

Facultad de Tecnología de la Construcción

“DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DE UN EDIFICIO A BASE DE MARCOS ESPECIALES DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO Y MUROS ESTRUCTURALES ESPECIALES DE CONCRETO (SISTEMAS DUALES)”.

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Nadja Thais
Miranda Quiros
Carnet: 2010-33769

Br. Carlos Adolfo
Portillo Arce
Carnet: 2010-35002

Tutor:

Msc. Ing. Yader Andrés
Jarquín Montalván

13 de diciembre de 2023
Managua, Nicaragua

AGRADECIMIENTO

Llegando este importante momento, nos sentimos honrados con Jehova, quien nos dio la oportunidad, sabiduría, perseverancia y sobre todo, las herramientas necesarias para culminar este gran proyecto.

Nuestra Alma Mater, Universidad Nacional de Ingeniería-UNI, que nos brindó, todos los recursos académicos, para formarnos y crecer como profesionales capaces.

Al Ingeniero Yader Andrés Jarquín Montalván, por darnos su apoyo incondicional, para culminar este trabajo, ya que sin sus conocimientos y guía, nada de esto sería posible.

A nuestros maestros, que sin su entrega y sacrificio continuo, ninguna creciente generación, sería capaz de formarse con tanta calidad, que solo puede ser transmitida, a través de la experiencia de los ya formados.

Nuestros padres y abuelos, quienes cuidaron de nosotros y guiaron nuestros pasos, para alcanzamos nuestras metas.

¡A todos, infinitas gracias!

DEDICATORIA

A Dios omnipotente y misericordioso, por permitirme tanto.

A mi mami, Isolina Bassett Moreira, por labrar el camino, hacia este momento, teniendo claro, que no lo vería con sus propios ojos.

Su certeza fue inequívoca, no importando mi vacilacion.

A mi madre, por no dudar nunca de las metas que fijo.

**A mis amigos, que son la familia que elegí, por estar en todo tiempo
y motivarme siempre, gracias.**

Nadja Thais Miranda Quiros

DEDICATORIA

***A Jehova Dios,
quien no me debe nada pero me lo ha dado todo.***

***A mi esposa
que es el motivo de mi profunda felicidad,***

***A mi madre
que me amó desde el momento que supo de mi existencia***

***A mi padre
quien vino a mi vida a cubrir un vacío que nadie debería tener***

***A mi abuelita
quien me enseñó a dar lo mejor sin esperar nada a cambio***

***A mi tía
quien me demostró que las matemáticas se pueden disfrutar***

***A mi hermana y sobrina
quienes me acompañaron en este camino.***

***A mis amigos
quienes me hicieron un espacio en sus vidas***

Carlos Portillo

RESUMEN DEL TEMA

La naturaleza es nuestra mejor maestra, para demostrar que no todo es absoluto y que, como ingenieros, debemos desarrollarnos constantemente, analizando cada efecto que provoca en nuestras estructuras y motivándonos a implementar nuevos métodos que mitiguen sus efectos y priorizando la conservación de la vida humana. En consecuencia, el desarrollo de nuevos métodos de diseño para mejorar es indiscutible.

Investigadores como Paulay, Priestley, Kowalsky, Calvy, sugieren un enfoque basado en desplazamientos. Explica, que el desplazamiento de fluencia Δ_y , puede ser determinado, a partir de la sección y geometría de la estructura, sin conocimiento previo de la fuerza, únicamente basándose en la experiencia del diseñador, para proponer una estructura prototipo. La demanda de desplazamiento Δ_d , al menos, para estructuras de edificios, se regiran por los limites de derivas dados por los códigos y la geometría del edificio. El cortante V es asumido, por lo tanto, la rigidez inicial estará dada por el cortante entre el desplazamiento de fluencia, aunque no todos los valores sean conocidos a detalle en este punto. El periodo elástico, será calculado así como la demanda de desplazamiento, los cuales se comparan con los limites de derivas de los códigos, y las fuerzas se ajustaran hasta que los desplazamientos elásticos equivalen al limite de la deriva.

El daño es directamente proporcional a la deformación. Por lo tanto, el diseño de estructuras, para lograr un límite de desplazamiento específico, implica diseñar para riesgo de daño específico, que es compatible con el concepto de *riesgo uniforme*, aplicado para determinar el nivel de diseño de la excitación sísmica.

Después de la aplicación del método, sus resultados obtenidos, son utilizados en este trabajo monográfico, para diseñar sísmicamente un edificio de acero a base de Marcos Especiales Resistentes a Momento y Muros Estructurales Especiales de Concreto (sistemas duales) de 8 niveles, ubicada en la ciudad de Masaya.

Dicha combinación, es implementada, para crear una sinergia apropiada entre sistemas que suplen entre si, los requerimientos de demandas específicos de la estructura ante eventos sísmicos.

Contenido

CAPITULO I : GENERALIDADES.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes.....	3
1.3 Justificación	5
1.4 Objetivos.....	7
4.1. Objetivo general	7
4.2. Objetivos especificos.....	7
CAPITULO II : MARCO TEORICO	8
2.1.Metodo de los desplazamientos.....	8
2.2. Metodo de Diseño Basado en Desplazamientos para estructuras de marcos y muros.....	12
2.3.Desarrollo de la metodologia DDBD para estructuras de marco-muro ..	16
2.4.Estimaciones de amortiguamiento viscoso equivalentes.....	22
2.5.Deformaciones de rendimiento de las paredes y marcos	22
2.6.Valores de ductilidad diseño, período efectivo y amortiguamiento viscoso equivalente.....	23
2.7.Desarrollo de un procedimiento de diseño de capacidad de la estructura marco-muro	25
2.7.1.Fuerzas de cortante en marcos	26
2.7.2.Momentos en los marcos.....	27
2.7.3.Fuerzas de cortante en el muro.....	30
2.7.4.Momentos de los muros.....	31
2.7.5.Métodos de diseño de capacidad existentes	32
2.7.6.Factor de Amplificacion Dinamica	32
2.7.7.Fuerzas de sobre-resistencia.....	33
2.8.Diseño de marcos por capacidad	34
2.8.1.Momento de diseño de las columnas	34
2.8.2.Cortante de diseño de las columnas	34
2.8.3.Cortante en la articulación de la viga-columna	35
2.9.Diseño de muros por capacidad	35
2.9.1.Cortante del muro	35
2.9.2.Momentos en el muro	35
2.10.Diseño por capacidad del piso	36

CAPITULO III : DISEÑO METODOLOGICO	37
Metodo de los desplazamientos para sistemas estructurales marco-muro	37
Paso 1: Asignación de proporciones de rigidez y determinación de altura de punto de inflexión del muro	37
1.1. Asignación de resistencia entre marcos y muros.....	37
1.2.Determinación de altura del punto de contra flexión del muro	39
Paso 2: Determinación de deformaciones por fluencia de los muros y marcos.	39
Paso 3: Determinación del perfil de desplazamientos y características de estructura SDOF.....	40
3.1 Deriva de piso de diseño.....	40
3.2 Perfil de desplazamiento de diseño	42
3.3 Características de estructura SDOF equivalente.....	42
Paso 4: Determinación de los valores de ductilidad de diseño, el amortiguamiento viscoso equivalente y el periodo efectivo.	43
4.1 Demanda de Ductilidad.....	43
4.2 Amortiguamiento viscoso equivalente.....	45
4.3 Periodo efectivo inicial de estructura SDOF equivalente.....	46
Paso 5: Determinación del cortante basal y la rigidez individual de los miembros	47
5.1 Rigidez efectiva del sistema.....	47
5.2 Cortante basal del sistema	48
5.3. Esfuerzos presentes en el sistema en cada nivel	48
5.4 Esfuerzos de los muros de concreto	48
5.5 Esfuerzos en los marcos de acero	48
Paso 6: Adopción de las disposiciones de diseño por capacidad.....	51
6.1 Diseño por capacidad de las paredes de concreto reforzado.....	51
6.2 Diseño por capacidad de los marcos de acero.....	53
CAPITULO IV: CASO DE ESTUDIO.....	55
Descripción Geométrica de la Estructura Preliminar.....	55
Clasificación Sísmica de la Estructura según el RNC-07.....	56
Propiedades Mecánicas de los Materiales	58
Análisis de la Estructura en la Dirección Longitudinal	59
Diseño estructural de los Muros de Concreto.....	81

Diseño de los Marcos Especiales a Momento.....	88
V.CONCLUSIONES.....	115
VI. RECOMENDACIONES	117
VII. BIBLIOGRAFIA.....	118

CAPITULO I : GENERALIDADES

1.1 Introducción

Los terremotos son eventos naturales impredecibles que ocasionan serios daños a las construcciones. Estos dejan tras de sí, pérdidas materiales, humanas y un perdurable sentimiento de inseguridad en la vida de los afectados que vivieron aquellos angustiosos momentos.

No obstante, el hombre ha sabido aprovechar estas situaciones. La ingeniería sismo resistente es un campo que mejora con cada terremoto que se presenta en la historia de la humanidad. Cada movimiento del subsuelo representa, para los especialistas una oportunidad de expandir sus conocimientos, crear nuevas teorías, métodos de desarrollo de estructuras sismo resistentes y aplicarlos al diseño y construcción de los edificios y así reducir a un grado razonable las pérdidas y conservar la valiosa sensación de seguridad.

El método de diseño directo basado en desplazamientos, es un tema de gran aceptación que ha captado la atención de los ingenieros estructurales cuyas creaciones se emplazan en zonas sísmicas, puesto que brinda una opción razonable con un alto grado de certidumbre del comportamiento de una estructura bajo la excitación de un evento sísmico.

La principal bondad que este método brinda, es el inmediato control de las deformaciones en los estados límites de servicio: la estructura final será rígida solo lo estrictamente necesario.

También es indiscutible, por el gran uso que se les ha dado, que los sistemas duales son excelentes en la resistencia a los fuertes ataques sísmicos.

El presente trabajo monográfico es el diseño de un edificio sostenido por un sistema dual, diseñado con este método basado en desplazamientos, situado en Masaya, departamento de Nicaragua, el cual es una zona sísmicamente activa.

Por todo lo antes visto, es indiscutible el valor práctico que tiene este documento, que le facilitará al lector la tarea de diseñar un edificio de comportamiento eficiente con una metodología eficiente.

1.2 Antecedentes

Los diseños sísmicos de edificios, son realizados a través de métodos que han sido propuestos y revisados minuciosamente por especialistas en la materia de ingeniería estructural. Estos simplifican el trabajo del diseñador por su fácil aplicación y obtención de resultados.

Los edificios existentes en la región centroamericana han sido diseñados en su mayoría, con los métodos de análisis que por muchas décadas han dado buenos resultados por su resistencia a fallar ante los sismos. Estos, de hecho, se proponen en los códigos internacionales, tales como el método de *Simplificado*, el método *Estático* y el método *Dinámico*.

El tiempo, los sismos y el uso de estos métodos convencionales, cuyo parámetro inicial es la resistencia última, han dejado ver que tienen el defecto de que en un principio no se saben cuáles deberían de ser las dimensiones óptimas de los elementos para que la estructura se deforme solo lo permisible. Se puede agregar a lo antes dicho, que las fuerzas estáticas calculadas tienden a ser más grandes que la fuerza sísmica real en su magnitud, teniendo como resultado final secciones sobre diseñadas a un grado desconocido, lo que a su vez implica que el peso del edificio sea mayor y un costo de construcción alto. Como claramente se percibe, existe un grado de incertidumbre en las soluciones finales.

El principal defecto de análisis de los métodos de fuerzas, es que las derivas de la estructura ante estas fuerzas equivalentes son estimadas hasta el final del proceso de diseño. Es lógico entender entonces, que, si bien es cierto que el edificio propuesto inicialmente puede cumplir con la resistencia necesaria para su estabilidad, tal vez no sea así con sus deformaciones tolerables.

En el diseño tradicional basado en fuerzas, el daño que se espera en la estructura es controlado mediante factores de reducción de resistencia que dependen del tipo de esfuerzo que se esté soportando en el elemento y también del tipo de estructura en juego y el uso que se le dará.

Ha estos métodos se les han atribuido serias deficiencias que conducen a diseños en los que la vulnerabilidad de las estructuras resultantes no es uniforme. Esto se contrasta con la amenaza sísmica, con periodo de retorno uniforme incorporado en muchos códigos de construcción.

Por estos motivos, en las últimas décadas se le ha prestado mucha atención al método basado en desplazamientos.

El método de los desplazamientos ha sido un tema de interés para muchos investigadores tales como el Prof. M.J. Nigel Priestley de Ingeniería Estructural en la Universidad de California en San Diego, Profesor Mervyn Kowalsky de Ingeniería Estructural, el Arquitecto Vicente Bono Godoy, que vieron el potencial del método y se dedicaron a desarrollarlo a través de sus investigaciones demostrando su eficiencia en su aplicación y obtención de resultados, así como Reyes García, Timothy J. Sullivan, Gaetano Della Corte, han formulado documentos que dan continuidad a los investigadores antes mencionados, variando ciertos parámetros ya que el comportamiento puede ser analizado para estructuras de acero así como también de concreto.

1.3 Justificación

Los métodos principales de diseño sísmico de las obras civiles verticales, son los métodos de fuerzas. Estos han sido los más usados, debido a que tienen una relativa simplicidad de cálculo. Consisten, dicho a grandes rasgos, en la estimación de fuerzas estáticas horizontales que deformen la estructura de manera similar a la forma que lo haría un evento sísmico, con una magnitud de diseño y, como un último paso, determinar los desplazamientos desarrollados.

Sin embargo, es del conocimiento del ingeniero estructural que la mayoría del tiempo los elementos estructurales que componen una edificación pueden aportar la resistencia necesaria a las fuerzas que actúan en él y, no obstante, las deformaciones que este elemento desarrolle cuando alcance su resistencia última de servicio, dañen otros elementos no estructurales existentes; es por eso que en muchos casos el principal parámetro de diseño, en sí, no son las resistencias alcanzadas sino más bien las deformaciones desarrolladas.

Las teorías existentes sobre el método de desplazamientos, han tomado gran importancia en el diseño estructural de los edificios en países desarrollados donde los métodos de diseño son evaluados y actualizados con una prudente constancia; por esta razón, es conveniente recopilar la información disponible sobre el método de desplazamiento, marcos especiales de momento y muros de concreto reforzado, para generar una nueva teoría que ayude al calculista de la región nicaragüense a utilizar este tipo de elementos sismo resistentes controlando en primera instancia los desplazamientos.

Por ser un método poco aplicado en la región, lamentablemente, se debe recopilar información específica, que sea explicada paso a paso, que guíe a los diseñadores estructurales y estudiantes de ingeniería civil que se introducen en este método; es por ello, que es conveniente aportar una propuesta de procedimiento a seguir, para que sirva como guía en el diseño de este tipo de sistemas resistentes a fuerzas laterales emplazadas en zonas sísmicas.

El conocer y dominar el método de diseño por desplazamientos evitará que el ingeniero estructural incurra en la frustrante repetición del diseño, por no haber fijado desde un principio las derivas que sufrirá la estructura, ya que este parámetro será el primero en ser controlado. Se podrá gozar de la seguridad durante el proceso de cálculo, que las secciones encontradas satisfarán el requisito de deformaciones.

La Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) de Nicaragua está interesada en actualizar los métodos de cálculo utilizados en el diseño de infraestructuras, con el fin de educar profesionales con conocimientos que los hagan más competitivos en el mundo de la ingeniería estructural.

Por estas razones, se ve que el presente documento será de utilidad a todos aquellos interesados en la materia, pues presenta una herramienta que facilita la comprensión y aplicación del método de desplazamientos con la que se podrá encaminar al diseño estructural de edificios, que cuenten con sistemas sismo resistentes similares o iguales al aplicado a la estructura en cuestión.

1.4 Objetivos

4.1. Objetivo general

Diseñar sísmicamente un edificio de acero a base de Marcos Especiales Resistentes a Momento y Muros Estructurales Especiales de Concreto (sistemas duales) basado en el método de desplazamientos.

4.2. Objetivos específicos

- a) Analizar sísmicamente la superestructura aplicando el método de los desplazamientos a través del libro “Displacement-Based Seismic Design of Structures” de M.J. N Priestley, M.J.Kowalsky, G.M.Calvy, 2007 IUSS Press.
- b) Diseñar los marcos de acero y muros de concreto haciendo uso de los códigos requeridos para cada tipo de elemento tales como el ACI 318-14 y el AISC341-10/358-10/360-10.

CAPITULO II : MARCO TEORICO

2.1.Metodo de los desplazamientos

En años recientes el método de los desplazamientos, ha sido un método que ayuda al diseñador a simplificar el trabajo con respecto a las disposiciones de cálculo, ya que el diseñador tiene la posibilidad de diseñar la estructura, a partir de un desplazamiento de diseño deseado, que controlan el probable daño estructural, siguiendo una serie de criterios y procesos implementados por el método para su debido cálculo. Siendo este el punto clave de este trabajo, a partir del cual se despliegan un sin número de procedimientos de cálculo, diseño, corrección y verificación de datos, para el diseño completo de la estructura en general. Teniendo en cuenta, que nuestro diseño es un sistema dual (Marcos especiales de Acero resistentes a momentos y Muros estructurales especiales de concreto) este método es el mas indicado.

Este tipo de sistemas (duales), son una solución atractiva en regiones de alta sismicidad ya que el objetivo principal, es combinar las ventajas estructurales de ambos sistemas, así como también restringiendo las limitaciones que estos poseen.

Una cuestión específica ignorada por los métodos actuales de diseño, es que los diafragmas de piso, imponen compatibilidad de desplazamiento entre marcos y muros. Una asignación arbitraria de factores de ductilidad, mediante factores de reducción de la fuerza (como sugieren los códigos) no satisface el requisito de compatibilidad de desplazamientos. En realidad, para lograr el mismo desplazamiento, las paredes de sistemas duales típicos, son propensos a someterse a una demanda de ductilidad mucho más grande que los marcos, debido a su valor más pequeño de desplazamiento de fluencia (*Sullivan et al, 2006*).

El método de diseño por desplazamientos DDBD conocido por sus siglas en ingles (Priestley 2003), ha sido desarrollado para estructuras SDOF (Sistemas

de un Solo Grado de Libertad) (Priestley 1993), estructuras de muros (Priestley y Kowalsky, 2005), marcos (Priestley y Kowalsky, 2000; Pettinga y Priestley, 2005), y puentes (Alvarez Botero, 2004).

Lo que se trata de lograr, es una deformación específica ante un evento sísmico, y esto es porque el daño es directamente proporcional a la deformación. Existen muchas formas de lograr esto, tal como la asunción de caracterización de rigideces. En este caso se adopta una rigidez secante, para un desplazamiento máximo, basado en una estructura sustituta y una representación elástica equivalente de amortiguamiento histerético, para una respuesta máxima.

