delta_{yA}$$

D_p no requiere ser mayor que:

$$D_p = 0.0085 * (h_x - h_y)$$

Desplazamientos entre estructuras: Para dos puntos de conexión en dos estructuras separadas A y B o sistemas estructurales separados, uno de ellos a una altura h_x y el otro a una altura h_y , se debe determinar D_p como:

$$D_p = |\delta_{xA}| + |\delta_{yB}|$$

D_p no requiere ser mayor que

$$D_p = 0.0085 * (h_x + h_y)$$

δ_{xA} : Desplazamiento horizontal de la estructura A en el nivel x.

δ_{yA} : Desplazamiento horizontal de la estructura A en el nivel y.

δ_{yB} : Desplazamiento horizontal de la estructura B en el nivel y.

h_x : Altura del nivel x al cual está unido el punto de conexión superior.

h_y : Altura del nivel y al cual está unido el punto de conexión inferior

***Nota:** Los desplazamientos δx_A , δy_A y δy_B deben ser determinados de acuerdo a lo indicado en NCh433.Of96.Mod2009 o en NCh2745, según corresponda, considerando que el valor del factor de reducción (R o R^* en NCh433. Of96.Mod2009 y R_I en NCh2745) es igual a la unidad. Alternativamente, se permite que los desplazamientos δx_A , δy_A y δy_B sean calculados mediante análisis tiempo historia realizado de acuerdo con lo indicado en el Anexo A. Los efectos de los desplazamientos sísmicos relativos deben ser considerados en combinación con los desplazamientos originados por otras cargas, según sea conveniente.*

Anclaje de componentes no estructurales

Fuerzas de diseño en la unión

La fuerza en la unión debe ser determinada en base a las fuerzas prescritas y los desplazamientos para los componentes no estructurales tal como se determinó anteriormente, excepto que no se debe tomar R_p mayor a 4.

Anclajes en hormigón o albañilería

Anclajes en hormigón: Los anclajes en hormigón deben ser diseñados de acuerdo con el Apéndice D del ACI. Anclajes en albañilería: Los anclajes en albañilería deben ser diseñados de acuerdo con TMS 402/ACI 530/ASCE 5. Los anclajes deben ser diseñados para que su resistencia quede controlada por la capacidad resistente de un elemento dúctil de acero.

Anclajes post instalados en hormigón y albañilería. Los anclajes post-instalados deben estar precalificados para aplicaciones sísmicas de acuerdo con ACI 355.2 u otros procedimientos de calificación estandarizados reconocidos a nivel nacional o internacional.

Condiciones de instalación

La determinación de las fuerzas en las uniones debe tomar en cuenta las condiciones esperadas de instalación.

Uniones múltiples

La determinación de la distribución de fuerzas de uniones múltiples en una misma ubicación debe tomar en cuenta la rigidez y ductilidad del componente, los apoyos del componente, las uniones y la estructura y la capacidad de redistribución de cargas a otras uniones en el grupo. Los diseños de anclajes en hormigón deben efectuarse de acuerdo con el Apéndice D de ACI 318 de modo de satisfacer este requisito.

Fijaciones de impacto

No se deben usar fijaciones de impacto para componentes sometidos a cargas de tracción permanentes o para arriostramientos sísmicos, a menos que ellas estén aprobadas para cargas sísmicas por medio de procedimientos estandarizados reconocidos a nivel nacional o internacional.

Nota: Se permite usar fijaciones de impacto en hormigón para soportar placas acústicas o cielos falsos suspendidos conformados por paneles sobrepuestos y sistemas distribuidos, donde la carga de servicio en cada una de las fijaciones no exceda los 400 N (40 kg). Se permite usar conectores de impacto en acero cuando la carga de servicio en cada conector no exceda los 1.100 N (110 kg).

Sistemas de fijación basados en fricción

Los clips de fricción no deben ser usados para resistir cargas permanentes sumadas a fuerzas sísmicas. Se permiten sistemas de fijación que están dotados de abrazaderas como las especificadas en la sección 9.3.7 de NFPA 13. Se deben colocar tuercas especiales para

resistir vibraciones y para evitar el aflojamiento de las conexiones apernadas. El dimensionamiento de los anclajes se debe efectuar sin considerar la fricción que pueda existir entre las superficies de apoyo.

Componentes o elementos arquitectónicos

Para estos elementos no se requiere que los componentes soportados por cadenas o suspendidos de la estructura satisfagan los requisitos de fuerza sísmica y desplazamiento relativo si cumplen todos los criterios siguientes:

a) La carga de diseño para estos elementos debe ser igual a 1,4 veces el peso operacional. La carga horizontal debe ser aplicada en la dirección que resulte ser más crítica para el diseño.

b) Se deben considerar los efectos de interacción sísmica de acuerdo con el daño consecuente especificado en la norma.

c) La conexión a la estructura debe permitir el movimiento en cualquier dirección en un plano horizontal.

Fuerzas y desplazamientos

Todos los elementos arquitectónicos deben cumplir con lo que se especifica en la norma de acuerdo con las demandas sísmicas en componentes no estructurales.

Mapa conceptual del procedimiento de diseño de la norma chilena:

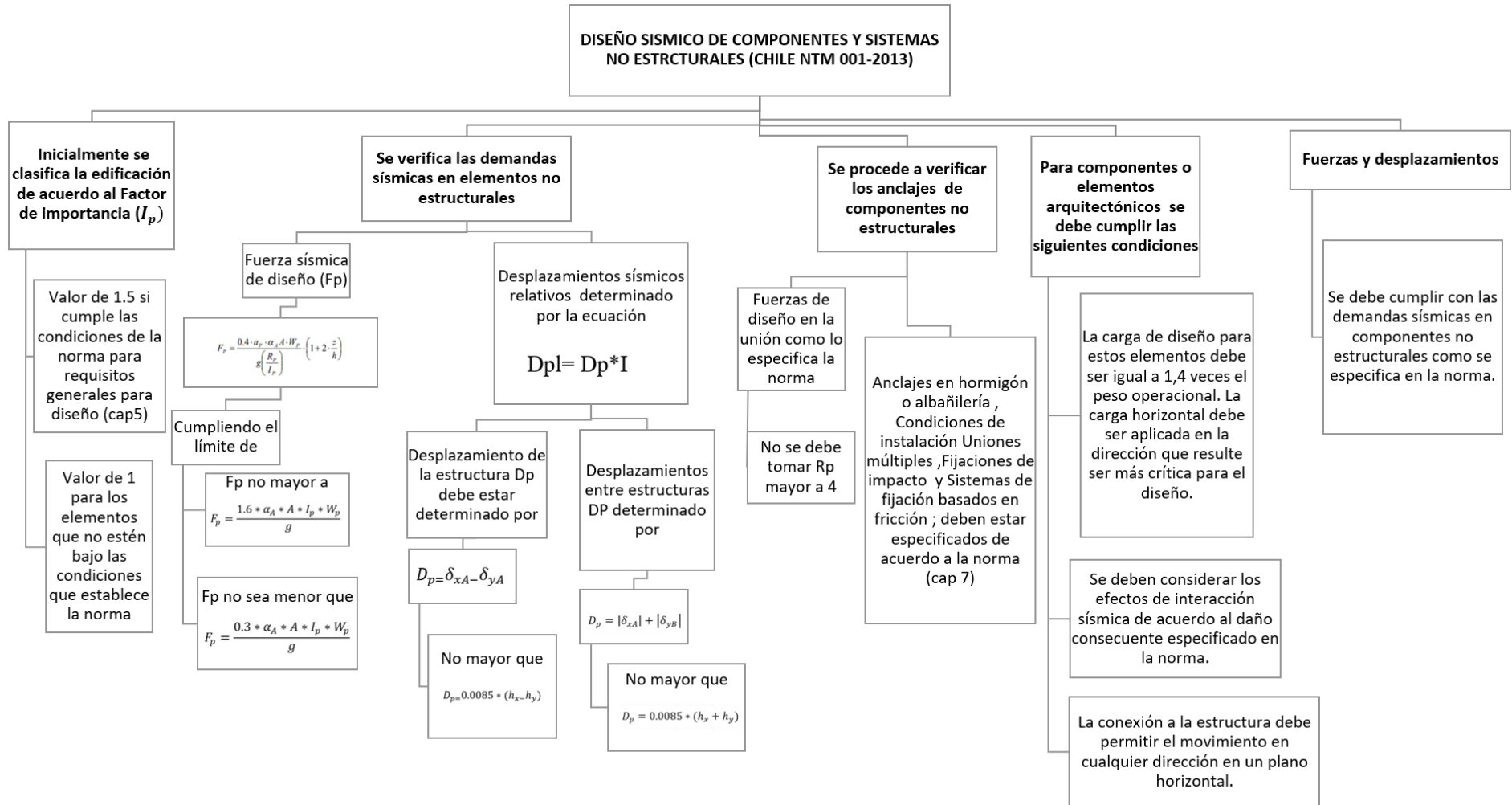


Figura 2: fuente propia

4.3 NORMA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE COLOMBIANA NSR-10

Para elementos no estructurales la norma establece condiciones necesarias en el diseño de estos componentes y sus anclajes, previniendo de esta forma daños por actividad sísmica que afecten la estructura. Algunos elementos no estructurales que establece la norma son:

- Acabados y elementos arquitectónicos y decorativos
- Instalaciones hidráulicas y sanitarias
- Instalaciones eléctricas
- Instalaciones de gas
- Equipos mecánicos
- Estanterías
- Instalaciones especiales.

Grado de desempeño

Define el comportamiento de los elementos no estructurales ante un sismo de diseño que afecte la estructura, la norma contempla 3 grados de desempeño los cuales están relacionados con el grupo de uso de la estructura. Los grados de desempeño corresponde a:

Superior: Define el daño que se presenta en los componentes no estructurales mínimo y a su vez no interfiere con la operación de la edificación.

Bueno: Daño que se presenta en los componentes no estructurales es totalmente reparable, sin embargo, puede darse alguna interferencia con la operación de la edificación con posterioridad a la ocurrencia del sismo de diseño.

Bajo: cuando se presentan daños graves en los componentes no estructurales, inclusive no reparables, pero sin desprendimiento o colapso.

La relación del grado de desempeño respecto a el grado de uso esta dado por la siguiente tabla:

Grupo de uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

Tabla 5: Grupo de uso (tomada de la norma NSR-10)

Criterios de diseño

Generales: establece que el diseñador puede optar por las siguientes estrategias que la norma define para el diseño de los elementos no estructurales.

Separarlos de la estructura: En esta estrategia de diseño los elementos no estructurales se aíslan de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente.

Disponer elementos que admitan las deformaciones de la estructura: En esta estrategia se disponen los componentes no estructurales que tocan la estructura y que por lo tanto deben ser lo suficientemente flexibles para poder resistir las deformaciones que la estructura les impone sin sufrir daño mayor que el que admite el grado de desempeño prefijado para los elementos no estructurales de la edificación.

Fuerzas sísmicas de diseño:

Para el cálculo de la fuerza sísmica de diseño se contempla la siguiente ecuación

$$F_p = \frac{a_x * a_p}{R_p} * g * M_p \geq \frac{A_a * I}{2} * g * M_p$$

Donde:

M_p: masa del elemento

g: gravedad

A_a: coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2 dado en la norma.

I: coeficiente de importancia dado en A.2.5.2 de la norma

a_x : Aceleración en el punto de soporte del elemento, la cual ocurre en el punto donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación, cuando ésta se ve afectada por los movimientos sísmicos de diseño. La norma establece las siguientes fórmulas para su determinación.

$$a_x = A_s + \frac{(S_a - A_s) * h_x}{h_{eq}} \quad h_x \leq h_{eq}$$

$$a_x = S_a * \frac{h_x}{h_{eq}} \quad h_x \geq h_{eq}$$

Donde:

A_s: aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero.

s_a : valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . El valor de S_a se debe calcular para las dos direcciones de análisis en planta de la estructura, y se debe emplear el valor que conduzca al mayor valor de S_a .

h_x : altura en metros, medida desde la base, del nivel de apoyo del elemento no estructural.

h_{eq} : altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, h_{eq} puede estimarse simplifícadamente como $0.75h_n$.

a_p : Amplificación dinámica del elemento no estructural, Esta amplificación, a_p , debe determinarse por medio de análisis dinámicos detallados o ensayos dinámicos experimentales. En ausencia de éstos, pueden emplearse los valores aproximados dados en las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1 de la norma (NSR10), donde los valores de a_p varían entre 1.0 y 2.5.

R_p : Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del elemento no estructural, en la medida que se atienden estos grados potenciales de comportamiento deficiente es posible incrementar los valores de R_p , en las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1 de la norma (NSR-10), se dan las condiciones para los valores de R_p , mínimos permitidos para cada grado de desempeño, los cuales varían entre 0.5 y 6.0, según A.9.4.9 de la NSR-10.

Capacidad de deformación

La norma establece que los componentes no estructurales al estar sometidos a los movimientos sísmicos de diseño sufren desplazamientos con respecto a la estructura de la edificación que no deben exceder las holguras de separación que se dejen, o deformaciones del mismo elemento que pongan en peligro su integridad. Los desplazamientos de

verificación de los elementos no estructurales y sus anclajes o amarres se fijan en función de las derivan máximas aceptables para la estructura que se prescriben en el Capítulo A.6 del Reglamento (NSR-10). En este sentido, debe contemplarse para el diseño que el elemento debe ser capaz de resistir, sin sufrir un nivel de daño mayor que el admisible para su grado de desempeño para las deformaciones que le impone la respuesta sísmica de la estructura.