En este método, Paulay explica que el desplazamiento de fluencia Δ_y , puede ser determinando a partir de la sección y de la geometría de la estructura sin necesidad de conocer la fuerza. La demanda de desplazamiento Δ_d , no es tan importante, ya que es generalmente controlada por los límites de deriva de los códigos y la geometría de la estructura. La fuerza de fluencia o cortante inicial V , es calculada, a partir de asignación de proporción de rigideces dadas a partir del tipo de sistema estructural aplicado. Esto es comparado con las derivas límites del código y la fuerza se ajusta gradualmente, hasta un desplazamiento elástico igual de la deriva límite. Por tanto, la fuerza es distribuida entre los diferentes elementos de base resistentes de fuerza lateral de experiencia conocida, mejor que en rigidez elástica.

También, la observación de que la curvatura de fluencia de una sección depende de sus dimensiones y no en su resistencia, implica que el desplazamiento de fluencia Δ_y , de una estructura puede ser conocida antes de que la estructura sea sometida alguna fuerza. Esto, a su vez, significa que si se conoce la forma deformada de la estructura en respuesta de desplazamiento máximo, se pueden establecer las demandas de ductilidad asociadas con el desarrollo de un límite de código de deriva. Estas demandas de ductilidad se pueden utilizar para estimar el grado, por el cual la energía disipada, a través de la respuesta no lineal, reduce la demanda sísmica. Por lo tanto, el enfoque adoptado por los métodos DDBD emergente, ha sido simplemente para obtener

la resistencia que exigirá esta, para mantener un desplazamiento objetivo, reconociendo las demandas de ductilidad que éste estado de deformación impone.

Por lo tanto, los métodos de DDBD se diferencian de los enfoques tradicionales de diseño, ya que controlan los niveles de fuerza, para un nivel de deformación inelástica asumido.

En el desarrollo de procedimientos DDBD que son simples y eficaces, se han propuesto varias estrategias de diseño mediante el análisis de espectros de respuesta.

Probablemente uno de los principales problemas de los investigadores y desarrolladores de DBD es, que no pueden ponerse de acuerdo en este momento en, utilizar un espectro de desplazamiento inelástico o un enfoque de amortiguamiento viscoso equivalente.

Los procedimientos de amortiguamiento viscoso equivalentes, utilizan la energía absorbida por una estructura en la deformación, a un desplazamiento de diseño como base, para modificar la demanda sísmica. Este enfoque supone, que la energía absorbida durante la respuesta de histéresis, que depende de su ductilidad, se puede modelar usando amortiguamiento viscoso con un sistema elástico de revestimiento. El combinar energía de histéresis y términos amortiguamiento viscoso elásticos, se utilizan para desarrollar espectros elástico altamente amortiguados que representan la demanda impuesta sobre la estructura de responder a diferentes niveles de ductilidad.

Se han propuesto varios enfoques que utilizan DDBD amortiguamiento viscoso equivalente, como los de Freeman (1978) y Priestley (1993). Varias relaciones entre ductilidad de desplazamiento y el amortiguamiento viscoso equivalente, también se han desarrollado (Gulkan y Sozen, 1974; Shibata y Sozen, 1976) el trabajo más reciente se concentra en reglas para diferentes formas de comportamiento de histéresis (Priestley 2003, Grant et al., 2005). Es

aceptable, que el enfoque de amortiguamiento viscoso equivalente es una aproximación a la realidad.

Los espectros de respuesta inelástica, son una representación gráfica de las cantidades máximas de respuesta, obtenidos para los sistemas de un grado de libertad, no lineales de diferente período inicial elástico, usando reglas específicas de histéresis y una ductilidad máxima específica. Dado que la demanda de ductilidad no puede generalmente ser predicha antes del análisis, el análisis se lleva a cabo utilizando una serie de factores de reducción de la fuerza especificados, y el espectro para un factor de ductilidad dado, se encuentra por interpolación dentro del resultado del análisis. Típicamente, las diferentes líneas se desarrollan, para diferentes niveles de ductilidad de desplazamiento. Con el conocimiento de la ductilidad de desplazamiento y el período inicial, un espectro inelástico se puede utilizar para leer el coeficiente de aceleración esperada y por lo tanto, establecer la resistencia de diseño. Existen variaciones en el uso de espectros inelásticos de diseño existentes, que incluyen el uso del desplazamiento objetivo (*Chopra y Goel, 1999*) o el rendimiento de desplazamiento (*Aschheim y Negro, 2000*) en lugar del período inicial.

A pesar del hecho de que los modelos precisos no lineales se pueden utilizar para desarrollar espectros inelásticos, su uso en el diseño no proporciona resultados exactos. Una razón para esto, es que los espectros inelásticos son típicamente desarrollados utilizando relaciones aproximadas $R-\mu-T$ (Miranda y Bertero, 1994), que se han calibrado usando un conjunto de acelerogramas aplicadas a los osciladores de un grado de libertad que poseen ciertas características de histéresis. La incertidumbre asociada a este proceso se incrementa aún más cuando las relaciones $R-\mu-T$ son asumidas y aplicables a las estructuras que poseen diferentes características de histéresis (que no es poco común, dado el tiempo necesario para calibrar adecuadamente una relación $R-\mu-T$ para una regla de histéresis dada y establecer los registros de terremotos). Otra fuente de incertidumbre proviene de la influencia de los modos más altos, que pueden alterar significativamente las deformaciones medidas durante la respuesta

de histéresis de un sistema MDOF. Como resultado, pueden existir diferencias significativas entre la respuesta pico de un sistema de múltiples grados de libertad inelástica (MDOF) y sistemas de un grado de libertad inelásticos (SDOF).

Al tratar de seleccionar el mejor enfoque para el diseño cabría destacar, que el uso de cualquiera, de un amortiguamiento viscoso equivalente o un enfoque de diseño basado en espectro inelástico, proporcionará únicamente un resultado aproximado. Además, puesto que ambos enfoques se calibran utilizando los resultados de análisis de historia-tiempo no lineal, pueden ofrecer el mismo nivel de precisión. Por lo tanto, se concluye que, cualquier enfoque podría ser incorporado dentro de un procedimiento de diseño racional, para estructuras de marco y muro.

2.2. Metodo de Diseño Basado en Desplazamientos para estructuras de marcos y muros

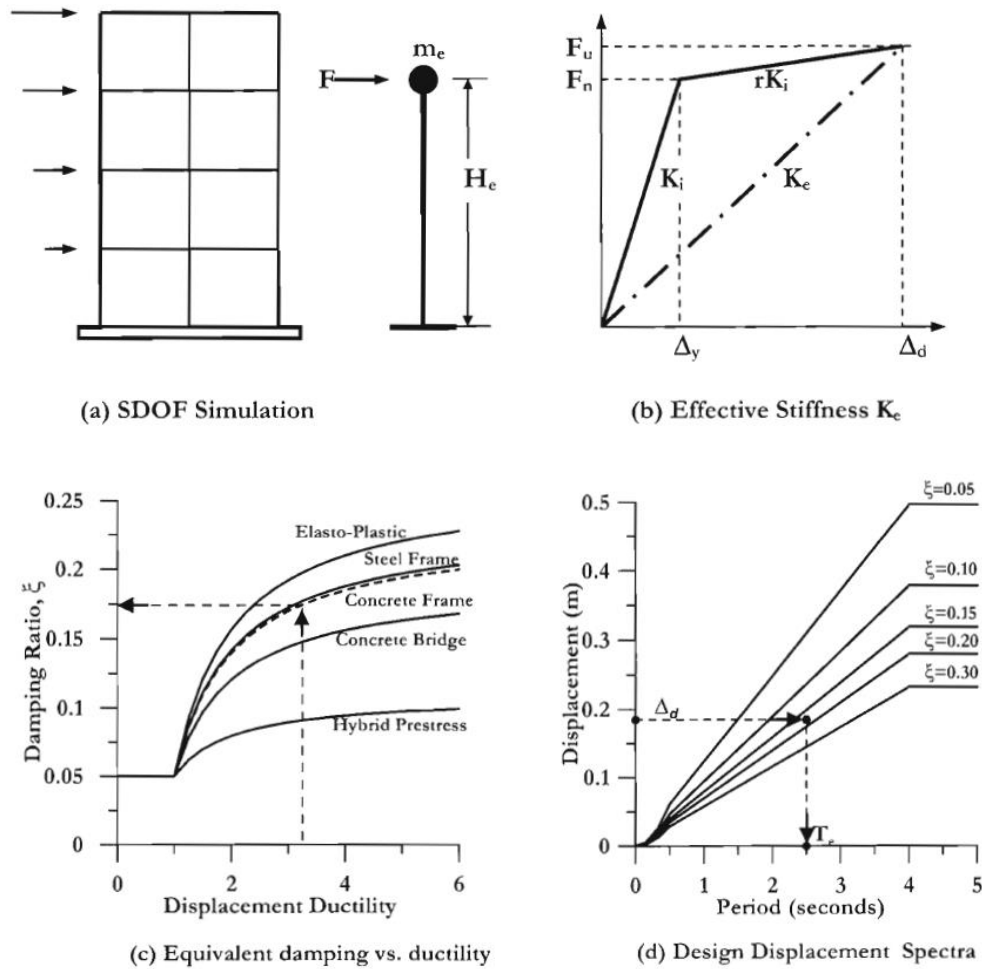
Uno de los procedimientos más desarrollados en DDBD se conoce como el método directo DBD (Priestley 2003). Este método ha sido desarrollado para las estructuras de un solo grado de libertad (Priestley, 1993), estructuras de muro (Priestley y Kowalsky, 2000), las estructuras de marco (Priestley y Kowalsky, 2000; Pettinga y Priestley, 2005) y puentes (Álvarez Botero, 2004).

Se considera el método, debido al rápido nivel de análisis requerido, y relativamente eficiente en comparación con otros enfoques del DBD (Sullivan, 2002). Por estas razones, el enfoque se utiliza como base, para el desarrollo de un procedimiento de diseño para estructuras de marco-muro con modificaciones sencillas en el enfoque, que le permitirían utilizar el análisis basado espectro inelástico en lugar de amortiguamiento viscoso equivalente.

Los principales pasos del procedimiento directo DDBD, se ilustran en la figura 1. La primera tarea del procedimiento, que se muestra, es desarrollar una representación SDOF equivalente de la estructura MDOF, siendo diseñada. Esto se logra a través del conocimiento de la distribución de la masa y el perfil de desplazamiento en respuesta máxima. Para algunas formas de estructura MDOF,

tales como el enfoque para las paredes de concreto reforzado (Priestley y Kowalsky, 2000), el perfil de desplazamiento se obtiene utilizando los primeros principios, mientras que para otras estructuras MDOF, tales como marcos de concreto reforzado (Pettinga y Priestley, 2006), se utilizan funciones empíricas, de forma que han sido calibrados para ajustarse a los múltiples resultados de análisis de historia-tiempo.

Figura 1. Fundamentos del diseño basado desplazamiento directo.



El DDBD caracteriza la estructura, para ser diseñada utilizando la rigidez efectiva o secante, a un pico respuesta de desplazamiento, mientras que el diseño basado fuerza utiliza las características de rigidez inicial. El uso de la rigidez secante se basa en el enfoque de estructura substitutas, desarrollado por Gulkan y Sozen (1974) y Shibata y Sozen (1976). La envolvente bilineal de la respuesta

de fuerza de desplazamiento lateral de la representación SDOF (Se muestra en la figura 1b), ilustra la rigidez secante K_e en el desplazamiento máximo Δ_d . Este valor máximo o el diseño de desplazamiento, está ajustado por el diseñador para asegurar niveles aceptables de deformación para un evento de riesgo dado. El objetivo del Método DDBD es garantizar un alto rendimiento de la estructura bajo ataque terremoto, limitar el desplazamiento y la deriva de deformación experimentada. En este estudio, el proceso de diseño se regirá por el límite de control de daños caracterizado por un límite de deriva de diseños será igual a $\theta_c = 0.02$ según nuestro Reglamento Nacional de la Construcción.

Cuando se conoce la forma desplazada de la estructura en respuesta máxima, el diseño de desplazamiento Δ_d , puede ser obtenido, tomando en cuenta el número de niveles de la estructura y masas con desplazamientos por cada nivel.

Con la referencia de la figura 1a, este desplazamiento de diseño corresponde al desplazamiento de la altura efectiva, h_e , de la estructura. La altura efectiva, h_e , es también, una función de la forma desplazada de las masas en respuesta máxima, además de la altura del suelo, h_i . La altura efectiva es útil para la estimación de las demandas de desplazamiento de fluencia y ductilidad que se esperan de un sistema estructural.

Dado que el comportamiento estructural real es no lineal, la rigidez efectiva se utiliza junto con un amortiguamiento viscoso equivalente, ε , representativo de la amortiguación elástica combinada y la energía absorbida durante la respuesta sísmica histerética.

Para ilustrar cómo este enfoque, toma en cuenta las diferentes características de histéresis, hay que considerar las curvas mostradas en la figura 1c. Para un nivel dado de demanda de ductilidad, se puede ver que un edificio estructural de marco de acero con miembros compactos se le asigna un mayor nivel de amortiguamiento viscoso equivalente, que a un edificio de estructura de concreto reforzado diseñado para el mismo nivel de demanda de ductilidad, como

consecuencia, mayor cantidad de energía por histéresis se disipa durante la respuesta cíclica inelástica de perfiles de acero.

Con el desplazamiento de diseño de la estructura sustituta de respuesta máxima establecida, y la correspondiente amortiguación estimada a partir de las demandas de ductilidad esperados, el período efectivo, T_e , de respuesta máxima de desplazamiento, se puede leer en un conjunto de espectros de desplazamiento de diferentes niveles de amortiguación, como se ilustra en la figura 1d.

Para continuar con el diseño, es necesario considerar cómo el período, T , de un sistema de un solo grado de libertad puede estar relacionado con la rigidez, K , y la masa, m .

m_e es la masa efectiva de la estructura participante en el modo fundamental de vibración en respuesta máxima. Esto también se establece mediante el perfil de desplazamiento de diseño. De la figura 1b, la fuerza lateral diseño, F_d , es equivalente a la fuerza cortante en la base de diseño, V_d .

El concepto de diseño es muy simple. La complejidad que existe se refiere a la determinación de las características de la estructura sustituta, la determinación del desplazamiento de diseño, y el desarrollo de los espectros de diseño de desplazamiento. Hay que tomar en cuenta otras consideraciones que son necesarias para la distribución de la fuerza cortante en la base de diseño en toda la estructura.

Los dos principales tareas requeridas para ejecutar este método directo DDBD para estructuras de la marco-muro son el desarrollo de:

- ✓ Una expresión para la forma desplazada de las estructuras de marco-muro en respuesta máxima, para permitir características equivalentes que sean establecidas al SDOF.
- ✓ Una expresión de la ductilidad para sistemas SDOF equivalente o de amortiguamiento viscoso equivalente, que tenga en cuenta la interacción de marco-muro.

La expresión para la forma de desplazamiento de la estructura permitirá, la representación del sistema equivalente SDOF de las estructuras de marco-muro. Como marcos y muros, tienen formas diferentes de desplazarse (Priestley, 2003), se tienen que tomar en cuenta la probable interacción entre ellos. También en relación con la incertidumbre provocada por la interacción entre los marcos y los muros, debe desarrollarse un factor del sistema de amortiguación para obtenerse un medio de combinación de componentes de amortiguación separadas, para muros y marcos.

También debe abordarse, la distribución de la intensidad de fuerza apropiada a utilizar, una vez obtenido el cortante en la base, así como las consideraciones de diafragma bajo otros aspectos del diseño. Además, otra tarea importante de la investigación será el desarrollo de directrices de diseño de capacidad para ser utilizado después de la aplicación del enfoque directo DDBD.

Una serie de modificaciones a la formulación de amortiguamiento viscoso equivalente se han hecho (Grant et al 2005 Blandón y Priestley, 2005). Las modificaciones, hacen que el período de diseño dependiente del valor de atenuación, sea calibrado con los resultados de múltiples análisis de historia-tiempo. Como se dijo anteriormente, mediante el uso de expresiones calibradas se considera que el enfoque de amortiguamiento viscoso equivalente proporcionará un nivel similar de precisión, como los métodos basados en espectro inelástico, y por esta razón se cree que las expresiones se pueden seguir perfeccionando en los próximos años.

2.3.Desarrollo de la metodología DDBD para estructuras de marco-muro

La metodología elige arbitrariamente una proporción del cortante en la base, soportado por los marcos y los muros, respectivamente, como se sugiere por Paulay (2002). Además, sobre la base de análisis preliminar del procedimiento, se asume un perfil de desplazamiento lineal de respuesta máxima. El perfil de desplazamiento se utiliza en conjunción con un límite de deriva diseño que se supone que es 2.5% para el estado límite último según el **ASCE7-**

10,12.8.17, esto también restringido por nuestro código vigente **RNC-07-arto 34,35** en un 2% . La altura efectiva h_e y la masa efectiva m_e , se calculan utilizando simplemente el perfil de desplazamiento asumido. El desplazamiento de diseño equivalente Δ_c , a un solo grado de libertad se obtiene multiplicando el límite de diseño de deriva por la altura efectiva, en el cual se debe tomar en cuenta la masa de cada nivel.

La proporción de cortante soportado por los marcos y muros, se toma y se usa para obtener la altura de inflexión del muro. La altura de contra flexión del muro se presenta entre los niveles donde existe un cambio de signo positivo a negativo en su momento flector actuante; o *es donde se da el cambio de momento en la pared*, esto es debido a que dicho punto coincide con la altura del punto donde el momento flector en el muro es igual a cero. En el caso de que no se presente un cambio de este tipo se tomara como altura del punto de contra flexión la altura del último nivel.

La distribución de fuerzas internas en toda la estructura de marco-muro, puede ser predeterminada con el conocimiento de las masas y alturas de cada nivel, el numero de marcos y muros presentes en la estructura los cuales permitirá a su vez una distribución adecuada de fuerzas.

El perfil de cortante de los marcos puede ser estimado asumiendo que el momento de las vigas en la articulación son llevadas igualmente por las columnas por encima y por debajo de la articulación.

El perfil de cortante del muro será determinado por la diferencia de proporción de cortante de los marcos, del total del perfil de cortante (asociado con una distribución de fuerza triangular lateral equivalente).

El perfil de momento del muro, es estimado usando el perfil de cortante y el punto más bajo de momento nulo, el cual se toma como la altura de contra flección o punto de contra flexión. Una vez obtenido la altura de contra flección, es usada para estimar el desplazamiento de fluencia de los muros, el cual toma en cuenta la curvatura de fluencia del muro, el cual no es mas que una inclusión

de la longitud del muro y las características de rendimiento del refuerzo longitudinal del muro.

Un paso importante en la metodología de diseño de prueba, es la estimación de la amortiguación eficaz, a través de la determinación de los desplazamientos de fluencia de los elementos de muro. Para fines de diseño el desplazamiento de fluencia se ha aproximado, considerando un perfil de curvatura lineal, hasta el punto de inflexión en el muro. Como se he explicado, la altura de contra flexión se determina directamente a partir del conocimiento de las proporciones de resistencia asignados a los muros y los marcos respectivamente. Teniendo en cuenta que la curvatura está relacionada con el momento y la rigidez de una sección, se puede argumentar que para la constante EI , el momento de flexión es proporcional a la curvatura. Sin embargo, un típico perfil momento en el 1er modo en un muro de una estructura de marco-muro no es lineal.

En primer lugar, hay un perfil de momento no lineal, que se obtiene considerando sólo el primer modo, desarrollando un mecanismo plástico que no permite el efecto de cambio de tensión (Paulay y Priestley, 1992). Este efecto se puede explicar a través de una transposición no lineal de flexión del diagrama de momento hasta la altura de la estructura. Por lo tanto, un perfil de curvatura lineal representa artificialmente el momento adicional que existe hasta la altura de la estructura.

Los efectos de modos más altos aumentan la incertidumbre en la estimación de desplazamiento de fluencia, ya que añaden momentos hasta la altura del muro. Estos momentos adicionales afectan aún más el perfil de curvatura en el rendimiento y también aumentan la probabilidad de que se agrietan las secciones del muro por encima de la base. La influencia de este agrietamiento, además de la causada por la naturaleza cíclica de los terremotos, implica que la rigidez apropiada no se conozca fácilmente. Las estructuras más afectadas significativamente por la respuesta transitoria de modos, son las estructuras más altas, por lo cual, los marcos llevan una gran proporción de la fuerza.

En la medida en que la rigidez elástica del muro se reduce durante la respuesta sísmica depende de la densidad de armadura, la carga axial, y la distribución de las fuerzas que se desarrollan en el terremoto. Por lo tanto, no está claro cuál es el segundo momento de inercia agrietada hasta la altura del edificio, y la suposición de que es constante es discutible. En estos casos la rigidez, como la altura de la estructura, ha sido tomada como una constante, igual a la rigidez agrietada que existe en la base.

Se recomendará que los muros proporcionan una resistencia a la flexión bastante constante, desde su base hasta el edificio de mediana altura. A medida que la curvatura de fluencia sólo depende de la cepa de rendimiento de refuerzo y la longitud de la pared (Priestley y Kowalsky, 2000), y dado que la rigidez de una sección es $EI = M/\phi$, el supuesto de sección de fisurada constante, asume que esta distribución de fuerza (más de la mitad inferior de la pared por lo menos) se alcanzará durante el terremoto. Además, las observaciones de prueba en mesa completamente dinámica (Abrams y Sozen, 1979) sugieren que es razonable suponer que la pared se agrieta durante al menos bajo la mitad de la pared. Por encima de la pared a media altura, la rigidez es más difícil de establecer como la resistencia a la flexión reducida (debido a reducciones tanto de carga axial y el contenido de refuerzo) y también lo hace la demanda de momento. Sin embargo, también debe reconocerse, que cualquier estimación de desplazamiento será más sensible a los supuestos relacionados con la distribución de rigidez en la parte inferior de la pared. Sobre esta base, por lo tanto, el uso de una rigidez constante de agrietamiento para la altura total de la estructura, en la estimación del desplazamiento de fluencia, se considera razonable aunque aproximada.

Los resultados de los análisis pushover, paso a paso pueden indicar si el uso de un perfil de curvatura lineal a la altura de inflexión predice adecuadamente los desplazamientos en el rendimiento de una estructura marco-muro.

Para los estudios actuales del método, ya que se desarrollan en Europa, los diseños se realizan utilizando un espectro de terremoto construido de acuerdo con la última revisión de la EC8 (2003) para una intensidad de 0,4 g diseño de la PGA.

El espectro se construye asumiendo el tipo de suelo. El espectro de desplazamiento construido de acuerdo con EC8 posee una demanda de desplazamiento constante más allá de un período de 2,0 s. Sin embargo, para casos de estudio del espectro de desplazamiento desde EC8 se ha extrapolado a un período de corte de 4,0 s. El período 4s cortado fue adoptado como 2s es mucho menor que la utilizada por otros códigos cuando se prevea la metodología también será adoptado. Los espectros de diseño EC8 se compara con las asociadas con ciertos registros de ecualización.

Los espectros de diseño a niveles de amortiguación que no sea 5% se puede construir usando un factor de escala, n , que sacado directamente de Eurocódigo 8 (CEN, 1998).

Un diseño de perfil alternativo de desplazamiento se utiliza para el diseño. Se puede argumentar que los desplazamientos de la estructura marco-muro son controlados por los muros. Esto se propuso ya que las regiones de inelasticidad están restringidos a la base de las columnas y todas las vigas de los marcos, y la base de las paredes. Como tal, los marcos se ablandan considerablemente a la altura de la estructura durante la respuesta sísmica mientras que por encima del nivel de la rótula plástica de la base, las paredes siguen siendo elásticas.

Como se mencionó anteriormente, el desarrollo de la ecuación de desplazamiento requiere, que la forma del diagrama de momento de flexión para los muros, se pueda establecer utilizando sólo las proporciones de la fuerza asignado a los marcos y los muros. Sin embargo, esta noción implica que la distribución de la fuerza lateral equivalente, se conozca realmente al inicio del proceso de diseño. Se propone que se adopte una distribución de la carga triangular. Hay que tener en cuenta, que para estructuras con pisos de masas iguales esto sólo es correcto si la forma desplazada es lineal.

La altura del edificio y la fuerza del marco son más importantes para la respuesta inmediata de modos altos, por sus efectos en período de construcción. En contraste con una estructura dominada por muros, un edificio en el que los marcos deben contribuir a una gran proporción de la fuerza, experimenta una

mayor reducción general de la rigidez a medida que entra a la gama inelástica. Esto se debe a que los marcos están sometidos a un rendimiento hasta la totalidad de la altura de la estructura, mientras que la capacidad de rendimiento diseñada del muro esta únicamente en su base. La reducción en la rigidez debido al rendimiento corresponde a un aumento en el periodo. Es comúnmente aceptado que los largos periodos de vibración se correlacionan con un amplio espectro de desplazamiento modal. En consecuencia, el efecto de alargamiento del periodo debido al comportamiento inelástico, en combinación con las características de las estructuras altas que tienen largos periodos de vibración y de alta participación de masa en los modos altos, es para inducir significativamente mayor modo de desplazamiento.

Para superar la necesidad de utilizar los períodos de modo superior para controlar las derivas plantas, se reconoció que el número de plantas en un edificio está indirectamente relacionada con los períodos de estructuras de vibración. Por lo tanto se toma en cuenta una reducción de deriva, dependiente del numero de pisos, teniendo en cuenta que la reducción no se hace para edificios de 5 pisos o menos, debido a que los modos de desplazamientos mas altos son insignificantes para estructuras cortas.

En las estructuras de marco-muro se considera que los desplazamientos de modos mas altos, no aumentarán significativamente las demandas de ductilidad de curvatura en las paredes. Por lo tanto, sera utilizado para confirmar la deriva diseño requerido para el control de daños en los elementos no estructurales. Este valor de deriva se puede comparar con el límite de la deriva de plantas asociada a la capacidad de ductilidad de curvatura de los muros y el valor más pequeño que debe ser adoptada para el diseño. La investigación futura, podría indicar que la reducción de la deriva de los modos más altos también puede ser necesaria para controlar las demandas de ductilidad de curvatura, en cuyo caso sería necesario un pequeño cambio en el proceso de diseño.

2.4. Estimaciones de amortiguamiento viscoso equivalentes

La amortiguación del marco, asociado con las demandas de ductilidad en las vigas de cada nivel, será ponderado por la resistencia de vuelco que proporcionan. En el caso de las vigas de igual resistencia se utilizan hasta la altura de la estructura, y se considera razonable utilizar la ductilidad promedio para el cálculo de la atenuación.

Si la disposición estructural es tal, que la torsión de la estructura no se produce y el diafragma de flexibilidad no es significativo, entonces los desplazamientos de los marcos y los muros, se puede suponer igual en cada piso, como sucede en este caso. Esto implica que la altura efectiva del sistema SDOF es constante para los marcos y los muros. En el caso, de que la fuerza constante de las vigas son asignados hasta la altura del edificio, la ductilidad media de las vigas se puede utilizar en el cálculo de la amortiguación, y la resistencia al vuelco ofrecido por el marco, puede ser aproximada.

La formulación del sistema de amortiguación proporciona conceptualmente, una mejor representación de la energía disipada por los sistemas estructurales paralelos, y cuando las diferencias entre los valores de amortiguación de marco y muro son grandes, entonces, se espera que la nueva ecuación proporcione un mejor diseño. Además, será implícitamente tomado en cuenta, el caso de vigas y marcos con conexiones resistentes a momento en los muros, ya que son de importancia.

2.5. Deformaciones de rendimiento de las paredes y marcos

Como las paredes tienden a controlar la respuesta de la estructura, la curvatura de fluencia de la pared y los desplazamientos de fluencia son importantes para el desarrollo del perfil de diseño de desplazamiento. El desplazamiento de fluencia marco, o derivas de fluencia de plantas, es también importante para el proceso de diseño, ya que se utiliza para proporcionar una

indicación de la energía absorbida a través de la respuesta de histéresis del marco.

2.6.Valores de ductilidad diseño, período efectivo y amortiguamiento viscoso equivalente

Otra característica de la estructura sustituta requerida para DDBD (Priestley y Kowalsky, 2000) es el amortiguamiento viscoso equivalente como se mencionaba anteriormente. Esta es una función de la ductilidad y de acuerdo con las recientes recomendaciones de Blandón y Priestley (2005) y Grant et al. (2005), el período efectivo.

Las demandas de ductilidad en las paredes para uso dentro de este enfoque de amortiguamiento viscoso equivalente, deben calcularse mediante el desplazamiento en la altura efectiva. La demanda de ductilidad de la pared, es por lo tanto simplemente el desplazamiento de diseño dividido por el desplazamiento de fluencia de las paredes a la altura eficaz.

Cuando las vigas de igual fuerza se utilizan hasta la altura de la estructura, la ductilidad obtenida, para cada planta puede promediarse para dar la demanda desplazamiento ductilil del marco.

Antes de proceder con cálculos del amortiguamiento viscoso equivalente, es necesario verificar que las demandas de ductilidad son sostenibles. Las demandas de ductilidad en los marcos, no suelen ser críticas, ya que las paredes tienden a tener menor curvatura de fluencia y desplazamientos de fluencia. Para las estructuras de marco-pared, examinada, donde se impuso una derivas diseño en plantas de 2.5%, y las demandas de ductilidad obtenidas por formulas no deben ser mayor que 2.5, que se refiere para las deformaciones inelásticas. Sin embargo, cuando las vigas de enlace se conectan entre los marcos y los muros, entonces, estas vigas de enlace es probable que sean sujetos a curvaturas más altas que otras vigas y debe analizarse por separado.

Si los controles de ductilidad indican que las deformaciones inelásticas asociados a la deriva diseño son excesivas, después la deriva diseño debe ser

reducida y el perfil de desplazamiento de diseño se vuelve a calcular. Si las demandas de ductilidad son sostenibles, entonces, el siguiente paso en el procedimiento de diseño, es calcular los valores de amortiguamiento viscoso equivalentes.

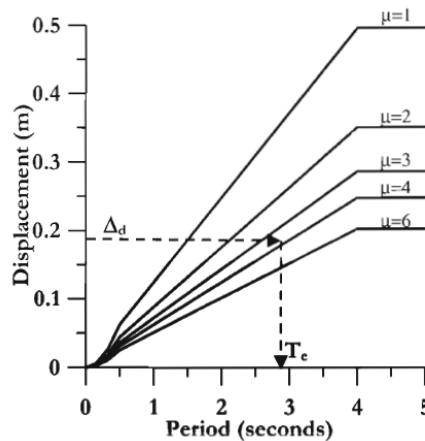
El amortiguamiento viscoso equivalente recientemente (Priestley, 2003; Priestley y Grant, 2005) ha sido calculado como la suma de los componentes elásticas e histéricas. Para estructuras de concreto reforzado, se asume comúnmente que una componente de amortiguación elástica del 5% de amortiguamiento crítico es razonable. En obras de Priestley y Grant (2005), sin embargo, se ha demostrado que se debe tener cuidado para asegurar el 5% de amortiguamiento, teniendo en cuenta las cambiantes características de rigidez de la estructura.

Se obtiene el amortiguamiento viscoso equivalente para los marcos y los muros, de la adición de las componentes elásticas y de histéresis, juntos. Expresiones calibradas alternativas para el amortiguamiento viscoso equivalente se han propuesto por (Grant et al. (2005)).

En este punto del proceso de diseño, todas las características de la estructura sustita se han establecido y, como tal, el espectro de desplazamiento es desarrollado a nivel de diseño de amortiguación. El desplazamiento de diseño a continuación, se utiliza para leer fuera (o interpolar entre los puntos conocidos) el período efectivo requerido.

El período efectivo obtenido de proceso DDBD, se compara con el valor del período de prueba efectiva, como se muestra en la figura 2. Si los valores de período no coinciden, entonces el período obtenido, sustituyendo el período de prueba y la etapa de diseño, se repite. Cuando los períodos efectivos finalmente coinciden, el diseñador está en condiciones de determinar la rigidez y el cálculo de cortante base efectivo.

Figura 2. Diseño basado en desplazamiento directo para obtener el periodo efectivo requerido.



2.7.Desarrollo de un procedimiento de diseño de capacidad de la estructura marco-muro

En 1975 Park y Paulay (1975) describen el propósito de diseño por capacidad como sigue," En el diseño por capacidad de las estructuras resistentes a los terremotos, los elementos de disipación de energía de mecanismos son seleccionadas y adecuadamente detallados, y otros elementos estructurales están provistos de suficiente capacidad de resistencia de reserva , para garantizar que mecanismos de disipación de energía se mantienen cerca de toda su fuerza a través de las deformaciones que puedan producirse''.

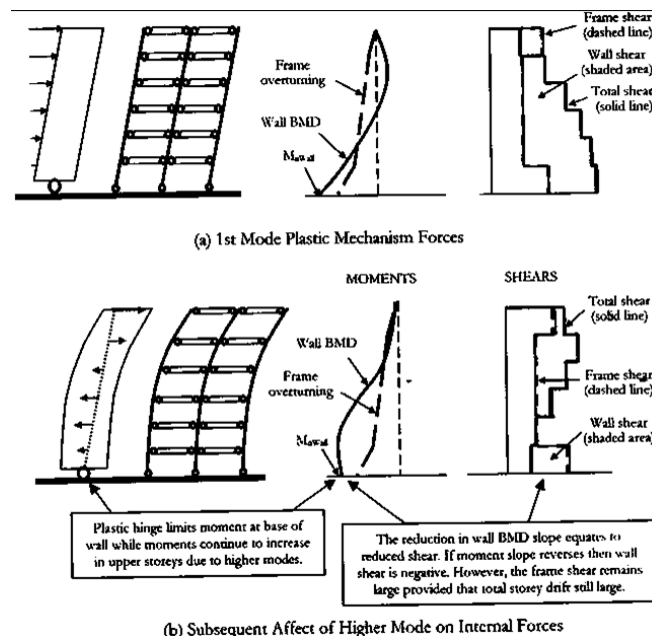
Como tal, la capacidad de diseño reconoce que es imposible predecir las características de los movimientos del suelo que pueden ocurrir en un sitio y por lo tanto, trabaja para asegurar que cualquiera que sea el movimiento del suelo, se controle la respuesta. Para asegurar que el mecanismo deseado se desarrolle, se requiere dejar un margen para los efectos del modo más altos, así como sobre-resistencia en las regiones de rotula plástica, debido a la alta resistencia de los materiales especificados y endurecimiento por deformación. Además, con el advenimiento de diseño basado en el rendimiento, se ha hecho evidente que una decisión también debe ser hecha en cuanto a la intensidad de movimiento de tierra máxima que debe ser considerado.

2.7.1. Fuerzas de cortante en marcos

Los cortantes máximos que se desarrollan en los marcos de estudios iniciales, son bastante constante e insensibles a registro de terremotos. Esto se puede ver por las exigencias de cortante uniforme desarrollados en los fotogramas hasta la altura de los edificios. En consecuencia, el diseño se ha realizado correctamente, en la medida en que las proporciones de cortante asignado a los marcos, sean del 20% o 50% del cortante de diseño para los grupos respectivamente, y no sean superado.

La proporción de cortante de diseño hasta el momento, no ha sido aumentada para sobre-resistencia, y al hacerlo cambia la proporción de diseño alrededor del 10% de los valores máximos, excepto en los niveles superior e inferior.

Figura 3. Tipica distribución de momento flector y fuerza cortante en una estructura marco-muro, en (a) Rango elástico y (b) Rango inelástico en el cual se ha formado un mecanismo completo.



Para ilustrar cómo el cortante del marco puede permanecer constante, mientras que el cortante en la pared varía de manera significativa, la figura

representa la influencia potencial de los modos más altos sobre las fuerzas internas en una estructura de marco-muro de fluencia. Inicialmente, como se ilustra en la figura a, cuando un 1er modo provoca un mecanismo de dominio completo de la viga para desarrollar, tanto las paredes y los marcos están sujetos a grandes cortantes. En la figura b, la influencia potencial de un modo superior, es representada. Se muestra que el cortante de la pared se pueden reducir (e incluso reservar) debido a modos más altos, mientras que el cortante del marco sigue siendo grande.

La manera en que los modos de cortante mas altos, pueden reducir el total y aún no el cortante del marco, está tal vez claramente en la figura mostrada, que muestra la variación del esfuerzo cortante en los marcos y las paredes para 8 plantas, en tres casos diferentes en el tiempo a través de una intervalo de 0.65s. También se muestra la distribución de momentos en los muros para el mismo período. Tenga en cuenta que en todos los casos está completamente desarrollado la resistencia a la flexión de las paredes.