Tipos de anclaje según el valor de R_p permitido para el elemento no estructural

La norma establece que para los sistemas de anclaje de los componentes no estructurales deben tener capacidad de disipación de energía en el rango inelástico y ductilidad compatible con el nivel mínimo de R_p requerido para el elemento no estructural. A continuación, se presentan los tipos de anclaje que define la norma y su respectivo valor de R_p .

Especiales ($R_p = 6$): son anclajes diseñados siguiendo los requisitos del Título F de la norma para edificaciones de acero estructural con capacidad de disipación especial (DES), los cuales deben cumplir todos los requisitos dados allí para permitir el valor de $R_p=6$

Dúctiles ($R_p=6$): Cuando el anclaje se realiza por medio de anclajes profundos que emplean químicos (epóxicos), anclajes profundos vaciados en el sitio, o anclajes vaciados en el sitio que cumplen los requisitos del Capítulo C.21. No se permiten los pernos de expansión ni anclajes colocados por medios explosivos (tiros). Comprendiendo que los Anclajes profundos tienen la relación entre la porción embebida al diámetro del perno mayor de 8. Este tipo de anclajes debe emplearse cuando el elemento no estructural es dúctil. A.9.4.9.3

No dúctiles ($R_p= 1.5$): Se da cuando el anclaje se realiza por medio de pernos de expansión, anclajes superficiales que emplean químicos (epóxicos), anclajes superficiales vaciados en el sitio, o anclajes colocados por medio explosivos (tiros). Anclajes superficiales son aquellos cuya relación entre la porción embebida al diámetro del perno es menor de 8.

Dentro de este tipo de anclajes se encuentran las barras de acero de refuerzo con ganchos en los extremos que se embeben dentro del mortero de pega de la mampostería. Este tipo de anclajes se permiten cuando el elemento no estructural no es dúctil. Si se utilizan en elementos no estructurales dúctiles, éstos deben diseñarse para el mismo valor de $R_p = 1.5$.

Húmedos ($R_p = 0.5$): Cuando se utiliza mortero, o adhesivos que pegan directamente al mortero o al concreto, sin ningún tipo de anclaje mecánico resistente a tracción.

Elementos de conexión para elementos no estructurales

La norma considera 2 condiciones en cuanto a la aplicación de la fuerza de diseño para sistemas de conexión:

En fachadas el elemento de conexión debe estar diseñado para resistir una fuerza sísmica reducida de diseño igual a **1.33F_p**.

Todos los pernos, tornillos, soldaduras, y espigos que pertenezcan al sistema de conexión, deben diseñarse para **3.0F_p**.

Acabados y elementos arquitectónicos

La norma considera las siguientes condiciones para el diseño de los acabados y elementos arquitectónicos:

Muros de fachada —Deben estar para que sus componentes no se disgreguen como consecuencia del sismo, y además el conjunto debe anclarse adecuadamente a la estructura con el fin de que no exista posibilidad de que caiga poniendo en peligro a los transeúntes al nivel de calzada. Para sistemas vidriados de fachadas se considera el Capítulo K4.

Muros interiores —en el diseño se debe evitar el vuelco de los muros interiores y particiones.

Cielos rasos — el desprendimiento y caída de los cielos rasos representa un peligro grave para las personas y estos factores deben considerarse en el diseño.

Enchapes de fachada — Los enchapes deben ser considerados para su diseño como un sistema que involucra todos sus componentes como lo son su soporte, morteros de relleno o revoque, adhesivos y enchape, además, se debe prestar cuidado en el diseño de los movimientos del sistema de fachada por efectos de temperatura, cambios de humedad, integridad por meteorización, o deformación del soporte.

Áticos, parapetos y antepechos — la consideración para el diseño de estos elementos es el mismo que para enchapes de fachada

Vidrios —Deben tenerse precauciones para dejar holguras suficientes dentro del montaje del vidrio para evitar su rotura o garantizar que la rotura se produzca de forma segura. Para especificaciones de vidrio, productos de vidrio y sistemas vidriados, referenciar el Capítulo K4.

Paneles prefabricados de fachada —En paneles prefabricados de fachada, deben dejarse holguras suficientes que permitan la deformación de la estructura sin afectar el panel.

Columnas cortas o columnas cautivas —. En este caso el muro debe separarse de la columna, o ser llevado hasta la losa de entrepiso en su parte superior, si se deja adherido a la columna.

Mapa conceptual norma NSR-10 para elementos no estructurales

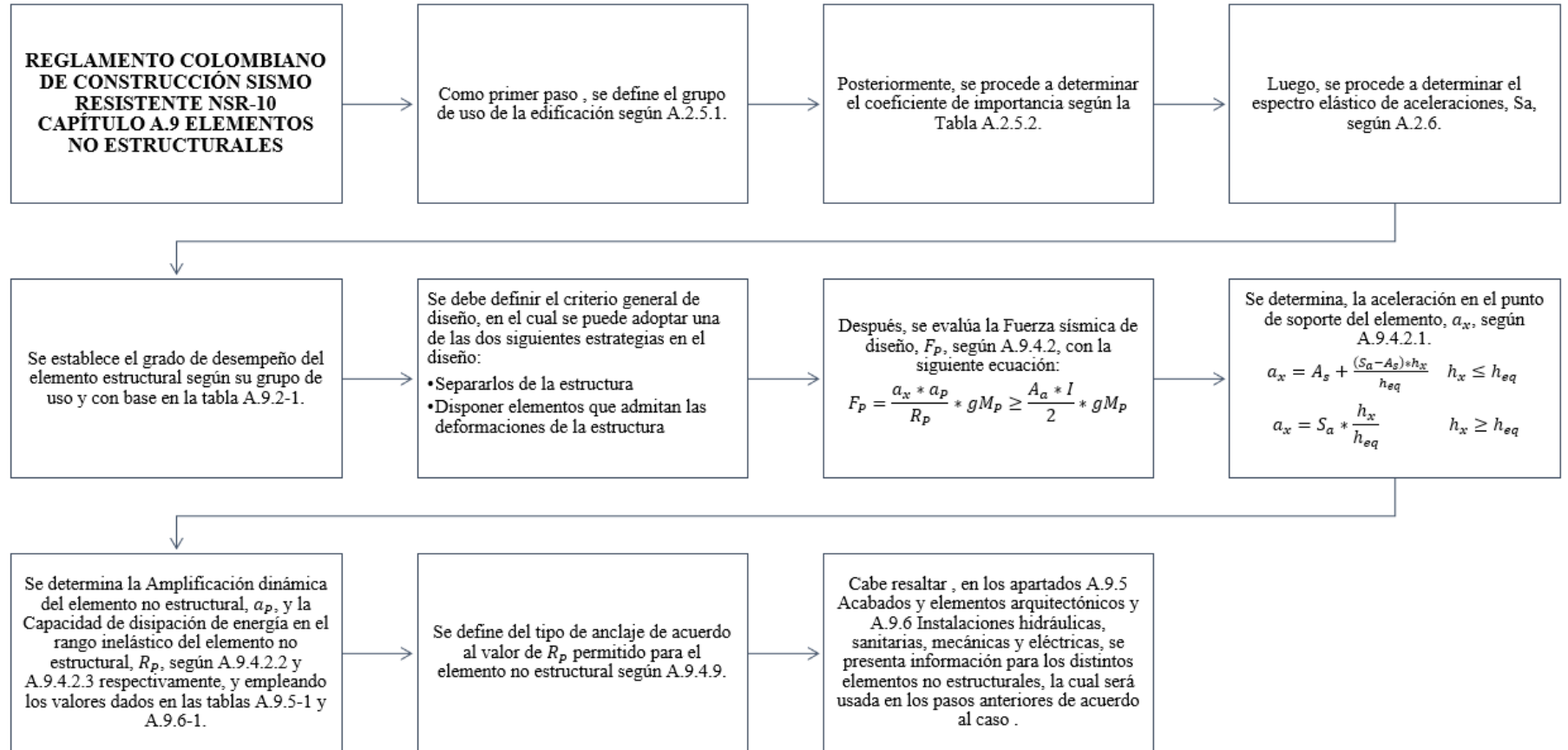


Figura 3: fuente propia

5. COMPARACIÓN NORMAS DE DISEÑO ADOPTADAS

En este capítulo se hará una comparación de las normas de diseño mexicana y chilena con respecto a la NSR-10, en donde se pretende resaltar los parámetros más relevantes que cada una presenta en su metodología de diseño para componentes no estructurales. La finalidad de la comparación es definir cual parámetros de la normativa chilena y mexicana se podría considerar como insumo de mejora respecto al proceso de diseño que se plantea en la NSR-10. A continuación, se presenta tablas comparativas de las tres normas adoptadas:

PARAMETROS A COMPARAR	NORMA MEXICANA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE	NORMA CHILENA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE	NSR-10
Fuerza sísmica de diseño	En diseño se determina la fuerza de diseño dada por la ecuación $F=ac*mc*\gamma_a$.	En diseño se determina la fuerza de diseño dada por la ecuación . $Fp = \frac{0.4 * a_p * \alpha_A * AW_p}{g * \left(\frac{R_A}{I_p}\right)} * \left(1 + 2 * \frac{z}{h}\right)$	En diseño se determina la fuerza de diseño dada por la ecuación . $F_p = \frac{a_x * a_p}{R_p} * g * M_p \geq \frac{A_a * I}{2} * g * M_p$
Seguridad de deslizamiento	Tiene en cuenta la seguridad contra el deslizamiento $\mu_s > a_i$	No es mencionado	No es mencionado
Seguridad al volteo	Tiene en cuenta la seguridad contra el volteo $b_{mc} > h_{cm} a_i$	No es mencionado	No es mencionado
Desplazamientos relativos	No es mencionado	Los desplazamientos relativos Dpl están determinados por la siguiente ecuación, $Dpl = Dp * I$	No es mencionado

Tabla 6: Comparativa de normas de diseño- parte 1 (elaboración propia)

Observaciones:

Respecto a la forma de cálculo planteada por las tres normas para la fuerza sísmica de diseño, las tres normativas manejan formulaciones diferentes e involucran factores similares. De manera específica la norma chilena y colombiana plantean en su formulación más factores respecto a la norma mexicana. Considerando lo anterior la norma colombiana tiene una buena

formulación para el cálculo de la fuerza, por ello seguir el proceso planteado en la norma NSR-10 es efectivo.

La norma mexicana tiene en cuenta dos chequeos para componentes no estructurales, la seguridad contra el volteo y deslizamiento; estos parámetros no se tienen en cuenta en la normativa colombiana. En este sentido, la norma NSR-10 puede adoptar estos chequeos en la metodología de diseño de elementos no estructurales, más específicamente componentes que puedan presentar fallas por deslizamiento y volteo.

PARAMETROS A COMPARAR	NORMA MEXICANA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE	NORMA CHILENA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE	NSR-10										
Factor de importancia	No es mencionado	La norma adopta un valor de 1.5 cumpliendo las condiciones que plantea y de manera general para cualquier elemento adopta un valor de 1.0 para el componente. Para el edificio la norma remite a la tabla 6.1 NCh433. Of96. Mod. 2009.	La norma adopta factor de importancia de acuerdo a la siguiente tabla <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Grupo de Uso</th> <th>Coficiente de Importancia, I</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV</td> <td>1.50</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>1.25</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>1.10</td> </tr> <tr> <td>I</td> <td>1.00</td> </tr> </tbody> </table>	Grupo de Uso	Coficiente de Importancia, I	IV	1.50	III	1.25	II	1.10	I	1.00
Grupo de Uso	Coficiente de Importancia, I												
IV	1.50												
III	1.25												
II	1.10												
I	1.00												
Anclajes para componentes no estructurales	No es mencionado	la norma da 6 parametros que se deben considerar de respecto al tipo de anclaje que los elemetos no estructurales tengan o se defina en el diseño.	La norma da condiciones que se deben tener en cuenta en el diseño de elementos no estructurales para seleccionar el tipo de anclajes respecto al valor de Rp permitido.										
condiciones para definir el tipo de anclaje de un componente no estructural	No es mencionado	La Norma adopta 6 condiciones de anclajes: Fuerza de diseño se aplica en la Unión, Anclajes en hormigon o albañileria, Condiciones de instalación, múltiple uniones, fijaciones de impacto y sistema de fijacion basados en la fricción.	la norma presnta tres casos para el tipo de anclaje de acuerdo al valor de Rp: Especiales con un Rp=6 , dúctiles con Rp =6 , no dúctiles con Rp =1.5 y humedo con Rp=0.5										
Condiones para fuerzas de diseño en anclajes	No es mencionado	No es mencionado	En fachadas el elemento de conexión debe estar diseñado para resistir una fuerza sísmica reducida de diseño igual a $P= 1.33F$ · Todos los pernos, tornillos, soldaduras, y espigos que pertenezcan al sistema de conexión, deben diseñarse para $P=3.0F$.										

Tabla 7 : Comparativa de normas de diseño- parte 2(elaboración propia)

Observaciones:

Respecto al coeficiente de importancia la norma colombiana contempla un único valor, en la mexicana no define este parámetro y la norma chilena contempla dos factores de importancia; uno para el edificio y otro para el componente, sin embargo, los valores de la

metodología colombiana y chilena rondan por el mismo rango, es decir, para el diseño en Colombia es efectivo tomar lo que establece la norma.

Para definir el tipo de anclaje la norma colombiana establece criterios relacionados con el valor R_p (coeficiente de capacidad de disipación de energía del elemento no estructural y su sistema de soporte), la norma mexicana no contempla condiciones y la norma chilena adopta 6 condiciones. En este sentido la norma colombiana puede adoptar la metodología chilena como complemento a lo que ya tiene establecido y de esta manera la NSR-10 tendría condiciones más específicas al momento de definir el tipo de anclaje en componentes no estructurales.

Con relación a la fuerza sísmica para anclajes, la norma colombiana es la única que contempla formulación que afecta el valor, por lo cual en Colombia se tiene un punto de vista más crítico para este requerimiento de diseño.

6. REGISTRO FOTOGRAFICO

El proyecto se localizó en el hospital Susana López de Valencia (Popayán). Se toma esta edificación porque el nivel de importancia en relación con el servicio que ofrece a los usuarios es el más alto contemplado en la norma colombiana, por lo que evaluar su desempeño frente a eventos sísmicos es fundamental. En el proyecto se estudió específicamente el edificio de pediatría (UMI) el cual cuenta con 4 pisos; para ello se realizaron varias visitas técnicas al sitio de estudio, con el objetivo de reconocer los elementos no estructurales que se encuentran en la edificación.

En la primera visita se hizo un registro y recorrido general a todo el edificio, en la cual se visualizó cada componente estructural, posteriormente se seleccionan cinco componentes para ser evaluados. La metodología de selección se hizo teniendo en cuenta la accesibilidad al componente y facilidad de ser evaluado numéricamente y visualmente mediante fotografías; en las visitas posteriores se hizo registro fotográfico a detalle de cada componente seleccionado previamente. A continuación, se presenta cada elemento con su respectiva toma fotográfica del sitio:

1. LOCKERS

Estos componentes se encuentran en gran parte del edificio, son elementos de acero tipo mueble sin anclajes y están apoyados sobre una pared vertical; en el edificio estos elementos varían en cuanto a sus dimensiones, especialmente en su altura.

Además, estos elementos están generalmente dispuestos uno al lado del otro. Si estos llegaran a fallar por consecuencia de actividad sísmica representarían peligro a los usuarios. A continuación, se presentan algunos Lockers encontrados en el sitio:



Imagen 1: Lockers vista panorámica (fuente propia)



Imagen 2: Lockers (fuente propia)



Imagen 3: Lockers (fuente propia)



Imagen 4: Lockers (fuente propia)

2. MUROS DIVISORIOS

El tipo de muro seleccionado para ser evaluado se encuentra en la zona pediátrica del Hospital y su material corresponde a muros de particiones livianas. Puesto que, su función es ser muro divisorio, la altura de este tipo de muro no es la misma que la de piso, teniendo esta dimensión un valor menor.

Estos muros se encuentran en todo el edificio, por lo que sus condiciones de diseño deben ser lo suficientemente estricto para evitar que fallen. A continuación, se encuentra el muro seleccionado:



Imagen 5: Muro divisorio (fuente propia)

3. CIELO RASO

Este componente se encuentra en toda la edificación y el sistema por medio del cual está sujeto este dado por cables a 90°. Además, el material de las placas del cielo falso es de yeso. A continuación, se presenta registro del cielo falso encontrado en la edificación:



Imagen 6: Cielo raso (fuente propia)



Imagen 7: Cielo raso (fuente propia)



Imagen 8: Cielo raso (fuente propia)



Imagen 9: Cielo raso (fuente propia)

4. LÁMPARAS

Las lámparas que se encontraron en la edificación son elementos de techo, material plástico y capacidad para dos focos de policarbonato con luz led.

Este tipo de lámparas están ubicadas en toda la edificación, algunas debido a su antigüedad pueden presentar problemas en sus anclajes, por lo que reforzar su anclaje es importante. A continuación, se presenta registro fotográfico de estos componentes:



Imagen 10: Lámpara anclada al techo (fuente propia)



Imagen 11: Lámpara anclada al techo (fuente propia)



Imagen 12: Lámpara anclada al techo (fuente propia)

5. BARANDALES

El tipo de barandales encontrados en la edificación son de acero inoxidable, en su diseño tienen cajones con vidrio templado, están totalmente enmarcados y el anclaje cuenta con dos pernos para cada soporte vertical.

Este tipo de barandales por su función en el hospital son relevantes, ya que, son puntos de apoyo para pacientes, trabajadores y visitantes, por esta razón la resistencia de estos debe ser alta. A continuación, se presenta el registro fotográfico de estos elementos:

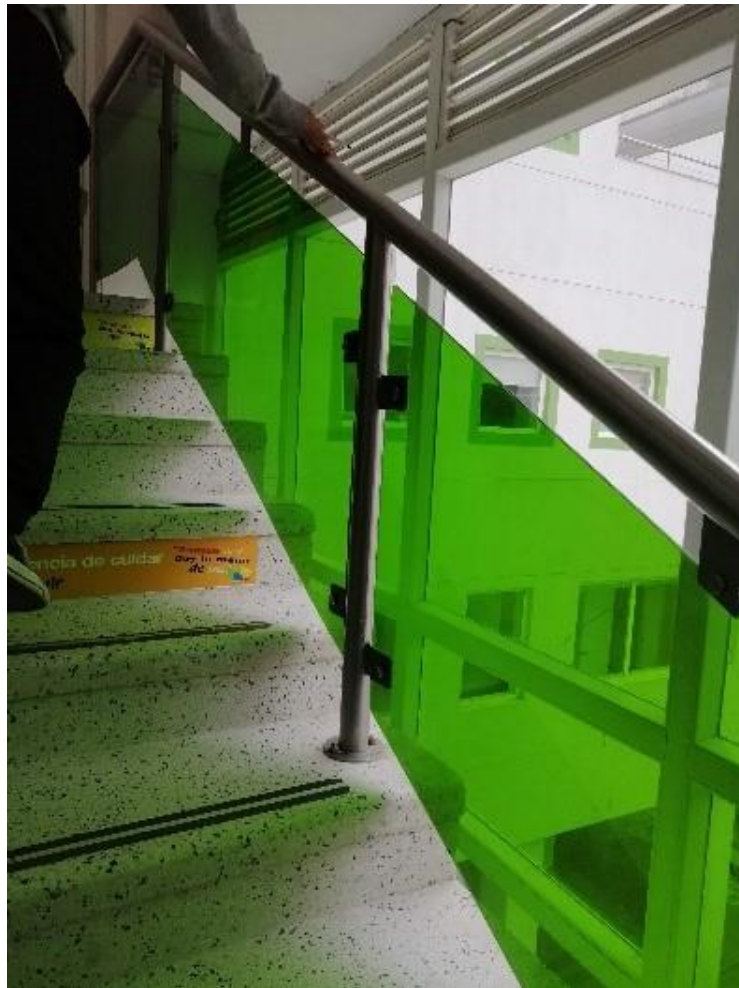


Imagen 12: Barandal anclado al suelo (fuente propia)



Imagen 13: Barandales con anclaje al suelo y pared (fuente propia)



Imagen 16: Barandal con anclaje a la pared (fuente propia)

7. ANALISIS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES ADOPTADOS

En el análisis de los elementos no estructurales adoptados se hará por medio de diseño tipo, chequeando su predisposición, así como sus anclajes que se encontraron en el edificio evaluado.

7.1 Espectro de diseño

Se debe calcular el espectro de diseño con la metodología definida en la norma NSR-10 para determinar el valor de aceleración de piso.

Se define grado de desempeño de acuerdo con el grupo de uso

Grupo de Uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Buena
I	Bajo

Tabla 8: Grado de desempeño mínimo requerido según NSR-10

Grado de desempeño para el Hospital Susana corresponde a Superior y grupo de uso IV

El coeficiente de importancia esta dado por:

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Tabla 9: Coficiente de importancia de acuerdo con NSR-10

Para el caso de estudio el coeficiente corresponde a 1.5

Ahora, en la sección A.2.3.3– Zona de amenaza sísmica alta, y considerando la Tabla A.2.3 – 2. Se puede decir que, para Popayán se tiene un coeficiente A_a de:

$$A_a = 0.25$$

Luego, en la Figura A.2.4-1 - Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de períodos cortos del espectro, se tiene un coeficiente F_a para un suelo D en la ciudad de Popayán de:

$$F_a = 1.3$$

Posteriormente, se determina el A_s , el cual representa la aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un periodo de vibración igual a cero, por lo cual, haciendo uso del Título A, Capítulo A.2 – Zonas de amenaza y movimientos sísmicos de diseño, sección A.2.6 – Espectro de diseño, apartado A.2.6.1 – Espectro de aceleraciones, se tiene que:

$$A_s = A_a * F_a * I$$

$$A_s = 0.25 * 1.3 * 1.5$$

$$A_s = 0.4875$$

Una vez determinados los datos anteriores se procede a determinar el S_a , según la sección A.2.6 - Espectro de diseño, A.2.6.1.1 — Para períodos de vibración menores de T_C , donde S_a , se determina de la siguiente manera:

Tomando de referencia la siguiente grafica el valor de T_c es igual:

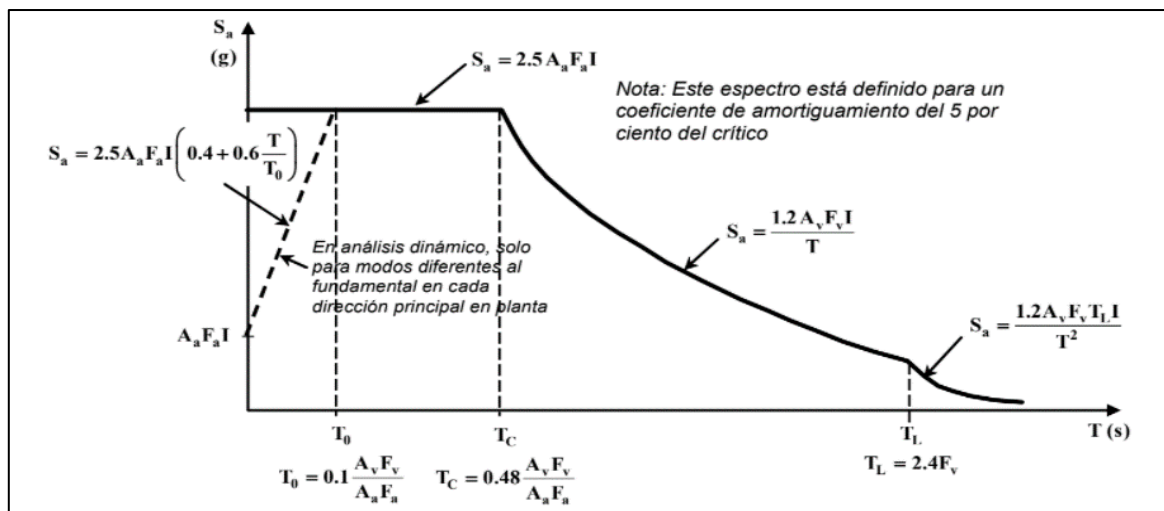


Ilustración 2: Espectro elástico de diseño (tomado de la norma NSR-10)

$$T_c = 0.48 * \frac{A_v * F_v}{A_a * F_a}$$

Donde: $A_v=0.2$ y $F_v=2$ (valores tomados de acuerdo con la norma NSR-10 y La zona donde se ubica la edificación)

$$T_c = 0.48 * \frac{0.2 * 2}{0.25 * 1.3} = 0.59$$

Sa corresponde a:

$$S_a = 2.5 * A_a * F_a * I$$

$$S_a = 2.5 * 0.25 * 1.3 * 1.5$$

$$S_a \approx 1.218$$

7.2 Lockers

Para el diseño se tomará de referencia la norma mexicana y los parámetros que tiene en cuenta para este tipo de componentes no estructurales.

Datos de los Lockers en campo:

- Masa (kg): 40
- Altura(m):2
- Largo(m):1.2
- Ancho(m):0.3
- Apoyo del elemento: muro de concreto
- Gravedad (m/s²) =9.81

Aceleración de piso:

Para determinar la aceleración de piso se consideran las siguientes ecuaciones y sollicitación correspondiente a cada una de acuerdo con la NSR-10:

Ecuación uno

$$a_x = A_s + \frac{(s_a - A_s) * h_x}{h_{eq}} \quad h_x \leq h_{eq}$$

Ecuación dos

$$a_x = S_a * \frac{h_x}{h_{eq}} \quad h_x \geq h_{eq}$$

Teniendo:

$$h_x = 2\text{m}$$

$$h_n = 3\text{m}$$

$$h_{eq} = 0.75h_n = 0.5(3\text{m}) = 2.25\text{m}$$

Donde, $h_x < h_{eq}$, la aceleración de piso se calcula con la ecuación uno

$$a_x = 0.4875 * \frac{(1.278 - 0.4875) * 2\text{m}}{2.25\text{m}} = 1.138$$

Chequeo al deslizamiento:

Inicialmente se debe determinar el coeficiente de fricción estática para ello se tiene en cuenta el material del elemento no estructural, material sobre el cual se apoya y la tabla propuesta por Serway (1992).