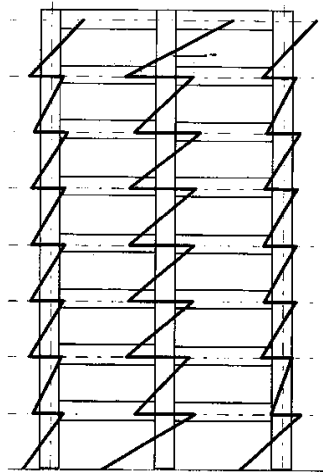
La manera en la que el segundo modo de vibración sólo efecta significativamente el cortante en los muros, es claramente evidente en la figura. Esto lleva a la conclusión, de que la influencia de los modos más altos en cortantes de marco es insignificante y que los grandes cortantes impuestas a marcos debe estar relacionada con su capacidad de flexión. Sin embargo, la definición de la fuerza del marco requiere precisión, tambien una suposición en cuanto a las cargas axiales en las columnas, que efectúan su resistencia a la flexión base, además de una suposición en cuanto a la distribución de momentos para columnas encima y por debajo de la junta de la viga-columna.

2.7.2.Momentos en los marcos

La metodología de diseño propuesta limita implícitamente los momentos de los marcos, mediante la especificación de la fuerza en los extremos de las vigas y las bases de las columnas. Estos lugares son donde las rótulas plásticas se forman en el desarrollo de un mecanismo de vaivén de la viga. Con el fin de

garantizar que un mecanismo de vaivén del haz se desarrolle, se requieren directrices de diseño de capacidad, para asegurar que las columnas por encima de la planta no afecten su rendimiento durante la respuesta sísmica. Teniendo en cuenta que los momentos de demanda de la columna están limitados por las vigas de los marco en ellos, y la respuesta de marco se ha demostrado ser bastante afectada por los modos más altos (como mínimo en términos de esfuerzo cortante del suelo), se espera que la capacidad de diseño adecuada para las columnas se puede lograr fácilmente.

Figura 4. Distribucion de momentos en columnas de las maximas derivas de piso, para un edificio de 8 niveles.



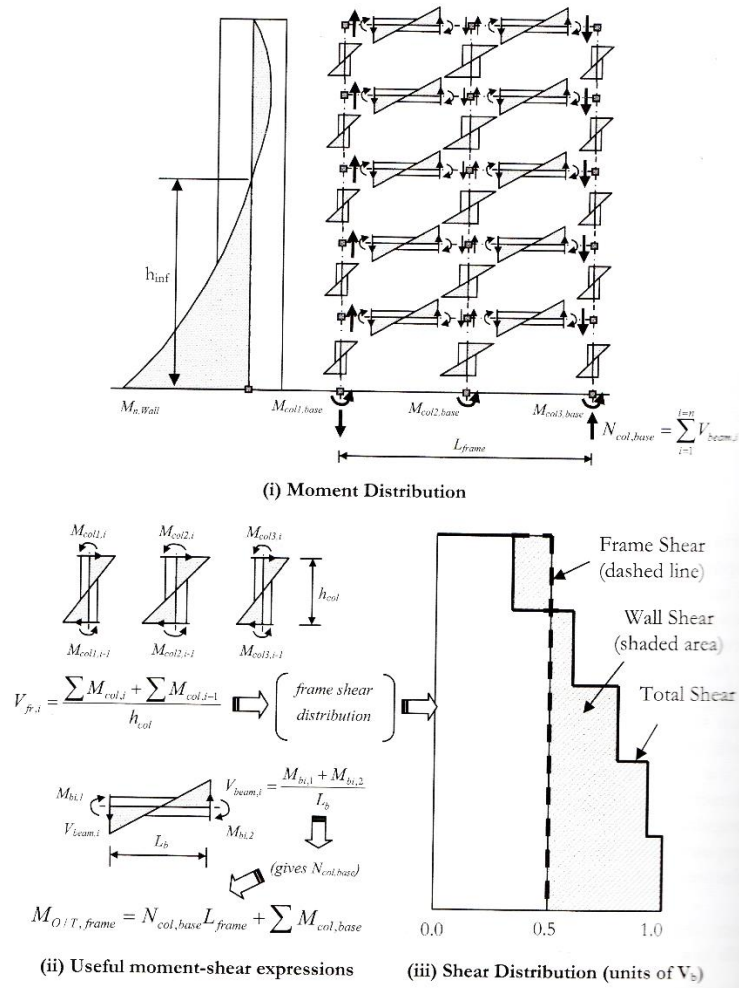
La figura representa la distribución de los momentos en la columna de 8 plantas, en el instante en el que se desarrolla la deriva máxima del suelo durante el terremoto. La forma del diagrama de momentos flectores, es típico para todos los casos de estudio. Desde que los momentos de columna están en equilibrio con los momentos de viga en cada junta, el marco indica que las vigas están rendiendo hasta la altura de la estructura, como se esperaba.

Esto se puede ver mediante la comparación de la suma de los momentos de columna en cada unión, que son relativamente constante hasta la altura de la estructura, consistente con la elección de diseño de utilizar vigas de igual fuerza. Otra observación de acuerdo con el procedimiento de asignación de fuerza es que

las columnas interiores, que apoyan las vigas en dos caras, se desarrollan momentos aproximadamente el doble de las de las columnas exteriores.

También demuestra cómo el procedimiento de asignación de fuerzas permitieron picos de cortante en las plantas desarrollandose en la parte superior y la parte inferior del edificio.

Figura 5. Distribucion de fuerzas internas de una estructura marco-muro con expresiones de corte y sobre resistencia en marco.



Consideraciones de las principales demandas de cortantes en plantas, pone en tela de juicio el valor de usar vigas de igual fuerza a la altura del edificio. Este tipo de asignación de fuerza, que es una situación atractiva para la construcción, fue propuesto por primera vez por Paulay (2002) quien también

sostuvo que es equivalente a tener una carga puntual aplicada en el techo del marco, como el esfuerzo cortante sobre la altura del marco que sería constante. Teniendo en cuenta el perfil de momento y cortante, es claro que es incorrecto suponer que las fuerzas constantes de las vigas, corresponden a cortantes constante en los marcos. Desde los cortantes de columna (que suma para dar el cortante de piso) son directamente proporcionales a los momentos que se desarrollan en sus extremos, el cortante del piso mas alto, será de alrededor del 50% mayor que los de otros pisos, cuando se utilizan vigas de igual fuerza. Con el fin de reducir la demanda de cortante en las columnas superiores del piso, alguna alternativa puede considerarse, por lo que en las vigas a nivel del techo se dan menos fuerza. Teniendo en cuenta que los techos suelen llevar menos gravedad y cargas vivas en relación con los otros pisos, esta solución puede bien ser una medida de ahorro deseable. Alternativamente, podría ser mejor permitir rendimiento en las columnas superiores en lugar de las vigas.

Un enfoque para el diseño por capacidad de la estructura marco-muro, podría ser la de asegurar que los momentos máximos de la columna que se desarrollan por encima y por debajo de un punto dado, no causan la fluencia en las columnas antes de las vigas en esa articulación.

2.7.3.Fuerzas de cortante en el muro

Es evidente que el aumento de los efectos de modo aumentan sustancialmente las demandas de cortante.

Según casos de estudios con edificios de 8 niveles similares al nuestro, hay que 3mantener las formas más o menos regulares para las diferentes alturas de estructuras. Estas formas, que consisten en abombamientos de cortante en los niveles más bajos y hacia la parte superior del edificio, son más evidentes en las estructuras más altas, pero aún son observables en los casos de estudio más cortos. Hay dispersión notable en las demandas de corte, especialmente para las estructuras más cortas.

La dispersión de las demandas máximas de corte, no aumentan para las estructuras más altas, a pesar de que estos edificios están sujetos a los terremotos que poseen características considerablemente diferentes. También se observó, que estas diferencias entre los registros de terremotos afectaron significativamente los perfiles de desplazamiento y deriva de las estructuras. Sin embargo, el mismo patrón no se observa para los perfiles de cortante. Este punto refleja la necesidad de disposiciones de diseño sísmico que permitan modos superiores. Por otra parte, implica que las disposiciones de capacidad de diseño serán necesarias incluso, si DDBD sugiere que la intensidad sísmica es insuficiente para desarrollar los valores de deriva limitantes.

La aparente sensibilidad del cortante de pared a modos superiores está en contraste directo con los cortantes del marco. Esto se atribuye a las características relativamente rígidas de las paredes, que están destinados a permanecer elástico por encima del piso del suelo, en comparación con el marco que están bastante bien aislado de modos más altos, debido a la articulación de las vigas en cada nivel. Es de particular interés, ya que demuestra que los cortantes máximos pueden desarrollarse debido a modos superiores, tanto en la zona de deformación elástica e inelástica. Está claro, que el proceso de DDBD no se puede limitar a cortantes que se pueden desarrollar durante la respuesta a través de acciones modo superior. Teniendo en cuenta que las roturas por corte son típicamente fallas dúctiles no destructivos, es evidente que las directrices de diseño de capacidad, deben tener en cuenta los efectos de modos mas altos en cortantes de muros.

2.7.4.Momentos de los muros

Hay varias similitudes entre los patrones observados para cortante en la pared, y los que pueden ser identificados por los momentos máximos de pared. En cuanto a las fuerzas de corte, es evidente que el aumento de los efectos del modo, aumentan las demandas de momento sustancialmente por encima de la planta del suelo. También hay una cantidad significativa de dispersión. A

diferencia de las fuerzas de corte, sin embargo, es más difícil de definir una forma consistente para los momentos de flexión.

2.7.5.Métodos de diseño de capacidad existentes

Con lo descrito anteriormente, se ha demostrado que la causa de los efectos del modo más altos de un método de diseño de capacidad de estructuras de marco-muro, deberá tener en cuenta para la amplificación significativa de las fuerzas de modo fundamental. Se ha identificado que las paredes son especialmente sensibles a las acciones de modo más altas debido a sus propiedades elásticas rígidas por encima del piso del suelo. Los marcos por otro lado, son relativamente insensibles a los mayores efectos de modo, sin embargo, se ha observado cierta amplificación de momentos de columna.

2.7.6.Factor de Amplificacion Dinamica

Los factores de amplificación dinámicas, son factores que se han obtenido tomando la relación de las fuerzas máximas desarrolladas en estructuras a través de muchos diferentes análisis de historia-tiempo, contra las fuerzas asociadas con el desarrollo de un mecanismo de 1er modo. Como tales, son una forma empírica de predicción basándose exclusivamente en las observaciones anteriores, que no se han tomado de las pruebas físicas, sino más bien, en la historia de los análisis que se ejecutan en un programa.

Los factores se han calculado utilizando la media de los cortantes totales, de hasta la altura de la estructura obtenida a partir de análisis historia-tiempo, dividido a cortantes asociados con una distribución triangular de las cargas laterales que corresponden al cortante de diseño distribuido en proporción a la forma lineal desplazada. Los cortantes totales se utilizan, en lugar de la parte llevada por los marcos o paredes, para revelar mejor el efecto de los modos más altos.

2.7.7.Fuerzas de sobre-resistencia

La sobre-resistencia en zonas de rótulas plásticas provoca un aumento general de las fuerzas asociadas con el 1er modo de mecanismo de oscilación. La sobre-resistencia se debe, a la mayor resistencia de los materiales especificados y el endurecimiento por deformación. Además, si el factor de reducción de resistencia se utiliza para los detalles de refuerzo para una sección, este factor debe tenerse en cuenta en la estimación de la fuerza de la sección esperado. Con el fin de calcular las fuerzas de sobre resistencia, se recomienda que cada componente de sobre resistencia se considere por separado, utilizando la ductilidad de curvatura esperada, para obtener la ganancia de resistencia debido a endurecimiento por deformación.

Si la sobre resistencia se calcula utilizando las demandas de ductilidad sobre la estructura, se debe tener cuidado para estructuras de marco-muro, para asegurar la demanda de ductilidad de curvatura, y se utiliza para las fuerzas del muro en lugar de la ductilidad de desplazamiento. Esto se debe a la demanda de desplazamiento de ductilidad en los muros, que se calcula a la altura efectiva. Aunque la ductilidad de desplazamiento es apropiada para la representación de un sistema equivalente de un grado de libertad de la estructura, no indica las rotaciones plásticas tan eficazmente como la ductilidad de curvatura.

Otro aspecto de la estimación de sobre-resistencia es la fuerza de los elementos sujetos a variación de la carga axial. Columnas exteriores y muros con vigas adyacentes, pueden estar sujetos a variaciones de carga axial debido al cortante inducido por terremotos en las vigas. El cortante máximo en las columnas se alcanza, cuando la capacidad de sobre-resistencia se desarrolla en los extremos de las vigas. En el caso, en donde las vigas son de igual longitud y fuerza, el cortante de la viga es igual y opuestas a la columna interior, y por lo tanto, la carga axial en estos elementos no se ve afectada.

2.8.Diseño de marcos por capacidad

Teniendo en cuenta que la mayoría de los efectos del modo más altos son absorbidos por los muros de la estructura marco-muro, las disposiciones de diseño de capacidad de los elementos del marco no aumentan significativamente las fuerzas del mecanismo de sobre resistencia.

2.8.1.Momento de diseño de las columnas

Con la condición, de que la columna se detallan en los extremos, para soportar las demandas de ductilidad moderada, las fuerzas de diseño de la columna no necesitan amplificación por los efectos del modo más altos. La base de esta recomendación, es que la flexión producida por las columnas, no sera un mecanismo de oscilación inaceptable. Por tanto, la resistencia de las columnas se pueden obtener directamente a partir de los valores de resistencia de la viga . En esta medida, se recomienda que la suma de los momentos de viga en una articulación, pueda realizarse igualmente por las columnas encima y por debajo de la articulación. En el nivel del techo, la suma de los momentos de viga en cada junta está totalmente resistida por la parte superior de las columnas subyacentes.

2.8.2.Cortante de diseño de las columnas

Teniendo en cuenta la naturaleza frágil y peligroso de las fallas de cortante, se recomienda que el diseño de la capacidad de cortantes en la columna permita efectos de modo superior. Este es un punto de vista conservador dado que la resistencia a la flexión de las columnas se puede alcanzar (si se siguen las recomendaciones formuladas anteriormente), en cuyo caso el cortante máximo de la columna se limita a dos veces la resistencia a la flexión de la columna dividido a su altura. Sin embargo, en un diseño conservador de columna de cortante, no es probable que sea demasiado costoso debido a la naturaleza relativamente delgada de columnas y nada del mismo refuerzo transversal que se requiere para el confinamiento, que también puede ser utilizado para resistir contra cortante.

2.8.3.Cortante en la articulación de la viga-columna

El cortante crítico en las articulaciones de la viga-columna, se asocia generalmente con el cambio en el momento de flexión a través de la articulación. Como se puede obtener, el diseño de cortante en la articulación teniendo en cuenta la capacidad de sobre-resistencia de las vigas o columnas, sin ningún tipo de amplificación dinámica.

2.9.Diseño de muros por capacidad

El diseño de la capacidad de los muros, es una tarea importante dado que los efectos de modo más altos, son absorbidos principalmente por los muros de estructuras marco-muro, y los muros juegan un papel importante en el control de los desplazamientos de la estructura.

2.9.1.Cortante del muro

Las demandas de cortante son de especial preocupación, y como tal, se justifica un enfoque Transitorio Inelástico de Superposición Modal (TIMS).

La zona de corte de los muros y la columna, se puede obtener usando la teoría elástica. Puede haber algo de reducción en el área de corte, debido a la formación de grietas, sin embargo, esto no es probable que tenga un efecto significativo en los períodos de modo superior para el muro de relación de aspecto normal (por ejemplo > 3.0). Por otra parte, al sobreestimar el mayor modo de rigidez, se obtienen fuerzas de diseño conservadores.

2.9.2.Momentos en el muro

Los momentos encima de la base, también se ven afectadas de manera significativa por los modos más altos. Sin embargo, no se espera cantidad menor de flexión produciéndose en las secciones superiores de las paredes, para ser demasiado perjudicial para el rendimiento de un edificio de marco-pared. En

consecuencia, un practico pero aproximado procedimiento de diseño por capacidad para momentos de muros puede ser apropiado aplicar.

Los estudios iniciales de casos, han indicado que los momentos alrededor de la mitad de la altura de los muros son similares en magnitud al momento base. En consecuencia, la recomendación de diseño por capacidad, es que el refuerzo longitudinal continuará desde la base hasta la mitad de la altura de los muros.

2.10.Diseño por capacidad del piso

Los pisos forman un componente esencial del sistema de resistencia a carga lateral sísmica. Su función es transferir el peso que soportan al sistema estructural vertical de marcos y paredes. A pesar de su importancia, el diseño del edificio se realiza en primera instancia en 2D y los pisos típicamente reciben poca consideración. La razón por la que se consideran sólo en 2D, se debe a la suposición común de que los pisos se comportan como diafragmas rígidos.

CAPITULO III : DISEÑO METODOLOGICO

Metodo de los desplazamientos para sistemas estructurales marco-muro

A continuación, se describirá el procedimiento de diseño que se implementara a la estructura en estudio, con su debida nomenclatura para facilitar la intepretacion del mismo. Ademas se trabajara en dos direcciones para simplificar el análisis de la estructura.

Paso 1: Asignación de proporciones de rigidez y determinación de altura de punto de inflexión del muro

Para cada uno de los cálculos que aquí se realicen deben estar reforzados con reglamentos y documentos vigentes que den certeza de nuestro trabajo, por tanto, como pilar principal debemos usar nuestro **Reglamento Nacional de la Construcción, AISC-341, ASCE7-10, FEMA 302** y demás documentos pertinentes tales como **Seismic Design of Frame-Wall Structure** y **Displacement-Based Seismic Design of Structures** escritos por los Ingenieros Timothy J. Sullivan, M.J. Nigel Priestley, Gian Michele Calvi y M.J. Kowalsky.

Teniendo claros del sistema que estamos trabajando, sistema dual. **El Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07, Anexo B, Pág 121 FEMA 302, inciso 5.2.2.1.**

1.1. Asignación de resistencia entre marcos y muros

$$\beta_{wall} = \frac{F_{S_{total,w}}}{F_{S_{total,w}} + F_{S_{total,f}}} \quad [Ec. 1.1]$$

$$\beta_{frame} = \frac{F_{S_{total,frame}}}{F_{S_{total,w}} + F_{S_{total,f}}} \quad [Ec. 1.2]$$

β_{wall} = % Resistencia Global aportada por muros de concreto reforzado.

β_{frame} = % Resistencia Global aportada por los marcos de acero.

Las resistencias aportadas por cada elemento estructural son en función de la fuerza sismica horizontal equivalente actuante en el sistema. La resistencia global β es la proporción en función de la resistencia total del sistema dual.

El cortante de los marcos se asume constante en todo lo alto de la estructura (0.2).
El cortante del muro se obtiene substrayendo el cortante del marco del cortante total del piso.