Material contra material	Coefficiente de fricción estático
Acero-acero	0.74
Aluminio-acero	0.61
Cobre-acero	0.53
Latón-acero	0.51
Cinc-hierro colado	0.85
Caucho-concreto	1.0
Madera-madera	0.25-0.5
Vidrio-vidrio	0.94
Cobre-vidrio	0.68
Hielo-hielo	0.1
Teflón-teflón	0.04
Teflón-acero	0.04
Acero sobre concreto	0.6

Tabla 10: Coeficientes de fricción estática (Serway, 1992)

El coeficiente de fricción estática tiene un valor de:

$$\mu_s: 0.6 \text{ (acero sobre concreto)}$$

La aceleración de elemento (a_i) se considera como la aceleración de piso de la estructura (a_x) por lo tanto se determina de la siguiente manera:

Chequeo contra el deslizamiento de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\mu_s > a_i$$

$$0.6 < a_x$$

$$0.6 < 1.138$$

Falla con deslizamiento en ambas direcciones

Chequeo al volteo

Se hace la verificación del volteo en dirección X y Y cumpliendo el siguiente requisito:

$$b_{me} > h_{cm} a_i$$

La aceleración del elemento corresponde a la aceleración de piso calculada anteriormente

$$a_i = 1.138$$

Dirección x

bme corresponde la menor distancia en la dirección horizontal considerada entre la vertical que pasa por el centro de masa hasta el borde de su zona de apoyo, en el caso de estudio esta dado por

$$bme = \text{Largo} / 2$$

$$bme = 1.2\text{m} / 2 = 0.6\text{m}$$

h_{cm} es la altura del centro de masa del contenido, para el caso de estudio esta dado por:

$$h_{cm} = altura/2$$

$$h_{cm} = \frac{2m}{2} = 1m$$

Verificación

$$0.6m > 1m * 1.138$$

$$0.6m < 1.138m$$

Falla por volteo

Dirección Y

bme está dado por:

$$bme = ancho/2$$

$$bme = 0.3m/2 = 0.15m$$

hcm es el mismo que se calculó en la dirección X, por lo tanto, la verificación se determina de la siguiente manera:

$$0.15m > 1m * 1.138$$

$$0.15m < 1.138m$$

Presenta falla por volteo

Propuesta de anclaje:

Debido a que el elemento analizado puede llegar a fallar por deslizamiento y volteo, se ve necesario anclarlo de tal manera que se impida el volteo y deslizamiento de este. En este sentido el anclaje propuesto este dado por:

Se ancla con 4 pernos tipo A325 con diámetro de 1/2" en las 4 esquinas del elemento y tiene una placa metálica de espesor(t) 1/4" y un $F_u = 400\text{Mpa}$, el cual bordea la parte superior e inferior del elemento. A continuación, se presenta el esquema del anclaje propuesto:

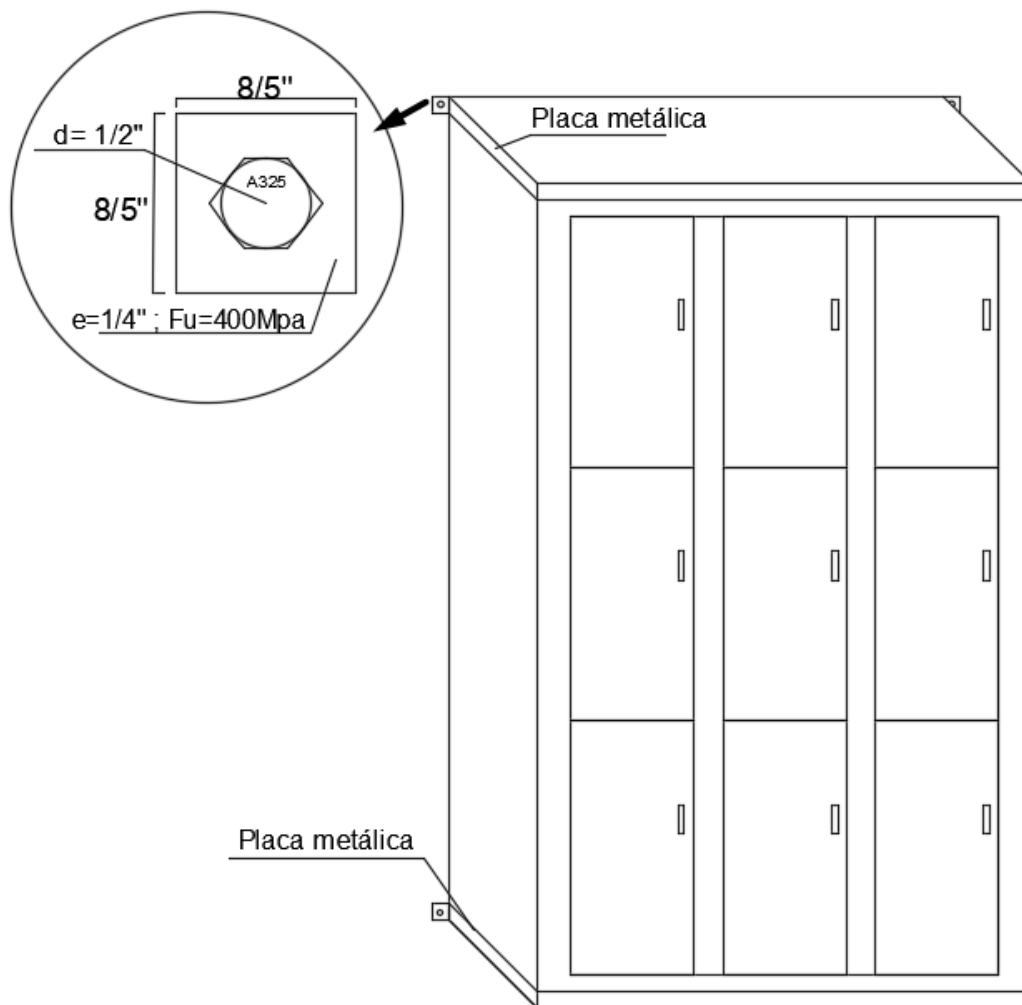


Ilustración 3: Propuesta de anclaje Lockers (fuente propia)

Para el chequeo del anclaje, primero se calcula la fuerza de diseño con respecto a la formulación dada por la norma mexicana.

$$Fp = masa(kg) * ax * \gamma a$$

Dado que la aceleración colombiana es adimensional, la ecuación se debe afectar por el valor de la gravedad y el valor de $\gamma a = 4$ (de acuerdo con la norma mexicana):

$$Fp = masa(kg) * ax * \gamma a * g$$

Se tiene que:

$$Fp = 40Kg * 1.138 * 4 * \frac{9.81m}{s^2}$$

$$Fp = 40Kg * 1.138 * 4 * \frac{9.81m}{s^2} = 1785.42N$$

Además, la fuerza para cada perno para el caso de estudio corresponde a la cuarta parte de la fuerza de diseño:

$$Fp = \frac{1785.42N}{4} = 446.355N$$

Posteriormente, se chequea para la placa la resistencia al aplastamiento con el capítulo F.2.10.3.10 de la norma NSR-10.

Donde:

Factor de reducción esta dado por $\Phi=0.75$, número de agujeros es uno y Lc es igual para este caso a $Lc1$ (distancia desde el borde del agujero hasta el borde libre de la placa).

$$Lc1 = 8/5" - 0.5*(1/2" - 1/8") = 1.287"$$

$$L_c = 1.287$$

Se tiene que:

$$\Phi Rn1 = \Phi(1.2 * L_c * t * Fu)$$

$$\Phi Rn1 = 0.75(1.2 * 1.287 * 1/4 * 400Mpa * (25.4mm^2 * 1KN)/(1" * 1000N))$$

$$\Phi Rn1 = 74.775KN$$

$$\Phi Rn2 = \Phi(2.4 * d * t * Fu)$$

$$\Phi Rn2 = 0.75(2.4 * 1.287 * 1/4 * 400Mpa * (25.4mm^2 * 1KN)/(1" * 1000N))$$

$$\Phi Rn2 = 58.05KN$$

Capacidad tomar el menor valor entre $\Phi Rn1$ y $\Phi Rn2$

$$\Phi Rn = 58.05KN$$

Chequeo; Demanda /capacidad <1

$$\frac{\frac{446.335N}{1000}}{58.05KN} = 0.00769 < 1 \text{ cumple}$$

Para el perno por la forma que llega la fuerza sísmica de diseño, se chequea la resistencia al cortante y tensión

Donde área del perno está dada por:

$$Anb = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi(0.5")^2}{4} = 0.196 \text{ pulg}^2$$

Capacidad está dada por:

$$\Phi Rn = 0.75(Fn * Anb * \#agujeros)$$

El valor de F_n esta dado por la siguiente tabla:

Tabla F.2.10.3-2 Resistencia Nominal para Pernos y Piezas Roscadas, MPa		
Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa) ^(a)
Pernos A307	310 ^(b)	188 ^{(b)(c)}
Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372
Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457
Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457
Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, con roscas incluidas en los planos de corte	$0.75F_u$	$0.450F_u$
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75F_u$	$0.563F_u$

Tabla 11: Resistencia nominal para pernos y piezas roscadas de acuerdo con NSR-10

Chequeo a cortante

$$\Phi R_n = 0.75 \left(372 \text{Mpa} * 0.196 \text{pulg}^2 * 1 * \frac{(25.4 \text{mm})^2}{1000 \text{N}} \right) = 35.3 \text{KN}$$

Demanda/capacidad < 1

$$\frac{\frac{446.335 \text{N}}{1000}}{35.3 \text{KN}} = 0.012 < 1 \text{ cumple}$$

Chequeo a tensión

$$\Phi R_n = 0.75 \left(620 \text{Mpa} * 0.196 \text{pulg}^2 * 1 * \frac{(25.4 \text{mm})^2}{1000 \text{N}} \right) = 58.9 \text{KN}$$

Demanda/capacidad < 1

$$\frac{\frac{446.335 \text{N}}{1000}}{58.9 \text{KN}} = 0.0075 < 1 \text{ cumple}$$

Chequeo contra el deslizamiento

Para chequear el deslizamiento del anclaje se debe verificar el cumplimiento de la resistencia a la tensión del anclaje, resistencia al desprendimiento por tensión y resistencia nominal al arrancamiento, tomando el apéndice C-D de la NSR-10.

Resistencia a la tensión del anclaje

Este dado por:

$$Nsa = n * Ase * futa * FR$$

n: número de pernos.

Ase(mm²): área del perno.

futa (Mpa): resistencia nominal a tensión del perno.

Fr: factor de reducción.

$$Nsa = 1 * (0.196\text{pulg}^2 * 645.16) * 620\text{Mpa} * 0.75 = 58904.374\text{N}$$

Requerimiento $Nsa > Fde$ diseño

58904.374N > 446.355N; cumple

Resistencia al desprendimiento por tensión

$$Ncb = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} * \psi_{ed,N} * \psi_{c,N} * \psi_{cp,N} * Nb * Fr$$

A_{Nc} : es el área de la superficie de falla de concreto de un anclaje o grupo de anclajes.

A_{Nco} : es el área proyectada de la superficie de falla del concreto de un único anclaje

ubicado a una distancia al borde igual o mayor de $1.5hef$.

hef: profundidad del perno en el apoyo

Nb: es la resistencia básica al desprendimiento por tensión.

$\psi_{ed,N}$; $\psi_{c,N}$; $\psi_{cp,N}$: son factores de modificación toma un valor de 1

Para determinar A_{Nco} se tiene:

$$A_{Nco} = 9 * hef^2$$

hef para el caso de es de 40mm

$$A_{Nco} = 9 * (40mm)^2 = 14400mm^2$$

El valor de A_{Nc} se puede asumir igual a A_{Nco} cuando $ca1 > 1.5hef$; donde Ca1 es la distancia del centro de un anclaje hasta el borde de concreto en la dirección

de acción de la fuerza, para el caso el Ca1= 1.2m

$$Ca1 > 1.5(0.4m); A_{Nco} = A_{Nc}$$

$$A_{Nc} = 14400mm^2$$

Para determinar Nb se tiene:

$$Nb = Kc * \sqrt{f'c(\text{del concreto})} * hef^{1.5}$$

Kc: es igual a 10 para anclajes colados en sitio y 7 para anclajes incorporados a concreto endurecido.

$$Nb = 7 * \sqrt{21Mpa} * 40mm^{1.5} = 37188.4N$$

$\psi_{ed,N}$; $\psi_{c,N}$ toman el valor de 1 de acuerdo con la norma NSR-10 apéndice C-D

$$Ncb = \frac{14400mm^2}{14400mm^2} * 1 * 1 * 1 * 37188.4N * 0.75 = 27891.29N$$

Requerimiento $Ncb > Fde \text{ diseño}$

$$27891.29 > 446.355N; \text{ cumple}$$

Resistencia nominal al arrancamiento

$$Npn = \psi_{cp} * Np * Fr$$

ψ_{cp} : factor de modificación igual a 1.

Np: es la resistencia al arrancamiento por tensión de un solo tornillo.