✓ **Fuerza Lateral**

$$F_i = \frac{\Sigma(m_i \cdot H_i)}{m_i \cdot H_i} \quad [\text{Ec. 1.3}]$$

✓ **% Fuerza Cortante Total**

$$V_{\%T,i} = F_i + F_{i+1} \quad [\text{Ec. 1. 4}]$$

✓ **Momento de volcado**

$$M_{O,i} = V_{\%T,i} \cdot (H_T - H_{T-1}) + V_{\%T,i-1} \quad [\text{Ec. 1. 5}]$$

1.2.Determinación de altura del punto de contra flexión del muro

La altura de contra flexión del muro H_{cf} se presenta entre los niveles donde existe un cambio de signo positivo a negativo en su momento flector actuante; o *es donde se da el cambio de momento en la pared* esto, esto es debido a que dicho punto coincide con la altura del punto donde el momento flector en el muro es igual a cero. En el caso de que no se presente un cambio de este tipo se tomara como altura del punto de contra flexión la altura del último nivel. Finalmente la altura del punto de inflexión se calcula por interpolación sencilla.

Paso 2: Determinación de deformaciones por fluencia de los muros y marcos.

Los comportamientos de estructuras con sistemas duales en los cuales los muros aportan al menos el 50% de la rigidez total del sistema han demostrado que los desplazamientos desarrollados ante un evento sísmico son determinados por la capacidad de deformación de los muros. Por este motivo en este diseño se tomarán las derivas desarrolladas por los muros como la deformación del sistema global.

$$\varepsilon_y = \frac{f_y e'_{\text{refuerzo}}}{E_s} \quad [\text{Ec. 2.1}]$$

$$\phi_{y\text{wall}} = \frac{1.5 \cdot \varepsilon_y}{l_{\text{wall}}} \quad [\text{Ec. 2.2}]$$

- ✓ $\phi_{y\text{wall}}$ = Curvatura de Fluencia de la pared para muros con forma C.
- ✓ ε_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- ✓ l_{wall} = Longitud de pared.

El perfil de desplazamiento diseño de la pared Δ_{iy} , a continuación, se establece usando la altura de contra flexión H_{CF} , y la altura de la planta de interés h_i , de acuerdo con la versión apropiada de la ecuación de Priestley [IUSS-ed2007] se calcula:

$$\Delta_{iy} = \phi_{y\text{wall}} \cdot \left(\frac{h_i^2}{2} - \frac{h_i^3}{6 \cdot H_{CF}} \right) \quad \text{Para } h_i < H_{CF} \quad [\text{Ec. 2.3a}]$$

$$\Delta_{iy} = \phi_{y\text{wall}} \cdot \left(\frac{H_{CF} \cdot h_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) \quad \text{Para } h_i \geq H_{CF} \quad [\text{Ec. 2.3b}]$$

Paso 3: Determinación del perfil de desplazamientos y características de estructura SDOF

3.1 Deriva de piso de diseño:

La deriva definida como "el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación", constituye un elemento básico en el proceso de diseño estructural ; pues, está asociada con : las deformaciones inelásticas de los elementos estructurales y no estructurales, la estabilidad global de la estructura, el daño a los elementos no estructurales y también la alarma y pánico entre los ocupantes de la estructura. Por tanto, es necesario definir lo siguiente:

Limite asociado a elementos no estructurales: El RNC-07 en el artículo 34, página 35, inciso c, párrafo 6 establece:

Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo estipula el Artículo 34 inciso a, no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el limite en cuestión será de 0.004.

$\theta_{C,service}$ = Máxima distorsión de entrepiso permitida por código 0.002.

$$\theta_{CD,S} = \theta_{C,service} \cdot \omega_{\theta} = \theta_{C,service} \cdot \left[1 - \frac{n-5}{100} \cdot \left(\frac{M_{OT,Frame}}{M_{O\ total}} + 0.25 \right) \right] \leq \theta_C \quad [Ec. 3.1]$$

- ✓ $\theta_{CD,S}$ = Limite de deriva reducido por factor debido a la altura.
- ✓ N = Numero de niveles .
- ✓ ω_{θ} = Factor de reduccion .
- ✓ M_{total} = Momento total de volteo global.

Los estudios experimentales indican que el factor de reducción ω_{θ} es necesario para los efectos causados por los altos modos de vibración ya que estos amplifican las deformaciones por encima de las derivas obtenidas por el primer modo de vibración para las estructuras que superan los diez pisos de altura. Aunque el edificio en cuestión no alcanza esta característica se debe tomar en cuenta que el enfoque del diseño por desplazamientos es un metodo en vias de desarrollo y tal factor de seguridad no está demas. Por lo antes dicho se tomará en cuenta la reducción de la deriva en función de la altura.

Limite asociado a elementos estructurales

$$\theta_{C,colapso} = \text{Máxima distorsión de entrepiso permitida por código 0.02}$$

Para el calculo del desplazamiento máximo permitido para seguridad contra colapso se utilizara la ecuación IUSS 7.11 puesto que los principios antes expuestos sobre dicha ecuación son igualmente aplicables al estado limite de colapso. También se puede comprobar en nuestro [RNC-07, Arto.34, pág. 036, Tabla 4].

Limite asociado a la capacidad de curvatura de ductilidad de los muros:

$$\theta_y = \frac{\phi_{yWall} \cdot h_{inf}}{2} \quad [Ec. 3.2]$$

θ_y = Desplazamiento de fluencia en los muros.

Una vez que el perfil de desplazamiento de fluencia es conocido, el campo de la deformación plástica tiene que ser explorado para determinar el perfil final de desplazamiento de diseño. Por esta razón, la deriva diseño que da cuenta de mayores efectos modos tiene que ser estimado.

$$\Delta_p = (\theta_{DC,colapso} - \theta_y) \cdot h_i \quad [Ec. 3.3]$$

Δ_p = Desplazamiento plastico en los muros

$$\Delta_{id} = \Delta_{iy} + \Delta_p = \Delta_{iy} + (\theta_{DC,colapso} - \theta_y) \cdot h_i \quad [Ec. 3.4]$$

Δ_{id} = Desplazamiento de diseño en el nivel i

Limite asociado a la capacidad de curvatura de ductilidad de los muros en el punto de contra flexión de los muros

$$\phi_{uWall} = \frac{0.072}{l_w} \quad [Ec. 3.5]$$

A fin de contar con un margen de seguridad se reduce el desplazamiento del estado limite de los muros en un 10%, $\varepsilon_{su} = 0.10$. Esto es debido a que en los estudios experrimentales existe una variabilidad en los resultados del $\pm 10\%$. Entonces se tiene que:

ϕ_{uWall} = Curvatura para el control de daño de pared en el estado limite

d_{bl} = Diametro barra longitudinal de refuerzo

$$k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) = 0.070 < 0.08 \quad [Ec. 3.6]$$

$k = \text{Factor de reducción} \leq 0.08$

Seleccionar el menor de:

$$L_{SP} = 0.022 \cdot F_{ye} \cdot d_{bl} \quad [\text{Ec. 3.7}]$$

L_{SP}

= Longitud de la penetración de la deformación en la base de la deformación de la pared L .

$$L_P = k \cdot H_{CF} + 0.1 \cdot L_{wall} + L_{SP} \quad [\text{Ec. 3.8}]$$

L_P = Longitud de la rotula plastica en la base de la pared.

$$\theta_{CF} = \theta_y + (\phi_{uwall} - \phi_{ywall}) \cdot L_P \leq \theta_C \quad [\text{Ec. 3.9}]$$

θ_{CF} = Distorsión de entrepiso en punto de contra – flexión en muro.

3.2 Perfil de desplazamiento de diseño

A continuación se procede a seleccionar el perfil de desplazamiento más apropiado para el diseño según lo antes determinado.

En la determinación del perfil de desplazamiento de diseño se ha seleccionado el perfil formado por los desplazamientos máximos permitidos en el estado de servicio por el código RNC-07, puesto que es el comportamiento esperado que impide una mayor cantidad de movimiento en comparación con las deformaciones máximas permitidas contra colapso.

3.3 Características de estructura SDOF equivalente

Como ya posee una caracterización equivalente SDOF de la estructura prototipo, es decir, las masas, los pesos, las alturas por pisos, los perfiles de desplazamiento de diseño, se puede calcular el desplazamiento de diseño para la estructura, las masas efectivas y las laturas efectivas.

Estas características son específicas del método las cuales muestran directamente un valor de masa, altura y desplazamiento pero efectivo de la estructura equivalente.

✓ **Desplazamiento de diseño de estructura SDOF equivalente**

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^8 (m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^8 (m_i \cdot \Delta_i)} \quad [\text{Ec. 3.10}]$$

✓ **Masa efectiva de estructura SDOF equivalente**

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^8 (m_i \cdot \Delta_i)}{\Delta_d} \quad [\text{Ec. 3.11}]$$

✓ **Altura efectiva de estructura SDOF equivalente**

$$h_e = \frac{\sum_{i=1}^8 (m_i \cdot \Delta_i \cdot h_i)}{\sum_{i=1}^8 (m_i \cdot \Delta_i)} \quad [\text{Ec. 3.12}]$$

Paso 4: Determinación de los valores de ductilidad de diseño, el amortiguamiento viscoso equivalente y el periodo efectivo.

4.1 Demanda de Ductilidad

La demanda de ductilidad se utiliza para proporcionar una indicación de la energía absorbida durante la respuesta de histéresis. Para esto es necesario calcular una deriva de rendimiento de marcos de acero que podemos encontrarla en [Gupta y Krawinkler, 2002; Paulay, 2003; Della Corte, 2006; Priestley y otros, 2007].

a) Ductilidad de pared de concreto

$$\text{Si } h_e < h_{inf} \quad \text{entonces} \quad \Delta_{he,y} = \phi_{yWall} \cdot \left(\frac{h_e^2}{2} - \frac{h_e^3}{6 \cdot h_{inf}} \right) \quad [\text{Ec. 4.1a}]$$

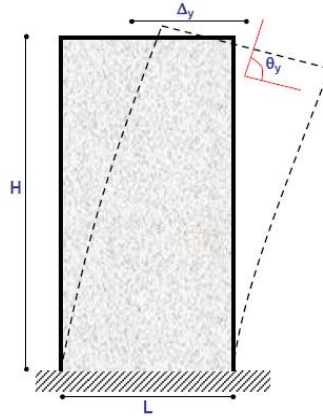
$$\text{Si } h_e \geq h_{inf} \quad \text{entonces} \quad \Delta_{he,y} = \phi_{yWall} \cdot \left(\frac{h_{inf} \cdot h_e}{2} - \frac{h_{inf}^2}{6} \right) \quad [\text{Ec. 4.1b}]$$

✓ $\Delta_{he,y}$ = Desplazamiento de fluencia de sistema

✓ **Demanda de ductilidad de pared**

El desplazamiento admisible en muros estructurales, esta limitado por limites en la deformación del concreto o por las derivas especificadas por los códigos. En el limite de fluencia, el perfil de curvatura es lineal, y la deriva de fluencia ocurre en la cima del muro θ_y .

Figura 6. Capacidad de ductilidad de muros estructurales



$$\mu_{wall} = \frac{\Delta_d}{\Delta_{he,y}} \quad [\text{Ec. 4.2}]$$

a) Ductilidad de marco de acero

✓ **Esfuerzo de fluencia del acero estructural**

$$\varepsilon_y = \frac{f_y e'_{estructural}}{E_s} \quad [\text{Ec. 4.3}]$$

✓ **Desplazamiento de fluencia de marco**

$$h_b = \text{Peralte de la viga}$$

$$\theta_{yframe} = 0.65 \cdot \left(\frac{\varepsilon_y \cdot l_b}{h_b} \right) \quad [\text{Ec. 4.4}]$$

✓ **Demanda de ductilidad de marco en el nivel i**

$$\mu_{frame,i} = \left(\frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{H_i - H_{i-1}} \right) \cdot \frac{1}{\theta_{yframe}} \quad [\text{Ec. 4.5}]$$

✓ **Demanda de ductilidad de marco**

$N =$ Numero de niveles 8.

$$\mu_{frame} = \frac{\sum_{i=1}^N \mu_{frame,i}}{N} \quad [\text{Ec. 4.6}]$$

b) Ductilidad del sistema dual

- ✓ μ_{sys} = Ductilidad global del sistema
- ✓ M_{wall} = Momento de volcado de muro
- ✓ M_{frame} = Momento de volcado de marcos

$$\mu_{sys} = \frac{M_{wall} \cdot \mu_{wall} + M_{frame} \cdot \mu_{frame}}{M_{wall} + M_{frame}} \quad [Ec. 4.7]$$

4.2 Amortiguamiento viscoso equivalente

En los casos que la ductilidad es menor que 1 la segunda parte de las dos ecuaciones siguientes será igual a cero y se establecerá una ductilidad mínima del 5%.

a) Amortiguamiento viscoso de los muros

$$\xi_{wall} = 0.05 + 0.444 \cdot \left(\frac{\pi - 1}{\mu\pi} \right) \quad [Ec. 4.8]$$

ξ_{wall} = Amortiguamiento viscoso de muro de concreto reforzado.

Según Priestley, es posible simplificar el proceso por nada mas que amortiguamiento hysteretico, el periodo de dependencia es insignificante para la mayoría de las reglas $T > 1$. Y un factor de amortiguamiento elástico de 5% puede ser asumido. En la siguiente figura se muestra la relación que existe entre ductilidad y amortiguamiento para las reglas de histéresis consideradas. Estos resultados pueden ser ajustados según los parámetros establecidos y se corrobora que es correcto el asmir 0.05.

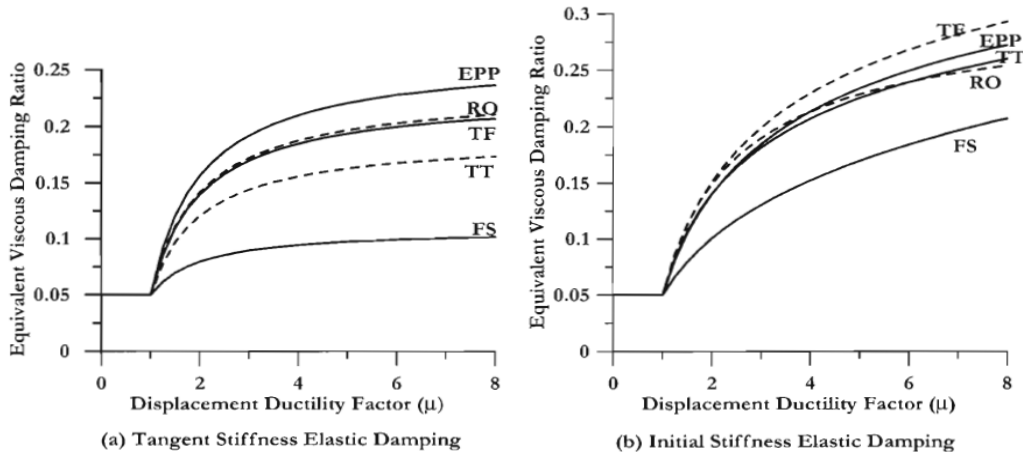


Figura 7. Relacion de amortiguamiento viscosoequivalente y amortiguamiento elástico.

a) Amortiguamiento viscoso de los marcos de acero

- ✓ ξ_{sys} = Amortiguación global del sistema.
- ✓ M_{wall} = Momento de volcado de muro.
- ✓ M_{frame} = Momento de volcado de marcos.

Se debe tener en cuenta que las ecuaciones de amortiguamiento no pueden ser alteradas, según las condiciones de diseño en uso, por tanto, se proponen una serie de ecuaciones según el caso. En el nuestro, se trata de un marco de acero la ecuación apropiada será la siguiente:

$$\xi_{frame} = 0.05 + 0.577 \cdot \left(\frac{\pi - 1}{\mu\pi} \right) \quad [Ec. 4.9]$$

ξ_{frame} = Amortiguamiento viscoso de marcos de acero

c) Amortiguamiento de sistema SDOF Equivalente

- ✓ ξ_{sys} = Amortiguación global del sistema.
- ✓ M_{wall} = Momento de volcado de muro.
- ✓ M_{frame} = Momento de volcado de marcos.

$$\xi_{sys} = \frac{M_{wall} \cdot \xi_{wall} + M_{frame} \cdot \xi_{frame}}{M_{wall} + M_{frame}} \quad [Ec. 4.10]$$

4.3 Periodo efectivo inicial de estructura SDOF equivalente

a) Espectro de desplazamientos

$$\Delta_{SDOF,(T)} = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot a \cdot g \quad [Ec. 4.11]$$

$\Delta_{SDOF,(T)}$ = Deformación Estructura SDOF Equivalente en Función del Periodo T

g = Gravedad = 9.81 m/s²

b) Calibración de espectro de deformación de respuesta elástica

- ✓ **Factor de Calibración del Desplazamiento:** Esto lo podemos encontrar en el [RNC-07, Mapa, Pág. 125] para cualquier aclaración.

Sin embargo, recientes investigaciones presentadas indican que los aproximación igual-desplazamientos, no es conservadora. La consecuencia es que los espectros inelásticos se basan en ductilidad de desplazamiento y debe ser calibrado para cada regla de histéresis diferente. Debido a esta razón, se prefiere el enfoque de amortiguamiento viscoso equivalente, ya que la

especificación codificada es más simple. Sin embargo, parece haber cierta incertidumbre entre sismólogos, sobre el correspondiente del modificador de amortiguación, para ser aplicado al espectro de desplazamiento elástico de los niveles diferentes de amortiguación. Una expresión comúnmente utilizada fue presentado en la edición de 1998 del Eurocódigo y se muestra a continuación.

Se observará que para ductilidades de desplazamiento de $\mu > 3$ sería razonable utilizar un factor de reducción constante, simplificando el diseño. se llega a conclusiones similares para los espectros de desplazamiento inelástico derivados de otras normas de histéresis.

$$R_{\xi} = \sqrt{\frac{0.07}{0.02 + \xi_{sys}}} \quad [\text{Ec. 4.12}]$$

R_{ξ} = Factor de calibración de desplazamiento

El amortiguamiento equivalente resulta de una reducción de la demanda sísmica.

- ✓ **Deformación Calibrada de Estructura SDOF Equivalente en Función del Periodo T con Amortiguamiento Viscoso $\Delta_{SDOF,C(T)}$** : El cual podemos verificar en [RNC-07, Mapa, Pág. 125].

$$\Delta_{SDOF,C(T)} = \Delta_{SDOF,(T)} \cdot R_{\xi} \quad [\text{Ec. 4.13}]$$

b) Periodo Efectivo

T_e = Periodo Efectivo

El periodo efectivo es obtenido mediante la interpolación de los puntos calculados en el grafico del espectro de deformaciones o bien mediante la lectura directa de la ordenada para el desplazamiento calculado en el grafico del espectro de desplazamientos.

Paso 5: Determinación del cortante basal y la rigidez individual de los miembros

5.1 Rigidez efectiva del sistema

K_e = Rigidez efectiva

$$K_e = \frac{4\pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} \quad [\text{Ec. 5.1}]$$

5.2 Cortante basal del sistema

La base entre las paredes y los marcos de acuerdo con la elección inicial de β_f , y las ubicaciones de las rotulas plásticas requeridas (paredes, bases extremos de la viga y las bases de las columnas, están diseñadas para resistencia a la flexión).

$$V_{base} = \text{Cortante basal total}$$

$$\Delta_d = \text{Desplazamiento Efectivo}$$

$$V_{base} = K_e \cdot \Delta_d \quad [\text{Ec. 5.2}]$$

5.3. Esfuerzos presentes en el sistema en cada nivel

Aquí se los valore son encontrados a través de una relación de cortantes y momentos, planteados en el paso 1 con el cortante base total, para cada uno de los sistemas y niveles,

5.4 Esfuerzos de los muros de concreto

a) Cortante basal

$$V_{wall,base} = \beta_{wall} \cdot V_{base} \quad [\text{Ec. 5.3}]$$

β_{wall} = Proporción de rigidez total de muro., relacionada a la ecuación 1.1
 N = Numero de muros en la dirección de analisis.

$$V_{wall,base} = \frac{V_{wall,base}}{N}$$

b) Momento basal

$$M_{wall,base} = M_{Wall,0} \cdot V_{base} \quad [\text{Ec. 5.4}]$$

$M_{Wall,base}$ = Proporción de momento de volcado en base al cortante total en el nivel cero.

$$M_{wall,base} = \frac{M_{wall,base}}{N}$$

5.5 Esfuerzos en los marcos de acero

a) Fuerza cortante en los marcos de acero resistentes a momento

$$V_{frame} = \beta_{frame} \cdot V_{base} \quad [\text{Ec. 5.5}]$$

β_{frame} = Proporción de rigidez total del marco relacionado a la ecuación 1.1

N = Numero de muros.

$$V_{wall,base} = \frac{V_{wall,base}}{N}$$

b) Fuerza cortante en columnas exteriores

Número de columnas exteriores presentes en el marco en la dirección de análisis.

Número de columnas interiores presentes en el marco en la dirección de análisis.

$$V_{col,int} = 2 \cdot V_{col,ext}$$

[Ec. 5.6]

$V_{col,int}$ = Fuerza Cortante en columna interior.

$V_{col,ext}$ = Fuerza cortante en columna exterior.

$$\begin{aligned} V_{frame} &= \sum V_{col,int} + \sum V_{col,ext} \\ &= \eta_{col,int} \cdot V_{col,int} + \eta_{col,ext} \cdot V_{col,ext} \end{aligned}$$

[Ec. 5.7]

$\eta_{col,int}$ = Numero de columnas interiores.

$\eta_{col,ext}$ = Numero de columnas exteriores. Si se requiere que solo las columnas exteriores tengan una participacion del 50% de las columnas interiores este valor sera igual a 2.

Teniendo en cuenta lo expuesto en la ecuaciones anteriores se tiene que:

$$V_{col,ext} = \frac{V_{frame}}{\eta_{col,ext} + 2 \cdot \eta_{col,int}}$$

[Ec. 5.8]

c) Fuerza cortante en columnas interiores

$$V_{col,int} = V_{col,ext} \cdot N$$

d) Momento flector en vigas de niveles intermedios

h_{col} = Altura de columnas de niveles intermedios.

n_{bj} = Numero de uniones del extremo de una viga con una columna en un dado nivel, lo cual no incluye las uniones de los extremos de las vigas con los muros.

En la estructura idealizada se considera que a todo lo alto del edificio las vigas estaran sometidas a una misma demanda de rigidez por flexión con la excepción del ultimo nivel.

$$M_{B,E} = \frac{V_{frame,i} \cdot h_{col}}{n_{bj}}$$

[Ec. 5.9]

$M_{B,E}$ = Momento flector actuante en viga.

V_{frame} = Cortante actuante en el marco en el nivel i.

h_{col} = Altura promedio de la columnas.

e)Momento flector en vigas del ultimo nivel

Se determina que las vigas del ultimo nivel estarán sometidas a una demanda del 50% de la demanda de rigidez de los niveles inferiores.

$$M_{B,E} = M_{B,E} * 0.5$$

f) Fuerza cortante en vigas de niveles intermedios

$$H_{01} = \text{Altura del primer nivel.}$$

$$V_{B,E} = \frac{2 \cdot M_{B,E}}{L_B} \quad [\text{Ec. 5.10}]$$

$V_{B,E}$ = Fuerza cortante en la columna debido a las fuerzas laterales actuantes.

g)Fuerza cortante en vigas de ultimo nivel

Anteriormente se determinó que las columnas internas de los marcos estarán sometidas a un momento que equivale a dos veces el de las columnas internas. Por tanto se tiene que:

$$V_{B,E} = \frac{2 \cdot M_{B,E}}{L_B}$$

Notece que las vigas del ultimo nivel están sometidas a esfuerzos que representan el 50% de los que estarán sometidos las vigas de los niveles inferiores.

h)Fuerza axial en columnas exteriores

$$P_{C,E} = (N - 1) \cdot (V_{B,E,inter}) + (V_{B,E,roof}) \quad [\text{Ec. 5.11}]$$

i)Fuerza axial en columnas interiores

$$P_{C,E} = (N - 1) \cdot (2 \cdot V_{B,E,inter}) + (2 \cdot V_{B,E,roof}) \quad [\text{Ec. 5.12}]$$

j) Momento Flexor en columnas exteriores

$$M_{CB} = V_{Col} \cdot H_{01} - 0.5 \cdot \sum M_{b,i} \quad [\text{Ec. 5.13}]$$

$$H_{01} = \text{Altura del primer nivel.}$$

M_{CB} = Momento en la base de la columna debido a las fuerzas laterales actuantes.

V_{col} = Fuerza cortante en la columna debido a las fuerzas laterales actuates.

k) Momento Flexor en columnas interiores

En la fórmula 5.6 se determinó que las columnas internas de los marcos estarán sometidas a un momento que equivale a dos veces el de las columnas externas. Por tanto se tiene que:

$$M_{CB} = M_{CB} * 2$$

Paso 6: Adopción de las disposiciones de diseño por capacidad

Estrictamente, esto no debe ser llevada a cabo hasta que el requisito de diseño en la dirección ortogonal se define, ya que el factor de sobreesistencia puede estar influenciada por la disposición de un exceso de refuerzo. Por encima de ese requisito para la dirección transversal. Sin embargo, ya no serán proporcionados cálculos detallados diseñados para la dirección ortogonal, asumimos una combinación perfecta para capacidad de momento base requerida y obtenida a nivel de diseño ductilidad.

6.1 Diseño por capacidad de las paredes de concreto reforzado

a) Momento basal

Se encontró un momento envolvente bilineal, con la dependencia de ser claramente evidente demanda de ductilidad, ecuación 6.48 se puede aplicar directamente, siempre que la demanda de ductilidad se toma como el sistema, en lugar de la demanda de ductilidad de la pared. Aunque no es conservadora, proporciona un buen acuerdo de la media con la demanda del momento a la altura media de la pared. Como se ha señalado, las consecuencias de la demanda de ductilidad menor en niveles por encima de la base del muro no son graves. Pero aun se tomara en cuenta la capacidad de momento de sobre resistencia en la base y el momento cero en la parte superior de la pared.

El resultado de ambas, momento y fuerza de corte, indican que la dinámica de amplificación aumenta a medida que aumenta la relación de intensidad. Esto indicaría que la demanda de ductilidad de desplazamiento debe ser incluido en la ecuación de diseño. También, parece obvio que el número de plantas, que se ha utilizado en el pasado como un parámetro clave para el diseño de la capacidad deberían ser menos importante que el período fundamental elástico de la pared.

El *factor de flexión de sobreesistencia* adoptado en ec 6.48 sólo debe incluir el componente resultante de endurecimiento por deformación, y no de exceso de límite de elasticidad. Desde endurecimiento por deformación normalmente se incluirá en los proceso DDBD para la determinación de refuerzo a la flexión requerida en la base de la pared, esto implica que $\phi = 1$ para el diseño

a la flexión. Si el endurecimiento por deformación se tiene en cuenta para determinar el contenido de refuerzo a la flexión necesaria en la base, el valor de $\phi = 1.2$ es necesario adoptar. En este caso se utilizara $\phi = 1.25$.

$$\phi^0 = 1.25$$

ϕ^0 = Factor de sobre – resistencia relativo a la maxima resistencia factible para el diseño de resistencia.

$$M_{BASE}^0 = \phi^0 \cdot M_{WB} \quad [Ec. 6.1]$$

M_{BASE}^0 = Momento de sobresistencia en la base de los muros.

b) Momento flector en altura media

$$T_i \approx \frac{T_e}{\sqrt{\mu_{sys}}} \quad [Ec. 6.2]$$

T_i = Periodo fundamental elastico.

$$C_{1,T} = 0.4 + 0.075 \cdot T_i \cdot (\mu_{sys} - 1) \quad [Ec. 6.3]$$

$C_{1,T}$ = Coeficiente sismico de amplificacion dinamica.

$$M_{0.5 Hn} = C_{1,T} \cdot \phi^0 \cdot M_{WB} \quad [Ec. 6.4]$$

$M_{0.5 Hn}$ = Momento de sobresistencia en el muro a su altura media.

c) Fuerza cortante basal

Se debe tomar en cuenta que NO se ha hecho analisis especifico para evaluar el factor de sobre-resistencia para el cortante. Por tal motivo se adoptará el mismo valor de 1.25 considerado en el diseño por flexión para dicho valor.

Se encontró Aplicación de la envolvente de la fuerza cortante lineal definida por la fuerza cortante en la base por capacidad de diseño, para las paredes en voladizo a ser excesivamente conservador en la base, mientras que ser un poco no conservadora en la parte superior. Sin embargo, los resultados indicaron, fuerte dependencia de la demanda de ductilidad. La ecuación se puede aplicar con:

$$C_{2,T} = 0.4 + 0.2 \cdot (T_i - 0.5) \leq 1.15 \quad [Ec. 6.5]$$

$C_{2,T}$ = Coeficiente sismico de amplificacion dinamica.

$$\phi^0 = 1.25$$

$$\omega_V = 1 + \frac{\mu_{sys}}{\phi^0} \cdot C_{2,T} \quad [Ec. 6.6]$$

ω_V = Factor de amplificacion dinamico para fuerza cortante.

$$V_{Base}^0 = \phi^0 \cdot \omega_V \cdot V_{W,Base} \quad [Ec. 6.7]$$

$$V_{Base}^0 = \text{Fuerza cortante basal en los muros.}$$

c) Fuerza cortante a la altura del ultimo nivel

El diseño de la fuerza cortante será tomado como el 40% de la fuerza cortante de la pared en la base.

$$V_n^0 = 0.4 \cdot V_B^0 \quad [\text{Ec. 6.8}]$$

$$V_n^0 = \text{Fuerza cortante de diseño en ultimo nivel.}$$

6.2 Diseño por capacidad de los marcos de acero

a) Momento flector en vigas de niveles intermedios

Para el calculo de los momentos flectores de diseño de las vigas se utilizará la misma forma de la fórmula siguiente:

$$M_{B,D} = \phi^0 \cdot M_{BE} \quad [\text{Ec. 6.9}]$$

$$M_{B,D} = \text{Momento de diseño en vigas.}$$

$$M_{BE} = \text{Momento correspondiente a la fuerza de diseño del marco.}$$

c) Momento flector en columnas exteriores

Para el calculo de los momentos flectores de diseño de las columnas se utilizará la misma ecuación siguiente:

$$M_{C,D} = 1.3 \cdot \phi^0 \cdot M_{CE} \quad [\text{Ec. 6.10}]$$

$$M_{C,D} = \text{Momento de diseño en columnas}$$

$$M_{CE} = \text{Momento correspondiente a la fuerza cortante de diseño del marco.}$$

d) Momento flector en columnas interiores

$$M_{C,D} = 1.3 \cdot \phi^0 \cdot M_{CB}$$

$$M_{CB} = \text{Momento en la base de la columna debido a las fuerzas laterales actuantes.}$$

e) Fuerza cortante en vigas de niveles intermedios

Para el calculo de las fuerzas cortantes de diseño de las vigas de niveles intermedios y superior se utilizará el mismo orden y forma de las fórmulas siguientes:

$$V_{B,D} = 1.3 \cdot \phi^0 \cdot V_{BE} \quad [\text{Ec. 6.11}]$$

$$V_{B,D} = \text{Fuerza cortante de diseño de la viga.}$$

f) Fuerza cortante en vigas del ultimo nivel

Recuerde que las vigas del ultimo nivel están sometidas a esfuerzos que representan el 50% de los que estarán sometidos las vigas de los niveles inferiores.

$$V_{B,D} = 1.3 \cdot \phi^0 \cdot V_{BE}$$

g) Fuerza cortante en columnas exteriores

$$V_{C,D} = 1.3 \cdot \phi^0 \cdot V_{CE} \quad [\text{Ec. 6.12}]$$

$V_{C,D}$ = Fuerza cortante de diseño de la columna.

h) Fuerza cortante en columnas interiores

$$V_{C,D} = 1.3 \cdot \phi^0 \cdot V_{CE}$$

i) Fuerza axial en columnas exteriores

$$P_{C,D} = (N - 1) \cdot (V_{B,D,inter}) + (V_{B,D,roof}) \quad [\text{Ec. 6.13}]$$

j) Fuerza axial en columnas interiores

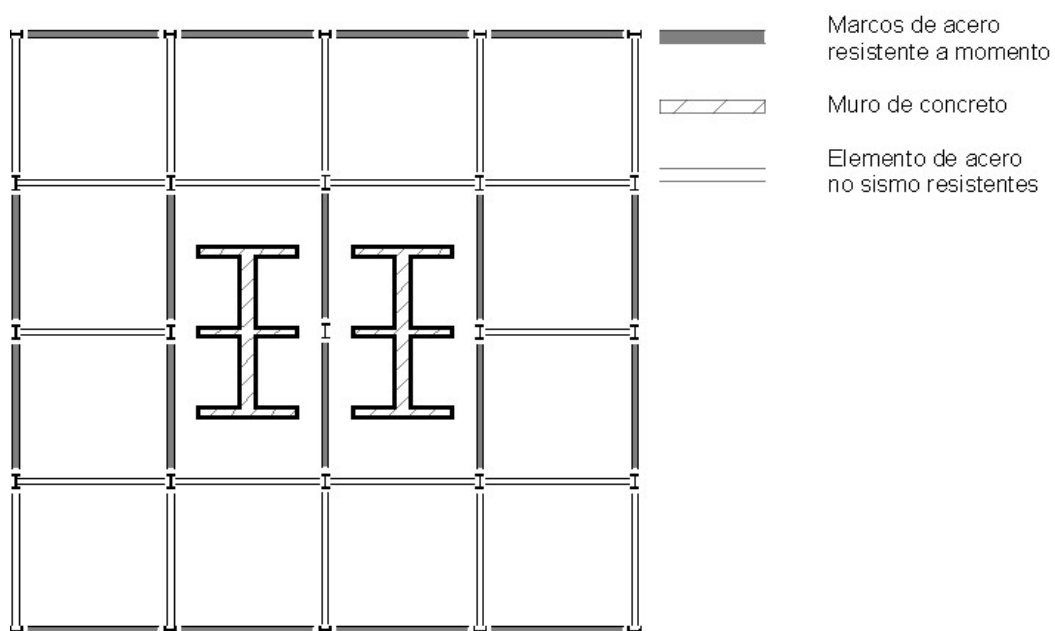
$$P_{C,D} = (N - 1) \cdot (2 \cdot V_{B,D,inter}) + (2 \cdot V_{B,D,roof}) \quad [\text{Ec. 6.14}]$$

DESCRIPCIÓN GEOMETRICA DE LA ESTRUCTURA

Tabla de condiciones generales de carga y altura

Nivel	Masa	Masa Acumulada	Altura	Altura Acumulada
[-]	[ton]	[ton]	[m]	[m]
8	292	292	3.8	30.80
7	312	604	3.8	27.00
6	312	916	3.8	23.20
5	312	1228	3.8	19.40
4	312	1540	3.8	15.60
3	312	1852	3.8	11.80
2	312	2164	3.8	8.00
1	317	2481	4.2	4.20
Total	2481	-	30.8	-

Figura - Esquema general de la estructura en diseño



CLASIFICACIÓN SISMICA DE LA ESTRUCTURA SEGÚN EL REGLAMENTO RNC-07

1. Clasificación de la estructura según su uso (RNC-07, Arto. 20, Pág. 17)

Uso	:Edificio de oficinas
Grupo	:Grupo B
Importancia	:Estructura de normal importancia

2. Características del edificio por su lugar de emplazamiento

Ubicación	Masaya	(RNC-07, Figura 2, Pág. 21)
Zona sísmica	Zona C	

Características del suelo	:Suelo Moderadamente Blando
Tipo de Suelo	:Tipo III

(RNC-07, Arto. 25, Pág. 22)

Factor de Amplificación por Tipo de Suelo S	2.0	(RNC-07, Arto.25. Tabla 2, Pág. 22)
--	-----	-------------------------------------

Coeficiente de Isoaceleración del Suelo a₀ =	0.3 g	(RNC-07, Mapa, Pág. 125)
--	-------	--------------------------

3. Coeficiente de diseño sísmo resistente

$$\Omega = 2 \quad (\text{RNC-07, Arto. 22, Pág. 19})$$

$$Q = 3 \quad (\text{RNC-07, Arto. 21, Inciso b, Pág. 18})$$

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a} \cdot (Q - 1) & T \leq T_a \end{cases}$$