Para Np se tiene:

$$Np = 8 * A_{brg} * f'c$$

A_{brg} : área cabeza del perno.

$$Np = 8 * \frac{\pi * (15mm)^2}{4} * 21Mpa = 29688.1N$$

$$Npn = 1 * 22266N * 0.75 = 22266.04N$$

Requerimiento $Ncb > Fde$ diseño

$$22266.04N > 446.355N; \text{ cumple}$$

El chequeo contra el volteo se hace con el procedimiento propuesto por Rueda. E, 2017. Este procedimiento calcula la fuerza debido al volteo, la cual está dada por la siguiente ecuación:

$$Fv = \frac{Mv * Mr}{N * D}$$

Donde:

Mv: momento de volteo

Mr: Momento resistente del elemento no estructura

N: Número de anclas

D: distancia de la esquina inferior del elemento no estructural al anclaje

Momento de volteo

$$Mv = Fdediseño * largo del elemento$$

$$Mv = 466.355N * 1.2m = 535.625N * m$$

Momento resistente del elemento no estructural

$$Mr = W(\text{peso del lemento}) * Ancho$$

$$Mr = 40Kg * \frac{9.81m}{s^2} * 0.3m = 117.72N * m$$

$$Fv = \frac{535.625N * m * 117.72N * M}{4 * 2m} = 52.2382N$$

Requerimiento; Resistencia a tensión en el perno > fv

58.9KN > 0.05 KN; cumple

7.3 Cielo raso

Para el diseño y verificación del cielo raso se hace uso de la metodología propuesta por la normativa de diseño chilena.

Datos obtenidos en campo

Espaciamiento entre cables lado (m)= 1.3

Espaciamiento entre cables lado corto (m)= 0.7

Área de estudio(m²) = lado largo x lado corto= 2.6mx2.2m=5.72

Ángulo de inclinación =90°

Número de cables= 12

Esquema de la estructura del cielo falso

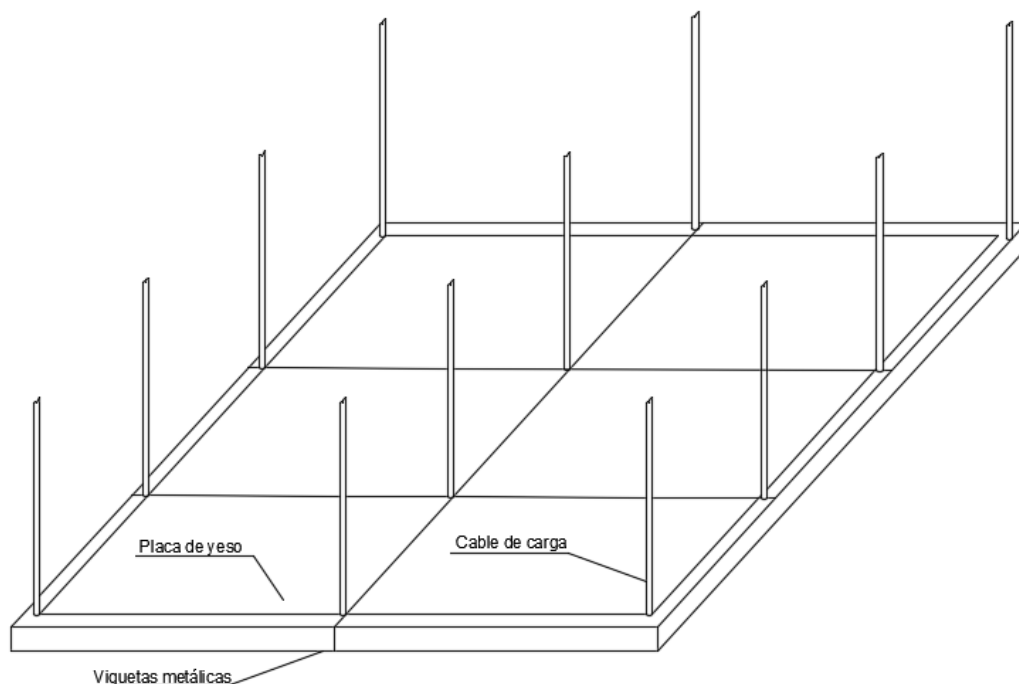


Ilustración 4: Sistema de cielo falso (fuente propia)

Demandas sísmicas

Se hace uso de la siguiente formulación:

$$F_p = \frac{0.4 \cdot a_p \cdot \alpha_A \cdot W_p}{g\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{z}{h}\right)$$

Donde se tiene que:

Para los valores de R_p y a_p se toma la tabla de coeficientes para el diseño sísmico de elementos arquitectónicos dada por la norma.

$$R_p = 1.5$$

$$a_p = 1$$

Además, en campo se obtuvieron los valores de:

$$Z=3\text{m}$$

$$H=3\text{m}$$

$$W_p=15\text{Kg/m}^2$$

El coeficiente de importancia es de $I_p= 1.5$

El valor del espectro de pseudo aceleración esta dado por:

Zona sísmica	Z
1	0,50
2	0,75
3	1,00

Tabla 12: Valor de Z de acuerdo con la zona sísmica (norma de diseño chilena)

La zona sísmica más crítica en Colombia está relacionada con la zona sísmica 3 para Chile, por lo que el valor de $z=1$

Tipo de suelo	$\alpha_A A$ cm/s ²
A	977 Z
B	1 101 Z
C	1 144 Z
D	1 455 Z
E	1 576 Z

Tabla 13: Valor de pseudo aceleración según norma de diseño chilena

El tipo de suelo corresponde a D

El valor de $\alpha_A A$ (cm/s²) es igual 1455Cm/s²

$$Fp = \left(\frac{0.4 * 1 * \frac{1455Cm}{s^2} * \frac{15Kg}{m^2}}{\frac{981Cm}{s^2} * \left(\frac{1.5}{1.5}\right)} \right) * \left(1 + 2 * \left(\frac{3m}{3m}\right) \right) = 26.697 \frac{Kg}{m^2}$$

Solicitaciones:

Limite mayor

$$Fp = \frac{1.6 * \alpha A * A * Ip * Wp}{g}$$

$$Fp = \frac{1.6 * \frac{1455Cm}{s^2} * 1.5 * \frac{15Kg}{m^2}}{\frac{981Cm}{s^2}} = 53.394 \frac{Kg}{m^2}$$

Limite menor

$$Fp = \frac{1.3 * \alpha A * A * Ip * Wp}{g}$$

$$Fp = \frac{0.3 * \frac{1455Cm}{s^2} * 1.5 * \frac{15Kg}{m^2}}{\frac{981Cm}{s^2}} = 10.011 \frac{Kg}{m^2}$$

Limite menor <Fp< limite mayor; cumple

Anclaje

Para el soporte de los cielos falsos se hace uso de cables estructurales y para ello se determina la capacidad que deben tener:

Fuerza lateral en cada punto de soporte (cables) está dado por:

$$Fp = \frac{Fp}{\text{número de cables}}$$

$$Fp = \frac{26.697 \left(\frac{Kg}{m^2}\right) * 9.81 \left(\frac{m}{s^2}\right) * \text{Áres de estudio}}{\text{número de cables}}$$

$$Fp = \frac{26.697 \left(\frac{Kg}{m^2}\right) * 9.81 \left(\frac{m}{s^2}\right) * 5.72m^2}{12}$$

$$Fp = 124.712N$$

Para tener mayor seguridad se adopta una capacidad de

$$Fp = 124.712N + 1N$$

$$Fp = 125.71N$$

Cable propuesto este dado por:

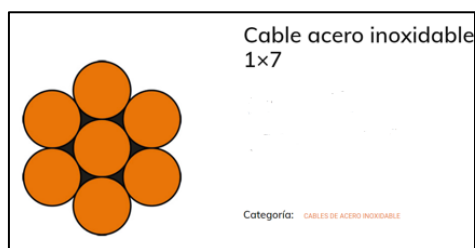


Ilustración 5 : Cable propuesto para cielo falso

TABLA 1. REQUERIMIENTOS PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS TORONES 1 X 7			
Diámetro nominal del torón, mm [pulgadas]	Resistencia a la rotura mínima del torón, kN [lbf]	Área de acero del torón, mm ² [pulgadas ²]	Masa del torón Kg/1000 m [lb/1000 pie]
Grado 1725 [250]			
6.4 [0.250]	40.0 [9 000]	23 [0.036]	182 [122]
7.9 [0.313]	64.5 [14 500]	37 [0.058]	294 [197]
9.5 [0.375]	89.0 [20 000]	52 [0.080]	405 [272]
11.1 [0.438]	120 [27 000]	69.7 [0.180]	548 [367]
12.7 [0.500]	160 [36 000]	92.9 [0.144]	730 [490]
15.2 [0.600]	240 [54 000]	139 [0.216]	1090 [737]
Grado 1860 [270]			
9.53 [0.375]	102 [23 000]	55 [0.085]	430 [290]
11.1 [0.438]	138 [31 000]	74.2 [0.115]	580 [390]
12.7 [0.500]	184 [41 300]	98.7 [0.153]	780 [520]
13.2 [0.520]	200 [45 000]	108 [0.167]	840 [570]
14.3 [0.563]	230 [51 700]	124 [0.192]	970 [650]
15.2 [0.600]	261 [58 600]	140 [0.217]	1100 [740]

Tabla 14 :Especificaciones del cable propuesto para cielo falso (tomado de Emcocables)

Adoptando el anterior cable de carga se cumple con la sollicitación de carga para el cielo falso.

7.4 Lámparas

Para el diseño y verificación de anclaje de estos elementos se toma la metodología propuesta en la norma NSR-10.

Aceleración de piso

Para determinar la aceleración de piso se considera las siguientes ecuaciones y sollicitación correspondiente a cada una de acuerdo con la NSR-10:

Ecuación uno

$$a_x = A_s + \frac{(S_a - A_s) * h_x}{h_{eq}} \quad h_x \leq h_{eq}$$

Ecuación dos

$$a_x = S_a * \frac{h_x}{h_{eq}} \quad h_x \geq h_{eq}$$

Teniendo:

$$h_x = 3m$$

$$h_n = 3m$$

$$h_{eq} = 0.75h_n = 0.5(3m) = 2.25m$$

Donde, $h_x > h_{eq}$, la aceleración de piso se calcula con la ecuación dos

$$a_x = 1.218 * \frac{3m}{2.25m} = 1.625$$

Fuerza de diseño

Datos tomados de elemento:

Número de pernos =4

Peso de la lampara =3Kg

Se tiene la siguiente formulación y requerimiento:

$$F_p = \frac{a_x * a_p}{R_p} * g * M_p \geq \frac{A_a * I}{2} * g * M_p$$

Donde:

Aa=0.25(coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2 dado en la norma)

I=1.5(coeficiente de importancia)

ap=1 y **Rp**=1.5 (valores tomados de la norma, capítulo A9)

Mp=3Kg

$$F_p = \frac{1.625 * 1 * 9.81 \left(\frac{m}{s^2}\right) * 3Kg}{1.5} = 31.88N$$

Solicitud:

$$\frac{A_a * I * g * M_p}{2} = \frac{0.25 * 1.5 * 9.81 \left(\frac{m}{s^2}\right) * 3Kg}{1.5} = 5.51N$$

Fp > solicitud; cumple

Anclaje

El tipo de anclaje se hace por pernos la norma establece que la fuerza de diseño sea igual a:

$$P=3*FP$$

$$P=3*31.88N=95.648N$$

Además, a cada perno le corresponde una fuerza igual a la cuarta parte de la fuerza de diseño

$$P \text{ por cada perno} = 95.648N/4=23.912N$$

El chequeo que se debe hacer es por resistencia a cortante de acuerdo con el capítulo F.10.

Se tiene que:

Número de agujeros es igual a 4

Diámetro del perno es = 0.5"

Factor de reducción (Φ)=0.75

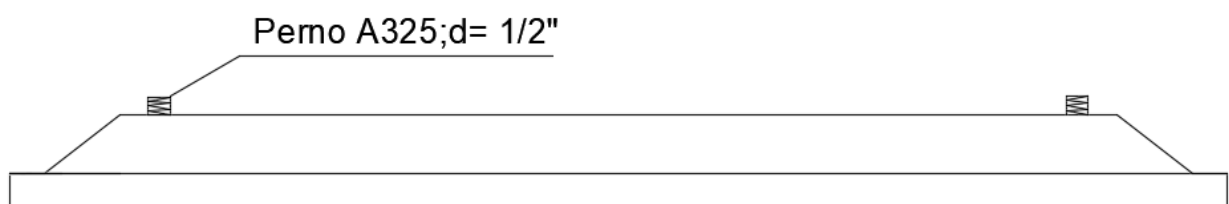


Ilustración 6: Esquema de lampara de techo (fuente propia)

Donde área del perno está dada por:

$$A_{nb} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (0.5")^2}{4} = 0.196 \text{ pulg}^2$$

Capacidad está dada por:

$$\Phi Rn = 0.75(Fn * Anb * \#agujeros)$$

El valor de Fn esta dado por la siguiente tabla 11.

$$Fn = 372\text{Mpa}$$

Chequeo a cortante

$$\Phi Rn = 0.75 \left(372\text{Mpa} * 0.196\text{pulg}^2 * 4 * \frac{(25.4\text{mm})^2}{1000\text{N}} \right) = 141.4\text{KN}$$

Demanda/capacidad < 1

$$\frac{\frac{23.912\text{N}}{1000} * 4}{141.4\text{KN}} = 0.00016 < 1 \text{ cumple}$$

7.5 Barandales

Para el diseño y chequeo de este elemento se toma la metodología propuesta en la norma NSR-10.