Periodo de la estructura desconocido; entonces:

$$Q' = Q = 3$$

$$c = \frac{S \cdot (2.7 \cdot a_0)}{Q' \cdot \Omega} \quad [\text{RNC-07, Arto. 24, Fórmula 3, Pág. 20}]$$

$$c = \frac{2 \cdot (2.7 \cdot 0.3)}{3 \cdot 2} = 0.27 = 27 \%$$

4. Espectro de aceleración y desplazamiento de respuesta elástica

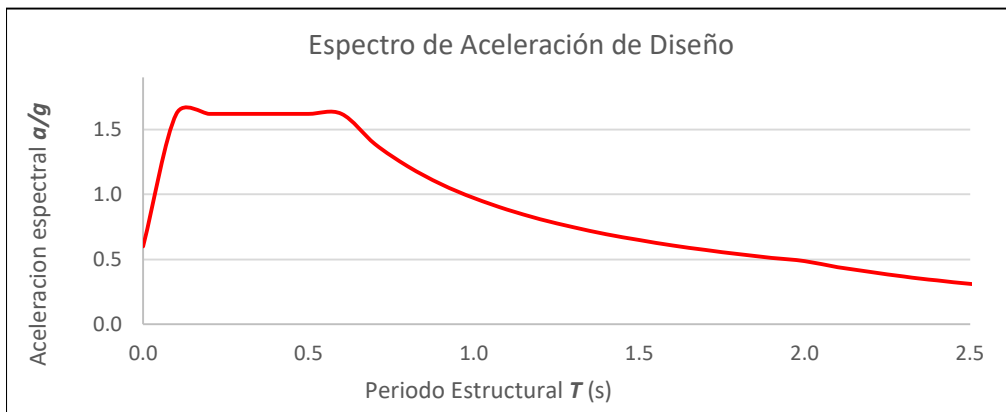
a) Espectro de aceleración del suelo

$$\begin{aligned}
 a &= S \cdot \left[a_0 + (d - a_0) \cdot \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\
 a &= S \cdot d & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= S \cdot d \cdot \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\
 a &= S \cdot d \cdot \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c
 \end{aligned}
 \quad \text{(RNC-07, Arto. 27, Pág. 24, Ecuación 6)}$$

Para estructuras de los grupos B y C la aceleración de diseño **a** será la establecida en el RNC-07, arto. 27, página 24, fórmula 6. Para estructuras del grupo A será 1.5 de **a**. Entonces:

Factor de seguridad de aceleración = 1.0
(RNC-07, Arto. 27, Pág. 25)

$$\begin{aligned}
 d &= 2.7 a_0 = 0.81 \\
 T_a &= 0.1 \text{ seg.} \\
 T_b &= 0.6 \text{ seg.} \\
 T_c &= 2.0 \text{ seg.}
 \end{aligned}
 \quad \text{(RNC-07, Arto. 27, Pág. 25)}$$



PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

1. Propiedades mecánicas en el rango elástico

Concreto estructural:

$$f'_c = 42 \text{ MPa} \quad (\text{Tabla 19.2.1.1, ACI 318S-14})$$

Acero de refuerzo:

$$\begin{aligned} f_y &= 420 \text{ Mpa} \\ f_u &= 567.0 \text{ MPa} \\ E &= 200 \text{ GPa} \end{aligned}$$

Acero estructural:

$$\begin{aligned} f_y &= 350 \text{ Mpa} \\ f_u &= 472.5 \text{ MPa} \\ E &= 200 \text{ GPa} \end{aligned} \quad (\text{Tabla D-4, pág. 2-48, Manual AISC})$$

2. Propiedades mecánicas en el limite plástico

Concreto Estructural

$$f'_{ce} = 1.3 \cdot f'_c = 54.6 \text{ MPa}$$

Acero de Refuerzo

$$f_{ye} = 1.1 \cdot f_y = 462 \text{ MPa}$$

Acero Estructural

$$f_{ye} = 1.1 \cdot f_y = 385 \text{ MPa}$$

ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL (Evento sísmico actuando en dirección paralela al eje Y)

PASO 1: ASIGNACIÓN DE PROPORCIONES DE RIGIDEZ Y DETERMINACIÓN DE ALTURA DE PUNTO DE INFLEXIÓN DEL MURO

1.1 Asignación de resistencia entre marcos y muros

El Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07, anexo B, página 121, bajo el subtema Requisitos complementarios, inciso b, señala que las fuerzas horizontales equivalentes en los marcos no deben ser menores que el 25% de las que corresponderían si trabajara aislado al resto de la estructura.

Esto será aplicado a la estructura haciendo que los muros de concreto soporten el 100% de la fuerza sísmica y los marcos de acero el 25% de la misma. Entonces:

Resistencia aportada por muros de concreto reforzado $F_{s_{total,w}} = 1.00$

Resistencia aportada por marcos de momento de acero $F_{s_{total,f}} = 0.25$
 $\phi^0 = \Sigma = 1.25$

$$\beta_{wall} = \frac{1}{1 + 0.25} = 0.80 \quad (\text{Ec. 1.1})$$

$$\beta_{frame} = \frac{0.25}{1 + 0.25} = 0.20 \quad (\text{Ec. 1.2})$$

$$\text{Comprobando:} \quad \beta_{wall} + \beta_{frame} = 0.8 + 0.2 = 1.00$$

Tabla 1.1 Distribución de fuerzas cortantes en marcos y paredes en proporción de su masa(m) y su altura(h) en función del cortante basal usando la asignación de rigidezes

Nivel	Masa	Altura	$m_i \cdot H_i$	Fuerza Lateral	Cortante Total	Momento Total
N	m_i	h_i	$m_i \cdot h_i$	F_i	$V_{i,t}$	$M_{i,t}$
[-]	[ton]	[m]	[ton·m]	[-]	[-]	[-]
8	292	30.8	8993.6	0.21	0.21	0.00
7	312	27.0	8424.0	0.20	0.40	0.79
6	312	23.2	7238.4	0.17	0.57	2.33
5	312	19.4	6052.8	0.14	0.71	4.50
4	312	15.6	4867.2	0.11	0.83	7.21
3	312	11.8	3681.6	0.09	0.91	10.35
2	312	8.0	2496.0	0.06	0.97	13.81
1	317	4.2	1331.4	0.03	1.00	17.50
0	0	0	0	0.00	1.00	<u>21.70</u>
$\Sigma =$			43085	1.00		

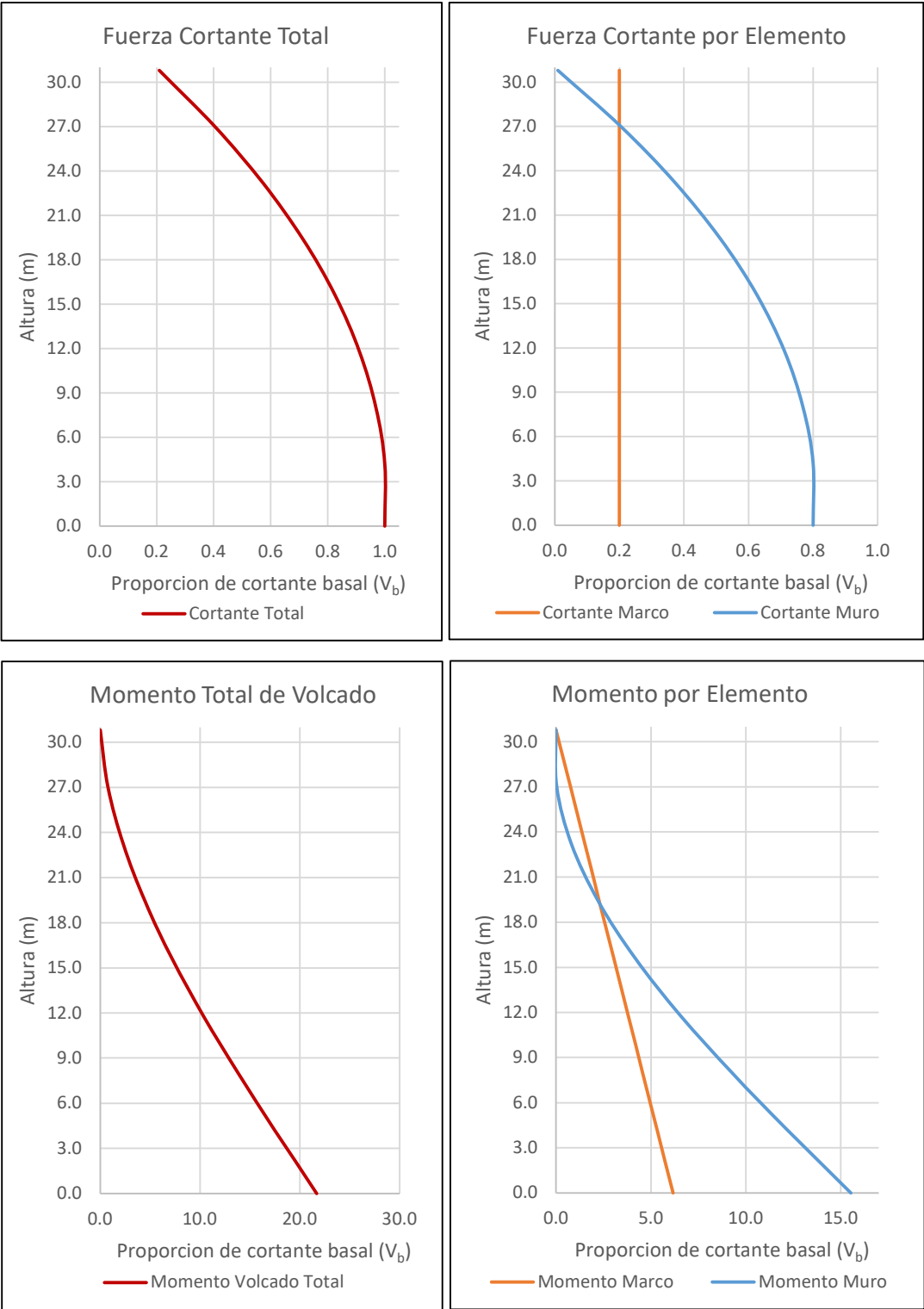
Nivel	Cortante		Momento	
	Pared	Marco	Pared	Marco
N	$V_{i,Wall}$	$V_{i,Frame}$	$M_{i,Wall}$	$M_{i,Frame}$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
8	0.01	0.20	0.00	0.00
7	0.20	0.20	0.03	0.76
6	0.37	0.20	0.81	1.52
5	0.51	0.20	2.22	2.28
4	0.63	0.20	4.17	3.04
3	0.71	0.20	6.55	3.80
2	0.77	0.20	9.25	4.56
1	0.80	0.20	12.18	5.32
0	0.80	0.20	<u>15.54</u>	<u>6.16</u>

$$M_{total} = 21.70$$

$$M_{wall} = 15.54$$

$$M_{frame} = 6.16$$

Figura 1.1 Diagramas de proporción de fuerza cortante y momento de volcado



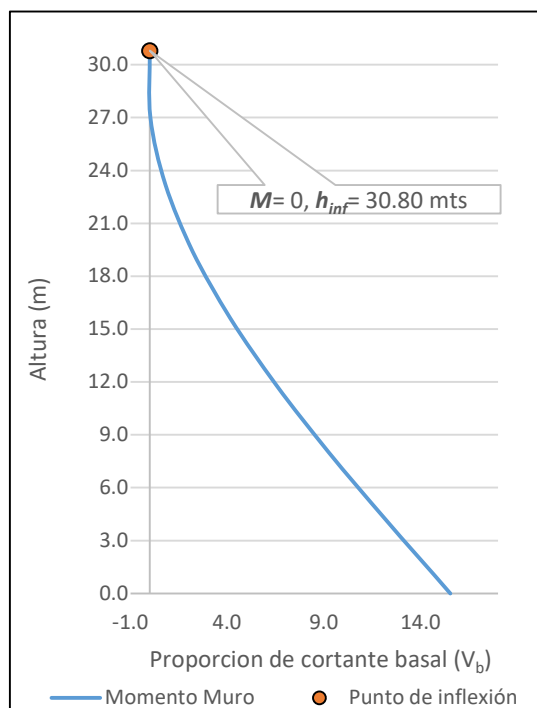
1.2 Determinación de altura del punto de contra flexión del muro

Datos	Nivel Inferior	Nivel Superior
Nivel (N)	7	8
Altura (m)	27.00	30.80
Momento	0.030	0.000

La altura del punto de inflexión del muro es de 30.8 metros.

$$h_{inf} = 30.80 \text{ m}$$

Figura 1.2 Altura del punto de inflexion en el diagrama de momento de los muros.



PASO 2: DETERMINACIÓN DE DEFORMACIONES POR FLUENCIA DE LOS MUROS Y MARCOS

$$L_{wall} = 8.00 \text{ m}$$

$$\epsilon_y = \frac{462 \text{ MPa}}{200 \text{ GPa} \cdot 1000} = 0.0023 \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$\phi_{y,wall} = \frac{1.5 \cdot (0.0023)}{8 \text{ m}} = 0.00043 \text{ m}^{-1} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$\Delta_{iy} = \phi_{yWall} \cdot \left(\frac{h_i^2}{2} - \frac{h_i^3}{6 \cdot H_{CF}} \right) \quad \text{Para } h_i < H_{CF} \quad (\text{Ec. 2.3a})$$

$$\Delta_{iy} = \phi_{yWall} \cdot \left(\frac{H_{CF} \cdot h_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) \quad \text{Para } h_i \geq H_{CF} \quad (\text{Ec. 2.3b})$$

Los valores encontrados con estas expresiones son tabulados en la tabla 2.1

Tabla 2.1 Desplazamientos de la estructura en el estado de fluencia de los muros

Nivel	Altura	Desplaz. de fluencia
N	h_i	Δ_{iy}
[-]	[m]	[m]
8	30.8	0.137
7	27.0	0.112
6	23.2	0.087
5	19.4	0.064
4	15.6	0.044
3	11.8	0.026
2	8.0	0.013
1	4.2	0.004
0	0.0	0.000

Los valores de la tabla 2.1 son representados en la figura 3.1.

PASO 3: DETERMINACIÓN DEL PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS Y CARACTERÍSTICAS DE ESTRUCTURA SDOF

3.1 Deriva de piso de diseño

a) *Límite asociado a elementos no estructurales*

$$\theta_{C,service} = \text{Máxima distorsión de entrepiso permitida por código} = 0.002$$

$$\theta_{CD,S} = 0.002 \cdot \left[1 - \frac{8-5}{100} \left(\frac{6.16}{21.695} + 0.25 \right) \right] = 0.00197 < 0.002 \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Tabla 3.1 Perfil de desplazamientos de diseño permitidos por el código de construcción en el estado de servicio

1	2	3	4
Nivel	Altura	Desplazamientos	
		Reducido	Máximo permitido
N	h_i	$\theta_{CD,S} \cdot h_i$	Δ_c
$[-]$	$[m]$	$[m]$	$[m]$
8	30.8	0.061	0.062
7	27.0	0.053	0.054
6	23.2	0.046	0.046
5	19.4	0.038	0.039
4	15.6	0.031	0.031
3	11.8	0.023	0.024
2	8.0	0.016	0.016
1	4.2	0.008	0.008
0	0.0	0.000	0.000

b) Limite asociado a elementos estructurales

$$\theta_{c,colapso} = \text{Máxima distorsión de entrepiso permitida por código} = 0.02$$

$$\theta_{CD,C} = 0.02 \cdot \left[1 - \frac{8-5}{100} \left(\frac{6.16}{21.695} + 0.25 \right) \right] = 0.0197 < 0.02 \quad (\text{Ec. 3.1})$$

$$\theta_y = \frac{0.00043 \text{ m}^{-1} \cdot 30.8 \text{ m}}{2} = 0.00667013 \quad (\text{Ec. 3.2})$$

$$\Delta_p = (\theta_{CD,C} - \theta_y) \cdot h_i \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Ver los resultados de esta expresión en la tabla 3.2 en la columna 4

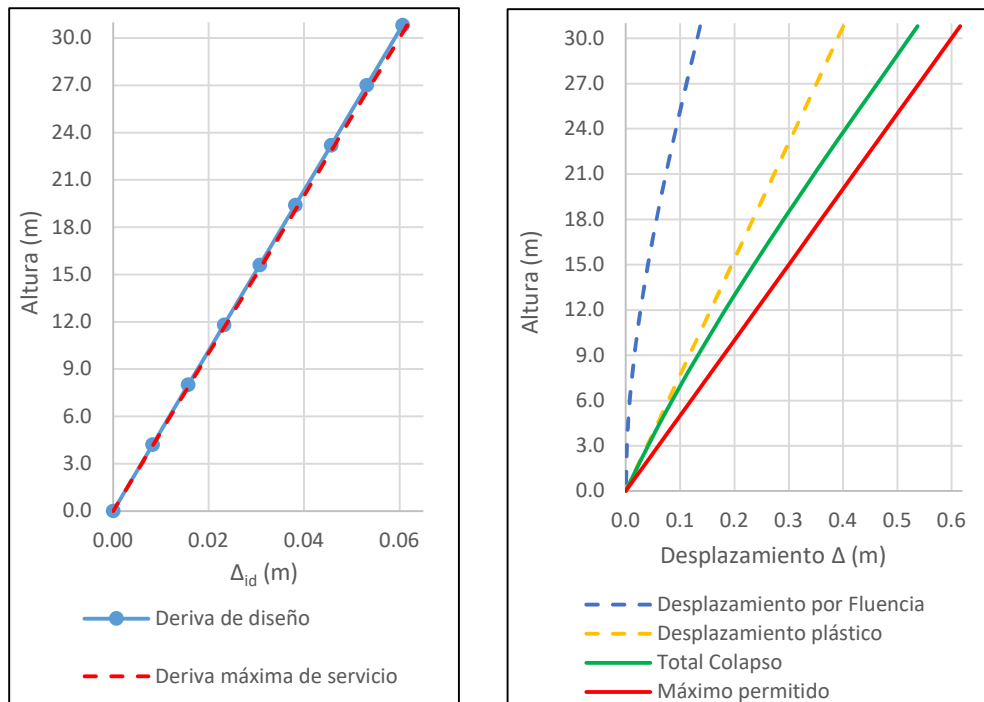
$$\Delta_{id} = \Delta_{iy} + \Delta_p = \Delta_{iy} + (\theta_{DC,C} - \theta_y) \cdot h_i \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Ver los resultados de esta expresión en la tabla 3.2 en la columna 5

Tabla 3.2 Desplazamientos de la estructura en el estado limite de colapso

1	2	3	4	5	6
Nivel	Altura	Desplazamientos			
		Fluencia	Plastica	Colapso	Máximo permitido
N	h_i	Δ_{iy}	Δ_p	Δ_{id}	$\theta_{CD,C} \cdot h_i$
$[-]$	$[m]$	$[m]$	$[m]$	$[m]$	$[m]$
8	30.8	0.137	0.401	0.538	0.616
7	27.0	0.112	0.351	0.463	0.540
6	23.2	0.087	0.302	0.389	0.464
5	19.4	0.064	0.252	0.317	0.388
4	15.6	0.044	0.203	0.247	0.312
3	11.8	0.026	0.154	0.180	0.236
2	8.0	0.013	0.104	0.117	0.160
1	4.2	0.004	0.055	0.058	0.084
0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000

Figura 3.1 Perfiles de desplazamiento en los estados limite de servicio y colapso



c) Limite asociado a la capacidad de curvatura de ductilidad de los muros en el punto de contra flexión de los muros

$$\phi_{u,wall} = \frac{0.072}{L_{wall}} = \frac{0.072}{8 \text{ m}} = 0.0090 \text{ m}^{-1} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

$$\phi_{u,wall} = 0.9 \cdot 0.009 \text{ m}^{-1} = 0.0081 \text{ m}^{-1}$$

$$d_{bl} = 43.0 \text{ mm} = 0.0430 \text{ m}$$

$$k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) = 0.070 \quad \begin{matrix} < \text{que } 0.08, \\ \text{entonces } K= \end{matrix} 0.070 \quad (\text{Ec. 3.6})$$

$$L_{SP} = 0.022 \cdot 462 \text{ Mpa} \cdot 0.043 \text{ m} = 0.437 \text{ m} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

$$L_P = 0.07 \cdot 30.8 \text{ m} + 0.1 \cdot 8 \text{ m} + 0.437 \text{ m} = 3.393 \text{ m} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

$$\theta_{CF} = 0.00667 + (0.0081 \text{ m}^{-1} - 0.00043 \text{ m}^{-1}) \cdot 3.393 \text{ m} = 0.033 \quad (\text{Ec. 3.9})$$

$$0.033 > 0.0197 \text{ (NO CUMPLE)}$$

3.2 Perfil de desplazamiento de diseño

Se puede ver que la deriva asociada al daño de elementos no estructurales (0.2 %) es menor que la deriva asociada al daño de elementos estructurales (1.97 %) y esta a su vez menor que la deriva en el punto de contra flexión del muro (3.27 %).