Datos del barandal tomados en campo

- Número de pernos en el anclaje=2
- Diámetro de pernos(mm)=10
- Número de soportes=3
- Largo(m)=2.5
- Altura(m)=0.84
- Diámetro del tubo(mm)=38
- Separación de soportes(m)=1.25

- Peso de baranda (Kg)=14

Aceleración de piso

Para determinar la aceleración de piso se considera las siguientes ecuaciones y sollicitación correspondiente a cada una de acuerdo con la NSR-10:

Ecuación uno

$$a_x = A_s + \frac{(s_a - A_s) * h_x}{h_{eq}} \quad h_x \leq h_{eq}$$

Ecuación dos

$$a_x = S_a * \frac{h_x}{h_{eq}} \quad h_x \geq h_{eq}$$

Teniendo:

$$h_x = 0.84\text{m}$$

$$h_n = 3\text{m}$$

$$h_{eq} = 0.75h_n = 0.5(3\text{m}) = 2.25\text{m}$$

Donde, $h_x < h_{eq}$, la aceleración de piso se calcula con la ecuación uno

$$a_x = 0.4875 + \frac{(1.218 - 0.4875) * 0.84\text{m}}{2.25\text{m}} = 0.761$$

Fuerza de diseño según la NSR-10

Se tiene la siguiente formulación y requerimiento:

$$F_p = \frac{a_x * a_p}{R_p} * g * M_p \geq \frac{A_a * I}{2} * g * M_p$$

Donde:

Aa=0.25(coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2 dado en la norma)

I=1.5(coeficiente de importancia)

ap=1.5 y **Rp**=1.5 (valores tomados de la norma, capítulo A9)

Mp=14Kg

$$F_p = \frac{0.761 * 1.5 * 9.81 \left(\frac{m}{s^2}\right) * 14Kg}{1.5} = 104.45N$$

Solicitud:

$$\frac{A_a * I * g * M_p}{2} = \frac{0.25 * 1.5 * 9.81 \left(\frac{m}{s^2}\right) * 14Kg}{1.5} = 25.751N$$

Fp > solicitud; cumple

Chequeo de baranda

Para el chequeo de la baranda de toma como referencia la normativa colombiana NSR-10 y los chequeos por EPM (empresas públicas de Medellín) para este tipo de elementos dados en la siguiente tabla:

Tipo de requerimiento	Medida
Resistencia estructural de la baranda	Empuje horizontal de mínimo 100 kgf/m en la parte superior de la baranda
Altura de la baranda (desde la superficie donde se camina y/o trabaja hasta el borde superior del travesaño superior)	Entre 1,00 m y 1,20 m
Ubicación de travesaños intermedios (medidos desde el borde superior del travesaño superior de la baranda).	Deben ser ubicados a 0,40 m entre ejes
Separación entre soportes verticales	1,00 m o aquella que garantice la Resistencia mínima solicitada
Alturas de los rodapiés (medidos desde la desde la superficie donde se camina y/o trabaja)	De 0,15m a 0,20 m

Tabla 15: Requisitos mínimos para barandas como medidas colectivas de prevención en trabajos en alturas (tomado norma EPM)

Para la fuerza de diseño en las barandas debe ser mayor a 1KN/m de acuerdo con el capítulo B.4.2.2 de la NSR-10, por la tanto se tiene:

$$F_p \geq \frac{1KN}{m} * \text{largo del barandal}$$

$$0.1044KN \geq \frac{1KN}{m} * 2.5m$$

$$0.1044KN < 2.5KN$$

No cumple

Altura del barandal debe estar entre 1m - 1.2m y la separación de soportes 1m ó aquella que garantice la sollicitación de la fuerza de acuerdo con EPM, teniendo que:

$$\text{Altura(m)}=0.84; \text{ no cumple}$$

Separación de soportes(m)=1.25; -no cumple con el valor de 1m de separación

Espesor del vidrio debe ser mayor a 6mm de acuerdo con el capítulo K.4.3.9.9 de acuerdo con NSR-10, teniendo que:

$$\text{Espesor } 5\text{mm} < 6\text{mm}; \text{ no cumple}$$

Los pernos están chequeados con el capítulo F.2.10 de la norma NSR-10, teniendo que:

Número de pernos = 2

Número de agujeros = 2

Diámetro del perno = 2/5"

$\Phi = 0.75$

Donde área del perno está dada por:

$$A_{nb} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (2/5")^2}{4} = 0.126 \text{ pulg}^2$$

Capacidad está dada por:

$$\Phi R_n = 0.75 (F_n * A_{nb} * \# \text{agujeros})$$

El valor de F_n esta dado por la siguiente tabla 11

$$F_n = 372 \text{ Mpa}$$

Chequeo a cortante

$$\Phi R_n = 0.75 \left(372 \text{ Mpa} * 0.126 \text{ pulg}^2 * 2 * \frac{(25.4 \text{ mm})^2}{1000 \text{ N}} \right) = 45.2 \text{ KN}$$

Demanda/capacidad < 1

$$\frac{1.25 \text{ KN}}{45.2 \text{ KN}} = 0.0276 < 1 \text{ cumple}$$

Nota: la demanda utilizada es un límite mínimo y el valor dado por la norma es de 1KN/m. Se calcula de la siguiente manera para el caso de estudio:

$$\Phi Rn = \frac{\frac{1KN}{m} * \text{largo barandal} * 3}{\#soportes * \#pernos}$$

$$\Phi Rn = \frac{\frac{1KN}{m} * 2.5m * 3}{3 * 2} = 1.25KN$$

Lo pernos encontrados en el barandal del hospital cumplen el requerimiento, sin embargo, se recomienda que el anclaje se haga con 4 pernos.

Propuesta de anclaje y dimensionamiento

Las dimensiones y la carga están dados con respecto a la norma NSR-10 y EPM, los valores están dados en la siguiente tabla:

Resistencia y dimensiones de baranda propuestas	
Resistencia estructural (KN)	2.5
Espesor de Vidrio(mm)	6
Altura(m)	1.1
Separación soportes verticales (m)	1

Tabla 16: Resistencia y dimensiones de baranda propuestas (elaboración propia)

El anclaje propuesto está dado en el siguiente esquema:

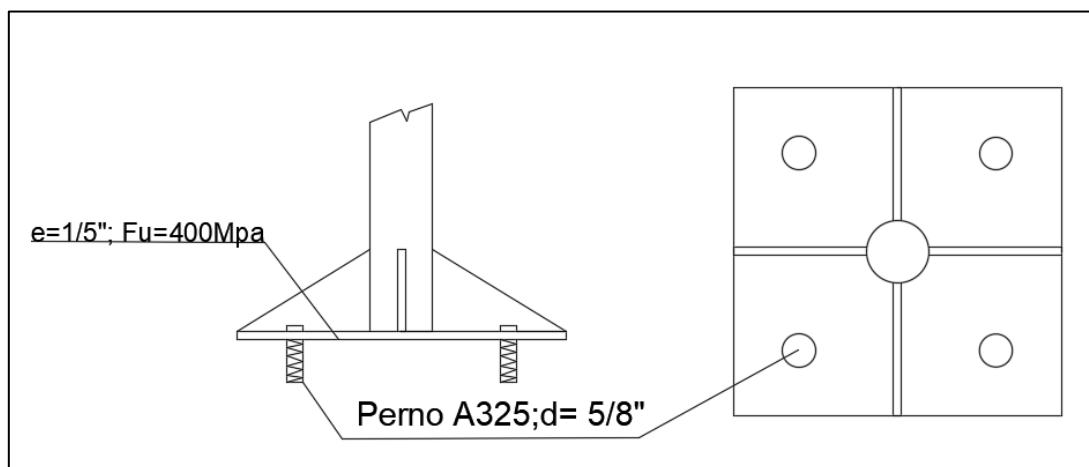


Ilustración 7: Propuesta de anclaje barandas (fuente propia)

En la siguiente tabla se dan las especificaciones para el anclaje propuesto:

Anclaje propuesto (respecto a la norma NSR-10)				
Tipo de anclaje	Pernos	Placa acero		Distancia del perno al borde de la placa(pulg).
Número de pernos	4	espesor(pulg)	0.2	Debe ser mayor que 1.12 pulg
Diamtro del perno (pulgadas)	0.625	Fu(Mpa)	400	1.18
Fuerza de diseño para pernos(3.0*Fp)((KN))	7.50	Largo(pulg)	7.9	Smin entre agujeros igual a 3*diámetro (pulg)
Fuerza de diseño en cada anclaje (KN)	2.50	Ancho(pulg)	7.9	1.875

Tabla 17: Especificaciones de anclaje propuesto para barandas (fuente propia)

Posteriormente, se chequea para la placa la resistencia al aplastamiento con el capítulo F.2.10.3.10 de la norma NSR-10.

Donde:

Factor de reducción esta dado por $\Phi=0.75$, número de agujeros es cuatro y L_c está

Dado por:

L_{c1} (distancia desde el borde del agujero hasta el borde libre de la placa).

$$L_{c1} = 1.18\text{pulg}$$

L_{c2} (separación entre pernos)

$$L_{c1} = (7.9\text{pulg} - (2 * 1.18\text{pulg})) - \left(0.875\text{pulg} + \left(\frac{1}{8}\right)\text{pulg}\right) = 4.79\text{pulg}$$

El valor de L_c es el menor valor entre L_{c1} y L_{c2} , por lo tanto:

$$L_c = 1.18\text{pulg}$$

Ahora, se tiene que:

$$\Phi R_{n1} = \Phi(1.2 * L_c * t * F_u)$$

$$\Phi R_{n1} = 0.75(1.2 * 1.18" * 1/5" * 400\text{Mpa} * (25.4\text{mm}^2 * 1\text{KN})/(1" * 1000\text{N}))$$

$$\Phi R_{n1} = 54.825\text{KN}$$

$$\Phi Rn2 = \Phi(2.4 * d * t * Fu)$$

$$\Phi Rn2 = 0.75(2.4 * 0.625" * 1/5" * 400Mpa * (25.4mm^2 * 1KN)/(1" * 1000N))$$

$$\Phi Rn2 = 58.05KN$$

Capacidad tomar el menor valor entre $\Phi Rn1$ y $\Phi Rn2$

$$Rn = (\Phi Rn1 * \#agujeros)$$

$$Rn = (54.825KN * 4) = 219.3KN$$

Chequeo; Demanda /capacidad <1

$$\frac{219.3KN}{2.5KN} = 0.011 < 1 \text{ cumple}$$

Para el perno por la forma que llega la fuerza sísmica de diseño, se chequea la resistencia al cortante.

Donde área del perno está dada por:

$$Anb = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi(0.625")^2}{4} = 0.307 \text{ pulg}^2$$

Capacidad está dada por:

$$\Phi Rn = 0.75(Fn * Anb * \#agujeros)$$

El valor de F_n esta dado por la tabla 11

$$F_n = 372Mpa$$

Chequeo a cortante

$$\Phi Rn = 0.75 \left(372 \text{Mpa} * 0.307 \text{pulg}^2 * 4 * \frac{(25.4 \text{mm})^2}{1000 \text{N}} \right) = 220.9 \text{KN}$$

Demanda/capacidad < 1

$$\frac{\frac{2.5 \text{KN}}{4}}{220.9 \text{KN}} = 0.0028 < 1 \text{ cumple}$$

7.6 Muros divisorios

Para el diseño y chequeo de este elemento se toma la metodología propuesta en la norma NSR-10.

Datos del muro tomados en campo

- Ancho=2.5m
- Altura=2.5m
- Espesor=0.12m
- Ancho placa de yeso (m)=0.5
- Altura de piso (hn)=3m
- γ yeso= 800kg/m³ (de acuerdo con el capítulo B.3 de la norma NSR-10)
- Espesor lamina de yeso(m)=0.0125
- Números de placas= 10

Aceleración de piso

Para determinar la aceleración de piso se considera las siguientes ecuaciones y sollicitación correspondiente a cada una de acuerdo con la NSR-10:

Ecuación uno

$$a_x = A_s + \frac{(S_a - A_s) * h_x}{h_{eq}} \quad h_x \leq h_{eq}$$

Ecuación dos

$$a_x = S_a * \frac{h_x}{h_{eq}} \quad h_x \geq h_{eq}$$

Teniendo:

$$h_x = 2.5m$$

$$h_n = 3m$$

$$h_{eq} = 0.75h_n = 0.75(3m) = 2.25m$$

Donde, $h_x > h_{eq}$, la aceleración de piso se calcula con la ecuación dos

$$a_x = 1.218 * \frac{2.5m}{2.25m} = 1.354$$

Fuerza de diseño

Se tiene la siguiente formulación y requerimiento:

$$F_p = \frac{a_x * a_p}{R_p} * g * M_p \geq \frac{A_a * I}{2} * g * M_p$$

Donde:

Aa=0.25(coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2 dado en la norma)

$I=1.5$ (coeficiente de importancia)

$a_p=2.5$ y $R_p=1.5$ (valores tomados de la norma, capítulo A9)

Para calcular g_{Mp} se tiene:

$$M_p = \text{Altura} * \text{Ancho} * \text{espesor} * \gamma_{\text{yeso}} * \text{número de placas}$$

$$M_p = 2.5m * 0.5m * 0.0126m * \frac{800Kg}{m^3} = 126Kg$$

La fuerza de diseño está dada por:

$$F_p = \frac{1.354 * 2.5 * \frac{9.8m}{s^2} * 126kg}{1.5} = 2790N = 2.79K$$

Solicitud:

$$\frac{A_a * I * g * M_p}{2} = \frac{1 * 1.5 * \frac{9.81m}{s^2} * 126kg}{2} = 230N = 0.231KN$$

$F_p > \text{solicitud}; \text{ cumple}$

Por lo tanto, se tiene que la F_p que llega a las placas es de:

$$F_p=2.79KN$$

Para cada el chequeo de cada placa de yeso se sigue el siguiente procedimiento:

Fuerza cada sección:

$$F_d = \frac{\text{Fuerza en cada sección}/2}{\text{altura del muro}}$$

$$F_d = \frac{2.79}{2} = 1.39KN$$

Fuerza de cada placa:

$$F_{placa} = \frac{\text{Fuerza en cada sección}}{\text{Número de } \frac{\text{placas}}{2}} = \frac{1.39KN}{10/2} = 0.28$$

solicitud:

para el chequeo se cuenta con la resistencia a la rotura de acuerdo con el manual técnico de instalaciones de placas de yeso (Gyptec,2017); Dado en la siguiente tabla:

Tipo de placa		Placa A					Placas H, F y D	
Espesor (mm)		6	9,5	12,5	15	18	12,5	15
Rotura a flexión (N)	Longitudinal	258	400	550	650	774	550	650
	Transversal	101	160	210	250	303	210	250

Tabla 18: Resistencia de placas de yeso (Gyptec,2017)

$$\text{Resistencia} = 550N$$

El chequeo esta dado por: Resistencia \geq Fdp

$$550N \geq 0.28KN * 1000$$

$$550N \geq 280N$$

cumple

El muro tiene buena respuesta ante los efectos sísmicos

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

Se identificó que gran parte de los elementos tipo armarios, Lockers, estanterías, etc. no cuentan con anclajes que impidan su movimiento y posible falla, por ello, al momento de evaluar su condición y observar cual sería la respuesta sísmica, estos elementos fallarían por dos condiciones; seguridad al volteo y deslizamiento.

Al realizar los cálculos de los elementos no estructurales adoptados, se visualizó que los anclajes propuestos, los chequeos de anclajes existentes y anclajes de refuerzo cumplen con requisitos de resistencia, en este sentido se llegó a la conclusión que, para todos los elementos, el evento más crítico es no contar con ningún tipo de anclaje y que todo lo que se proponga para anclar será un aporte considerablemente positivo a la respuesta sísmica que tengan los componentes no estructurales.

Se realizó la comparación de las normas mexicana y chilena con respecto a la NSR-10, en la cual se identificó algunos vacíos en la metodología de diseño de los elementos no estructurales para la norma NSR-10, por lo que adoptar algunos criterios contemplados en las otras normas servirá de apoyo a la metodología colombiana.

Se identificó la falta de investigación en cuanto a la metodología de diseño y evaluación de elementos no estructurales en Colombia en comparación con países de la región, ya que estos tienen más rigurosidad en cuanto al análisis y especificaciones de diseño.

8.2 Recomendaciones

Se hace propuestas de anclajes para elementos que no cuentan con ninguno y anclajes para reforzar y/o cambiar el existente, por lo que se recomienda adoptar estas propuestas en el hospital y de esta manera mejorar la respuesta sísmica de los elementos no estructurales que

se evaluaron. Además, los anclajes propuestos se pueden implementar para componentes no estructurales con condiciones similares a los analizados.

La norma colombiana si bien contiene un capítulo exclusivamente para componentes no estructurales, en el desarrollo del proyecto se evidenció que el alcance no es lo suficientemente estricto y por esta razón se recomienda adoptar ciertos parámetros considerados en las normativas mexicana y chilena. En este sentido dos parámetros que no se contemplan en la NSR-10 son la seguridad al deslizamiento y volteo, por lo cual implementarlos para el chequeo de elementos no estructurales sería un aporte considerable, para definir si el componente evaluado necesita o no anclaje. Además, en caso de ser adoptados los anteriores requerimientos, se recomienda seguir la misma metodología propuesta en la norma mexicana.

En el análisis de las barandas, se encontraron vacíos dentro de la norma NSR-10 en cuanto al chequeo del dimensionamiento requerido, por esta razón se vio necesario remitirse a la norma para barandales dada por EPM. Por esta razón, se recomienda adoptar los rangos de valores para el dimensionamiento de los barandales, así como la propuesta de anclaje que la norma tiene para estos elementos. De esta manera se podrán enriquecer los requerimientos que la NSR-10 presenta respecto a las barandas.

En todos los anclajes propuestos se hace uso de conexiones pernadas, donde se emplean pernos tipo A325, los cuales son efectivos para resistir los efectos de un sismo. De igual manera, para estos anclajes se podría hacer uso de tornillos más convencionales como tipo Drywall, sin embargo, no se encontraron las especificaciones de resistencia para este tipo de tornillos, en este sentido, es recomendable realizar estudios para determinar estos valores en caso de que el fabricante no los aporte.

En los muros de particiones livianas, la norma NSR-10 no cuenta con especificaciones concretas para ellos, por lo que realizar un estudio acerca de su diseño y evaluación sería un aporte favorable, puesto que, actualmente en Colombia este tipo de muros son los más utilizados.

En el diseño de cielos falsos se recomienda tener en cuenta los parámetros que se contemplan en la norma NTM.001-13 de Chile (Sección 8), esto como insumo para complementar la información del capítulo A.9 de la NSR-10 respecto a este tipo de elementos no estructurales.

Finalmente, es recomendable que dentro del capítulo A.9 de la NSR-10 se tengan más consolidados los parámetros de evaluación para los elementos no estructurales, puesto que, la norma tiene vacíos y se ve obligada a remitirse a otros capítulos y normas para apoyarse. Es así como enriquecer el capítulo A.9 y remitirse a lo estrictamente necesario es un aporte significativo para la norma.

9. BIBLIOGRAFÍA

- Juárez García, H., Ventura, C. E., Gómez Bernal, A., & Pelcastre Pérez, E. (2014). Comportamiento de componentes no estructurales ante diferentes escenarios sísmicos. *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, 5(2), 12-25.
- Barbosa, R. E., Álvarez, J. J., & Carrillo, J. (2018). Aceleraciones de piso para diseño de elementos no estructurales y estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica en edificios. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 17(33), 99-119.
- Jaramillo Narváez, J. D. (2020). *Estudio comparativo de normativas de diseño sismo-resistente de elementos no estructurales* (Bachelor's thesis, Quito).
- Romero Lesmes, R. J. Evaluación del cumplimiento de los criterios establecidos en la Norma Sismo Resistente NSR-10 para el diseño de elementos no estructurales.
- Cañón Martínez, L. F., & Beltrán Gamba, D. D. (2016). Aplicación de la metodología de evaluación sísmica de elementos no estructurales Propuesta en el documento ASCE/SEI 31-03–Caso de estudio–.
- NTM001. (2013). Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente. En Elementos No Estructurales. Chile.
- Colombia. Ministerio de Ambiente, V. y. (2010). El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Bogotá.
- Secretaria de obras y servicios, (2020). Norma técnica complementaria mexicana (NTC mexicana). México
- Poblete Fabrizio (Julio,219). Estudio de comportamiento para cielos rasos, factores que permiten una selectividad adecuada para instalación de cielos rasos antisísmicos. *Universidad Andrés Bello, facultad de ingenierías*. Chile.

Rueda Erik (abril, 2017). Ayudas de diseño de elementos no estructurales sometidos a acciones sísmicas. *Universidad Nacional Autónoma de México, programa de maestría y doctorado en ingeniería civil – estructuras*. México

Ministerio de salud (febrero, 2016). normalización hospital provincial de Curicó proyecto de elementos no estructurales memoria de cálculo. Chile.

SAOV. *Norma de construcción e instalación y adecuación de pasamanos y barandas de seguridad. Empresas públicas de Medellín (EPM)*.

Gvytec(mayo, 2017). *Manual técnico de instalación de sistemas de placas de yeso*. 2º edición.

10. ANEXO

HOJAS DE CALCULO EN EXCEL DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

1. Tablas para Lockers

1	Datos del elemento		Aceleración de piso según NSR-10	
			hx(m)	2
	Masa (kg)	40	hn(m)	3
	Altura(m)	2	heq	2.25
	Largo(m)	1.2	Ecuación para el calculo de	Ecuación 1
	Ancho(m)	0.3	sa	1.21875
	Apoyo del lemento	muro de concreto	As	0.4875
	Gravedad (m/s ²)	9.81	aceleración de piso	1.138
2	Chequeo contra el deslizamiento $\mu_s > a_i$			
	Coeficiente de fricción estatica de acuerdo a Serway(μ_s)		0.6	
	Aceleración del elemento(a_i)	Se debe calcular la aceleración de piso $a_i =$ aceleración de piso (a_x)	a_x	1.138
	falla por deslizamiento en ambas direcciones	Falla por deslizamiento		
3	Chequeo contra el volteo $b_{me} > h_{cm} a_i$			
	Aceleración (a_i)	1.1375		
	bme en X (m)	0.6		
	bme en Y(m)	0.15		
	hcm (m)	1	hcm* a_i (m)	1.138
	volteo en X	presenta falla por volteo		
	volteo en y	presenta falla por volteo		

Tabla 19: Chequeo deslizamiento y volteo en Lockers (elaboración propia)

Propuesta de anclaje para elementos tipo Lockers		
γ_a	4	Fuerza de diseño Según norma mexicana
Fuerza de diseño (N)	1785.42	
Fuerza de diseño para cada perno (N)	446.355	Demanda

Tabla 20: Fuerza sísmica de diseño para Lockers (elaboración propia)

Resistencia al aplastamiento F.2.10.3.10(NSR-10)			
DATOS			
Fu [Mpa]	400	Distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el borde de la perforación considerada y el borde de la perforación adyacente o el borde del material	
N° de agujeros	1		
Lc1 [pulg]	1.2875		
Lc2 [pulg]	0		
Lc [pulg]	1.2875		
d [pulg]	0.5		Diámetro del perno
t [pulg]	0.3		Espesor del material conectado
Φ (Factor de reducción)	0.75		
Rn1 [kN]	99.7		
Rn2 [kN]	77.4		
		D/C	0.00769
Rn a utilizar	77.4		cumple
Φ Rn [kN]	58.1		

Tabla 21: Resistencia al aplastamiento del anclaje en Lockers (elaboración propia)

Resistencia a cortante en el tornillo(NSR-10)		
DATOS		
N° de agujeros	1	Tabla
d perno [pulg]	0.5	
Fn [Mpa]	372	
Φ (Factor de reducción)	0.75	
Anb [pulg ²]	0.196	
Φ Rn [kN]	35.3	
D/C	0.012629288	
	cumple	

Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa) ^(a)
Pernos A307	310 ^(b)	188 ^(c)
Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372
Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457
Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457
Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F-2-1-3-4, con roscas incluidas en los planos de corte	$0.75F_u$	$0.450F_u$
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F-2-1-3-4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75F_u$	$0.563F_u$

Cuando la relación demanda/capacidad no cumple, una de las soluciones es la de aumentar el diámetro de los pernos o aumentar el número de pernos

Tabla 22: Resistencia al cortante del perno en anclaje de Lockers (elaboración propia)

Resistencia a tensión en el tornillo(NSR-10)		
DATOS		
N° de agujeros	1	Tabla
d perno [pulg]	0.5	
Fn [Mpa]	620	
Φ (Factor de reducción)	0.75	
Anb [pulg ²]	0.196	
Φ Rn [kN]	58.9	
D/C	0.0075776	
	cumple	

Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa) ^(a)
Pernos A307	310 ^(b)	188 ^(c)
Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372
Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457
Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457
Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F-2-1-3-4, con roscas incluidas en los planos de corte	$0.75F_u$	$0.450F_u$
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F-2-1-3-4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75F_u$	$0.563F_u$

Cuando la relación demanda/capacidad no cumple, una de las soluciones es la de aumentar el diámetro de los pernos o aumentar el número de pernos

Tabla 23: Resistencia a tensión del perno en anclaje de Lockers (elaboración propia)

Chequeo contra el deslizamiento del anclaje						
Resistencia a la tensión del anclaje $N_{sa} = n A_{se} f_{uta} F_r$		Resistencia al desprendimiento por tensión $N_{cb} = \frac{A_{NC}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$		Resistencia nominal al arrancamiento $N_{pn} = \psi_{c,p} N_p F_r$		
n	1	Kc	7	$N_b = k_c \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$	$\Psi_{c,p}$	1
A_{se} (mm ²)	126.6768698	f'_c (Mpa)	21		Diametro cabeza de perno(mm)	15
f_{uta} (Mpa)	620	hef(mm)	40	$A_{Nco} = 9 (h_{ef})^2$	Abrg(mm ²)	176.7
Fr	0.75	Nb(N)	37188.4		Np(N)	29688.1
N_{sa} (N)	58904.74	A_{Nco} (mm ²)	14400	Npn(N)	22266.04	
Requerimiento	cumple	Ca1(m)	1.2	Requerimiento	cumple	
		A_{NC} (mm ²)	14400	$N_p = 8 A_{brg} f'_c$		
		$\Psi_{ed,N}$	1			
		$\Psi_{c,N} ; \Psi_{cp,N}$	1			
		Ncb(N)	27891.29			
		Requerimiento	cumple			

Tabla 24: Chequeo contra el deslizamiento del anclaje en Lockers (elaboración propia)

Chequeo contra el Volteo	
Fuerza debido al volteo	
$F_a = \frac{M_v - M_r}{Nd}$	
Mv(N*m)	535.626
Mr(N*m)	117.72
N	4
d(m)	2
Fa(N)	52.23825
Requerimiento	cumple

Tabla 25: Chequeo contra el volteo del anclaje de Lockers (elaboración propia)

2. Tablas de cielo falso

1	Datos del cielo falso	
	Espaciamiento de cables lado largo(m)	1.3
	Espaciamiento de cables lado corto (m)	0.7
	Área de estudio (m2)	5.72
	Angulo inclinación cables(grados)	90
	cables por cada metro cuadrado	12
2	Fuerza sísmica de diseño	
	$F_p = \frac{0.4 \cdot a_p \cdot \alpha_A \cdot W_p}{g \left(\frac{R_p}{I_p} \right)} \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{z}{h} \right)$	
	ap	1
	Rp	1.5
	$\alpha_A \cdot A$ (cm/s2)	1455
	Wp(kg/m2)	15
	z(m)	3
	h(m)	3
	Ip	1.5
	g(cm/s2)	981
	FP limite mayor	53.394
	Fplimite menor	10.011
	Fp (Kg/m2)	26.697
	cumple	
Anclaje (Cables)		
3	Fuerza lateral en cada punto de soporte (N)	1496.541
	Tesión sobre los cables (N)	124.712
	Cables deben soportar un tracción de almenos (N)	125.71

Tabla 26: Fuerza sísmica de diseño cielo falso y solicitud de anclaje (elaboración propia)

3. Tablas de Lámparas

1	Datos de lampara	
	Número de pernos	4
	Diametro de pernos (pulg)	0.5
	Peso de la lampara(kg)	3
Fuerza de diseño Elemento		
$F_p = \frac{a_x * a_p}{R_p} * g * M_p \geq \frac{A_a * I}{2} * g * M_p$		
2	hx(m)	3
	hn(m)	3
	heq(m)	2.25
	Aa	0.25
	I	1.5
	Ecuación para el calulo de ax	Ecuación 2
	sa	1.21875
	As	0.4875
	ax	1.625
	ap	1
	g(m/s2)	9.81
	Rp	1.5
	Mp(kg)	3
	Fuerza de diseño(N)	31.88
	Solicitud	5.518125
	cumple	

Tabla 27: Fuerza sísmica de diseño de lámparas (elaboración propia)

Anclaje																										
Tipo de anclaje	Pernos																									
Fuerza de diseño para pernos(3.0*Fp)	95.648																									
Fuerza para cada perno (N) (Demanda)	23.912																									
Resistencia a Cortante en el tornillo																										
DATOS																										
N° de agujeros	4																									
d perno [pulg]	0.5																									
F _n [Mpa]	372																									
Φ (Factor de reducción)	0.75																									
Anb [pulg ²]	0.196																									
ΦRn [kN]	141.4																									
D/C	0.000169																									
	cumple																									
3	Tabla																									
	<p style="text-align: center;">Tabla F.2.10.3-2 Resistencia Nominal para Pernos y Piezas Roscadas, MPa</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción de los conectores</th> <th>Resistencia Nominal a tensión F_n (MPa)</th> <th>Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_v (MPa)^(a)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Pernos A307</td> <td>310^(b)</td> <td>188^{(b)(c)}</td> </tr> <tr> <td>Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte</td> <td>620</td> <td>372</td> </tr> <tr> <td>Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte</td> <td>620</td> <td>457</td> </tr> <tr> <td>Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte</td> <td>780</td> <td>457</td> </tr> <tr> <td>Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte</td> <td>780</td> <td>579</td> </tr> <tr> <td>Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2-1-3-4, con roscas incluidas en los planos de corte</td> <td>0.75F_n</td> <td>0.450F_n</td> </tr> <tr> <td>Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2-1-3-4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte</td> <td>0.75F_n</td> <td>0.563F_n</td> </tr> </tbody> </table>		Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F _n (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F _v (MPa) ^(a)	Pernos A307	310 ^(b)	188 ^{(b)(c)}	Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372	Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457	Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457	Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579	Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2-1-3-4, con roscas incluidas en los planos de corte	0.75F _n	0.450F _n	Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2-1-3-4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	0.75F _n	0.563F _n
	Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F _n (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F _v (MPa) ^(a)																							
	Pernos A307	310 ^(b)	188 ^{(b)(c)}																							
	Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372																							
	Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457																							
	Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457																							
	Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579																							
	Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2-1-3-4, con roscas incluidas en los planos de corte	0.75F _n	0.450F _n																							
	Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2-1-3-4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	0.75F _n	0.563F _n																							
Cuando la relación demanda/capacidad no cumple, una de las soluciones es la de aumentar el diámetro de los pernos o aumentar el número de pernos																										

Tabla 28: Anclaje de lámparas (elaboración propia)

4. Tablas de Barandas

1	Datos de Barandales	
	Número de pernos en anclaje	2
	Diámetro de pernos (mm)	10
	número de soportes	3
	Largo(m)	2.5
	Altura(m)	0.84
	Espesor de vidrio(mm)	5
	Diámetro del tubo (mm)	38
	Separación soportes(m)	1.25
Peso de baranda (kg)	14	
Fuerza de diseño Elemento		
$F_p = \frac{a_x * a_p}{R_p} * g * M_p \geq \frac{A_a * I}{2} * g * M_p$		
2	hx	0.84
	hn	3
	heq	2.25
	Aa	0.25
	I	1.5
	Ecuación para el calulo de ax	Ecuación 1
	sa	1.21875
	As	0.4875
	ax	0.761
	ap	1.5
	g(m/s ²)	9.81
	Rp	1.5
	Mp(kg)	14
	Fuerza de diseño(N)	104.45
	Solicitud	25.75125 cumple
Chequeo de baranda según especificacion de la norma NSR-10 y norma EPM		
3	Resistencia estructural de la baranda decauerdo al capitulo B.4.2.2 de NSR-10	no cumple
	Espesro de vidrio decauerdo con K.4.3.9.9 de la NSR-10	No cumple
	Altura de acuerdo a EPM	no cumple
	Separación soportes decauerdo a EPM	no cumple

Tabla 29: Fuerza sísmica de diseño y chequeo de barandas (elaboración propia)

DATOS		Tabla	Resistencia a cortante en el tornillo																							
N° de agujeros	2		<p align="center">Tabla F.2.10.3-2 Resistencia Nominal para Pernos y Piezas Roscadas, MPa</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción de los conectores</th> <th>Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)</th> <th>Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa)^(b)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Pernos A307</td> <td>310^(b)</td> <td>188^{(b)(1)}</td> </tr> <tr> <td>Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte</td> <td>620</td> <td>372</td> </tr> <tr> <td>Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte</td> <td>620</td> <td>457</td> </tr> <tr> <td>Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte</td> <td>780</td> <td>457</td> </tr> <tr> <td>Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte</td> <td>780</td> <td>579</td> </tr> <tr> <td>Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, con roscas incluidas en los planos de corte</td> <td>0.75F_u</td> <td>0.450F_u</td> </tr> <tr> <td>Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte</td> <td>0.75F_u</td> <td>0.563F_u</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa) ^(b)	Pernos A307	310 ^(b)	188 ^{(b)(1)}	Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372	Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457	Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457	Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579	Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, con roscas incluidas en los planos de corte	0.75F _u	0.450F _u	Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	0.75F _u
Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa) ^(b)																								
Pernos A307	310 ^(b)	188 ^{(b)(1)}																								
Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372																								
Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457																								
Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457																								
Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579																								
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, con roscas incluidas en los planos de corte	0.75F _u	0.450F _u																								
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	0.75F _u	0.563F _u																								
d perno [pulg]	0.4																									
F _n [Mpa]	372																									
Φ (Factor de reducción)	0.75																									
Anb [pulg ²]	0.126																									
ΦRn [kN]	45.2																									
D/C	0.027631122																									
	cumple																									

Tabla 30: Resistencia a cortante del perno en barandas (elaboración propia)

Resistencia y dimensiones de baranda propuestas	
Resistencia estructural (KN)	2.5
Espesor de Vidrio(mm)	6
Altura(m)	1.1
Separación soportes verticales (m)	1

Tabla 31: propuesta de dimensiones en barandas (elaboración propia)

Anclaje propuesto (respecto a la norma NSR-10)				
Tipo de anclaje	Pernos	Placa acero		Distancia del perno al borde de la placa(pulg). Debe ser mayor que 1.12 pulg
Número de pernos	4	espesor(pulg)	0.2	
Diamtro del perno (pulgadas)	0.625	Fu(Mpa)	400	1.18
Fuerza de diseño para pernos(3.0*Fp)(KN)	7.50	Largo(pulg)	7.9	Smin entre agujeros igual a 3*diámetro (pulg)
Fuerza de diseño en cada anclaje (KN)	2.50	Ancho(pulg)	7.9	1.875

Tabla 32: Anclaje propuesto de barandas (elaboración propia)

DATOS		Resistencia al aplastamiento F.2.10.3.10	
Fu [Mpa]	400	Distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el borde de la perforación considerada y el borde de la perforación adyacente o el borde del material Diámetro del perno Espesor del material conectado	
N° de agujeros	4		
Lc1 [pulg]	1.18		
Lc2 [pulg]	4.79		
Lc [pulg]	1.18		
d [pulg]	0.625		
t [pulg]	0.2		
Φ (Factor de reducción)	0.75		
Rn1 [kN]	73.1		
Rn2 [kN]	77.4		
Rn a utilizar	73.1	D/C	0.01140
ΦRn [kN]	219.3		cumple

Tabla 33: Resistencia al aplastamiento anclaje de barandas (elaboración propia)

DATOS		Tabla	Resistencia a cortante en el tornillo																								
N° de agujeros	4		Tabla F.2.10.3-2 Resistencia Nominal para Pernos y Piezas Roscadas, MPa																								
d perno [pulg]	0.625		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción de los conectores</th> <th>Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)</th> <th>Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa)^(d)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Pernos A307</td> <td>310^(b)</td> <td>188^{(b)(c)}</td> </tr> <tr> <td>Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte</td> <td>620</td> <td>372</td> </tr> <tr> <td>Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte</td> <td>620</td> <td>457</td> </tr> <tr> <td>Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte</td> <td>780</td> <td>457</td> </tr> <tr> <td>Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte</td> <td>780</td> <td>579</td> </tr> <tr> <td>Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, con roscas incluidas en los planos de corte</td> <td>$0.75F_u$</td> <td>$0.450F_u$</td> </tr> <tr> <td>Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte</td> <td>$0.75F_u$</td> <td>$0.563F_u$</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa) ^(d)	Pernos A307	310 ^(b)	188 ^{(b)(c)}	Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372	Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457	Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457	Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579	Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, con roscas incluidas en los planos de corte	$0.75F_u$	$0.450F_u$	Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75F_u$	$0.563F_u$
Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa) ^(d)																									
Pernos A307	310 ^(b)	188 ^{(b)(c)}																									
Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372																									
Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	620	457																									
Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457																									
Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	780	579																									
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, con roscas incluidas en los planos de corte	$0.75F_u$	$0.450F_u$																									
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75F_u$	$0.563F_u$																									
Φ (Factor de reducción)	0.75																										
Anb [pulg ²]	0.307																										
ΦRn [kN]	220.9																										
D/C	0.002829427																										
	cumple																										

Cuando la relación demanda/capacidad no cumple, una de las soluciones es la de aumentar el diámetro de los pernos o aumentar el número de pernos

Tabla 34: Resistencia a cortante en el perno del anclaje en barandas (elaboración propia)

5. Tablas de muros particiones livianas

1		Datos de muros	
	Ancho(m)		2.5
	Altura(m)		2.5
	Densidad del yeso(Kg/m ³)		800
	Número de placas del muro		10
	espesor lamina de yeso (m)		0.0126
	Espesor(m)		0.12
	Ancho de placa de yeso(m)		0.5
2		Fuerza de diseño Elemento	
		$F_p = \frac{a_x \cdot a_p}{R_p} \cdot g \cdot M_p \geq \frac{A_x \cdot I}{2} \cdot g \cdot M_p$	
	hx		2.5
	hn		3
	heq		2.25
	Aa		0.25
	I		1.5
	Ecuación para el calculo de ax		Ecuación 2
	sa		1.21875
	As		0.4875
	ax		1.354
	ap		2.5
	g(m/s ²)		9.81
	Rp		1.5
	Mp(Kg) de las placas de yeso		126
	Fuerza de diseño(kN)		2.79
	Solicitación		0.2317613
			cumple

Tabla 35: Fuerza sísmica de diseño en muros de particiones livianas (elaboración propia)

Solicitaciones para una sola placa de yeso		
3	fuerza a cada seccion de muro (KN)	1.39
	Fuerza a cada placa (KN)	0.28
	Resistencia a la rotura de la placa de yeso, de acuerdo con Gyptec	
	Longitudinalmente (N)	550
	Chequeo	cumple

Tabla 36: Solicitación de placas de yeso para muros tipo particiones livianas (elaboración propia)