En la determinación del perfil de desplazamiento de diseño se ha seleccionado el perfil formado por los desplazamientos máximos permitidos en el estado de servicio por el código RNC-07 (tabulados en la tabla 3.3) puesto que es el comportamiento esperado que impide una mayor cantidad de movimiento en comparación con las deformaciones máximas permitidas contra colapso.

Tabla 3.3 Perfil de desplazamientos de diseño y cálculos para definir las características de estructura SDOF

1	2	3	4	5	6	7
Nivel	Altura	Desp. de diseño	Masa	Calculos para estructura SDOF		
N	h_i	Δ_{id}	m_i	$m_i \cdot \Delta_i^2$	$m_i \cdot \Delta_i$	$m_i \cdot \Delta_i \cdot h_i$
[-]	[m]	[m]	[ton]	[ton·m ²]	[ton·m]	[ton·m ²]
8	30.8	0.061	292	1.07	17.70	545.13
7	27.0	0.053	312	0.88	16.58	447.61
6	23.2	0.046	312	0.65	14.24	330.48
5	19.4	0.038	312	0.45	11.91	231.09
4	15.6	0.031	312	0.29	9.58	149.42
3	11.8	0.023	312	0.17	7.25	85.49
2	8.0	0.016	312	0.08	4.91	39.30
1	4.2	0.008	317	0.02	2.62	11.00
0	0.0	0.000	0	0.00	0.00	0.00
$\Sigma =$				3.62	84.79	1839.53

3.3 Características de estructura SDOF equivalente

Los valores necesarios para el calculo de las características de la estructura SDOF equivalente son presentados en la columna 5 a 7 de la tabla 3.1

a) Desplazamiento

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^8 (m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^8 (m_i \cdot \Delta_i)} = \frac{3.62 \text{ ton} \cdot \text{m}^2}{84.79 \text{ ton} \cdot \text{m}} = 0.043 \text{ m} \quad (\text{Ec. 3.10})$$

b) Masa

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^8 (m_i \cdot \Delta_i)}{\Delta_d} = \frac{84.79 \text{ ton} \cdot \text{m}}{0.043 \text{ m}} = 1985.92 \text{ ton} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

c) Altura

$$h_e = \frac{\sum_{i=1}^8 (m_i \cdot \Delta_i \cdot h_i)}{\sum_{i=1}^8 (m_i \cdot \Delta_i)} = \frac{1839.53 \text{ ton} \cdot \text{m}^2}{84.79 \text{ ton} \cdot \text{m}} = 21.695 \text{ m} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

PASO 4: DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE DUCTILIDAD DE DISEÑO, EL AMORTIGUAMIENTO VISCOZO EQUIVALENTE Y EL PERIODO EFECTIVO

4.1 Demanda de Ductilidad

a) Ductilidad de pared de concreto

$$\text{Si } h_e < h_{inf} \quad \Delta_{he,y} = \phi_{yWall} \cdot \left(\frac{h_e^2}{2} - \frac{h_e^3}{6 \cdot h_{inf}} \right) = 0.078 \quad (\text{Ec. 4.1a})$$

$$\text{Si } h_e \geq h_{inf} \quad \Delta_{he,y} = \phi_{yWall} \cdot \left(\frac{h_{inf} \cdot h_e}{2} - \frac{h_{inf}^2}{6} \right) = 0.076 \quad (\text{Ec. 4.1b})$$

Dado que la altura efectiva es de 21.695 mts y la altura del punto de inflexión es 30.8 mts, la expresión apropiada para el cálculo de la demanda de ductilidad de los muros es la primera ecuación. Entonces:

$$\Delta_{he,y} = 0.078 \text{ m}$$

$$\mu_{wall} = \frac{0.043 \text{ m}}{0.078 \text{ m}} = 0.547 \quad (\text{Ec. 4.2})$$

b) Ductilidad de marco de acero

$$\varepsilon_y = \frac{f_y e'_{estructural}}{E_s} = \frac{385 \text{ MPa}}{200 \text{ GPa} \cdot 1000} = 0.00193 \quad (\text{Ec. 4.3})$$

$$L_B = 7 \text{ m}$$

La AASHTO sugiere un peralte con un valor mínimo de $L/25 = 7\text{m} / 25 = 0.3 \text{ m}$. Para este caso se ha decidido utilizar una altura de viga de:

$$h_B = 0.30 \text{ m} \approx 11.9 \text{ pulgadas}$$

$$\theta_{y,frame} = 0.65 \cdot \left(\frac{0.00193 \cdot 7 \text{ m}}{0.3 \text{ m}} \right) = 0.029 \quad (\text{Ec. 4.4})$$

$$\mu_{frame,i} = \left(\frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{H_i - H_{i-1}} \right) \cdot \frac{1}{\theta_{yframe}} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Los valores encontrados con esta expresión son tabulados en la tabla 4.1

Tabla 4.1 Demanda de ductilidad de marcos en cada nivel

Nivel	Altura	Desp. de diseño	Ductilidad del marco en cada nivel
N	h_i	Δ_{id}	$\mu_{frame,i}$
[-]	[m]	[m]	[-]
8	30.8	0.061	0.067
7	27.0	0.053	0.067
6	23.2	0.046	0.067
5	19.4	0.038	0.067
4	15.6	0.031	0.067
3	11.8	0.023	0.067
2	8.0	0.016	0.067
1	4.2	0.008	0.067

$$\Sigma = 0.539$$

$$\mu_{frame} = \frac{0.539}{8} = 0.067 \quad (\text{Ec. 4.6})$$

c) Ductilidad del sistema dual

$$\mu_{sys} = \frac{(15.54 \cdot 0.547) + (6.16 \cdot 0.067)}{15.54 + 6.16} = 0.411 \% \quad (\text{Ec. 4.7})$$

4.2 Amortiguamiento viscoso equivalente

La ductilidad del sistema 0.411 es menor que uno. Se establecerá una ductilidad mínima del 5%.

a) Amortiguamiento viscoso de los muros

$$\xi_{wall} = 0.05 \quad (\text{Ec. 4.8})$$

b) Amortiguamiento viscoso de los marcos de acero

$$\xi_{frame} = 0.05 \quad (\text{Ec. 4.9})$$

c) Amortiguación del sistema SDOF equivalente

$$\xi_{sys} = \frac{(15.54 \cdot 0.05) + (6.16 \cdot 0.05)}{15.54 + 6.16} = 0.05 = 5 \% \quad (\text{Ec. 4.10})$$

4.3 Período efectivo inicial de estructura SDOF equivalente

a) Calibración de espectro de deformación de respuesta elástica

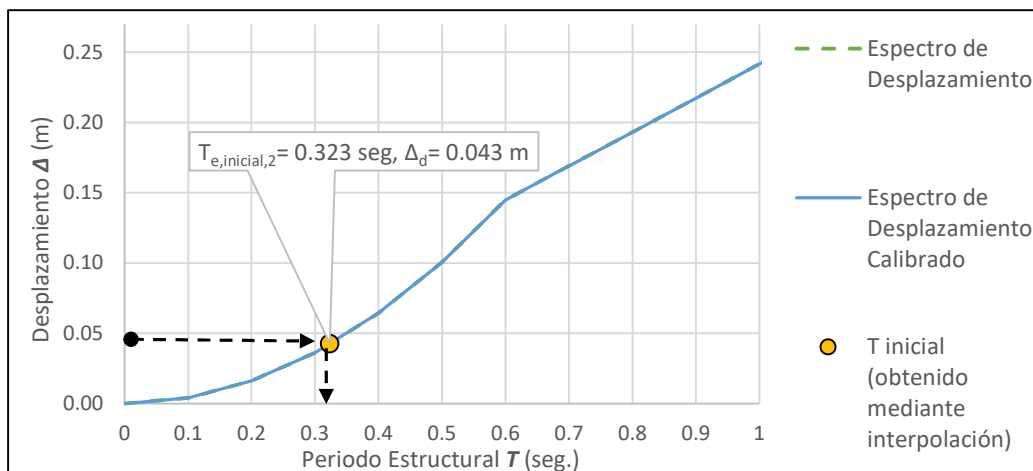
$$R_{\xi} = \sqrt{\frac{0.07}{0.02 + 0.05}} = 1.00 \quad (\text{Ec. 4.12})$$

$$\Delta_{SDOF,C(T)} = \Delta_{SDOF,(T)} \cdot R_{\xi} \quad (\text{Ver figura 4.1}) \quad (\text{Ec. 4.13})$$

b) Período efectivo

$$T_e = 0.323 \text{ seg.}$$

Figura 4.1 Espectros de desplazamientos para el nivel de amortiguamiento calculado



PASO 5: DETERMINACIÓN DEL CORTANTE BASAL Y LA RIGIDEZ INDIVIDUAL DE LOS MIEMBROS

5.1 Rigidez efectiva del sistema

$$K_e = \frac{4 \pi^2 \cdot 202.44 \text{ ton} \cdot \text{seg}^2/\text{m}}{(0.323 \text{ seg})^2} = 76629.82 \text{ ton/m} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

$$= 751.482 \text{ MN/m}$$

5.2 Cortante basal del sistema

$$V_{base} = 76629.82 \text{ ton/m} \cdot 0.043 \text{ m} = 3271.74 \text{ ton} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

$$= 32.085 \text{ MN}$$

Tabla 5.1 Resumen de datos de estructura SDOF equivalente

<i>Parametro</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>	<i>Unidad</i>
Desplazamiento	Δ_d	0.043	[m]
Masa	m_e	1985.92	[ton]
Altura	h_e	21.70	[m]
Demanda de Ductilidad de Muros	μ_{wall}	0.55	[-]
Demanda de Ductilidad de Marcos	μ_{frame}	0.07	[-]
Demanda de Ductilidad del Sistema	μ_{sys}	0.41	[-]
Periodo Efectivo Inicial	$T_{e, inicial}$	0.323	[seg.]
Amortiguamiento de Muros	ξ_{wall}	0.05	[-]
Amortiguamiento de Marcos	ξ_{frame}	0.05	[-]
Amortiguamiento Total del Sistema	ξ_{sys}	0.05	[-]
Rigidez Efectiva	k_e	76629.82	[ton/m]
		751.482	[MN/m]
Cortante Basal Total	V_{base}	3271.74	[ton]
		32.085	MN

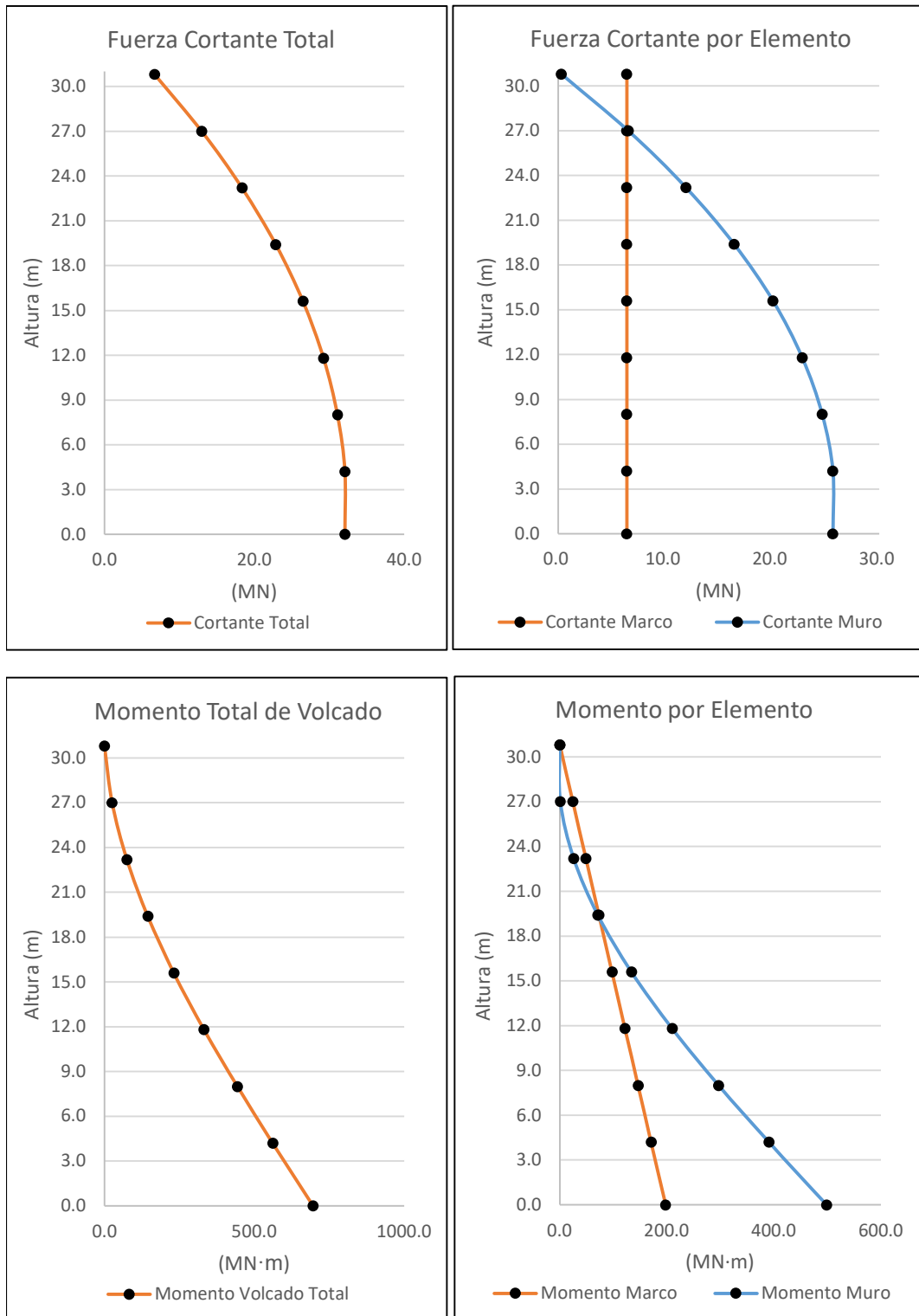
5.3 Esfuerzos presentes en el sistema en cada nivel

Los valores finales de momentos y cortantes son presentados en la tabla 5.2 y en la figura 5.1.

Tabla 5.2 Resistencias desarrolladas en los elementos sismo resistentes

Nivel	Fuerza Cortante Total	Momento Total de Volcado	Paredes		Marcos de Momento	
			Fuerza Cortante	Momento	Fuerza Cortante	Momento
N	$V_{T,i}$	$M_{T,i}$	$V_{wall,i}$	$M_{wall,i}$	$V_{frame,i}$	$M_{i,Frame}$
[-]	[MN]	[MN·m]	[MN]	[MN·m]	[MN]	[MN·m]
8	6.697	0.000	0.280	0.000	6.417	0.000
7	12.971	25.450	6.554	1.066	6.417	24.384
6	18.361	74.739	11.944	25.970	6.417	48.769
5	22.868	144.510	16.451	71.357	6.417	73.153
4	26.493	231.410	20.076	133.872	6.417	97.538
3	29.235	332.083	22.818	210.161	6.417	121.922
2	31.093	443.175	24.676	296.868	6.417	146.307
1	32.085	561.329	25.668	390.638	6.417	170.691
0	32.085	696.085	25.668	498.443	6.417	197.642

Figura 5.1 Diagramas de Esfuerzo Cortante y Momento de Volcado



5.4 Esfuerzos de los muros de concreto

a) Cortante basal

$$\begin{aligned} V_{wall,base} &= 0.8 \cdot 32.085 \text{ MN} &= & 25.668 \text{ MN} & (\text{Ec. 5.3}) \\ & &= & 25667.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Número de muros resistentes en la dirección de análisis = 2

$$\begin{aligned} V_{wall,base} &= 25.668 \text{ MN} / 2 &= & 12.834 \text{ MN} \\ & &= & 12833.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Momento basal

$$\begin{aligned} M_{wall,base} &= 15.54 \cdot 32.085 \text{ MN} &= & 498.443 \text{ MN}\cdot\text{m} & (\text{Ec. 5.4}) \\ & &= & 498443.1 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Dado que el número de muros de corte resistentes en la dirección de análisis es igual a 2 se tiene que:

$$\begin{aligned} M_{wall,base} &= 498.443 \text{ MN} / 2 &= & 249.222 \text{ MN}\cdot\text{m} \\ & &= & 249221.5 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

5.5 Esfuerzos en los marcos de acero

a) Fuerza cortante en los marcos de acero resistentes a momento

$$\begin{aligned} V_{frame} &= 0.2 \cdot 32.085 \text{ MN} &= & 6.417 \text{ MN} & (\text{Ec. 5.5}) \\ & &= & 6417.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Número de marcos resistentes en la dirección de análisis = 5

$$\begin{aligned} V_{frame} &= 6.417 \text{ MN} / 5 &= & 1.283 \text{ MN} \\ & &= & 1283.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Fuerza cortante en columnas exteriores

Número de columnas exteriores presentes en cada marco en la dirección de análisis = 2

Número de columnas interiores presentes en cada marco en la dirección de análisis = 1

$$V_{col,ext} = \frac{1.283 \text{ MN}}{2 + (2 \cdot 1)} = 0.321 \text{ MN} \quad (\text{Ec. 5.8})$$

$$= 320.8 \text{ kN}$$

c) *Fuerza cortante en columnas interiores*

$$V_{col,int} = 0.321 \text{ MN} \cdot 2 = 0.642 \text{ MN} \quad (\text{Ec. 5.6})$$

$$= 641.7 \text{ kN}$$

d) *Momento flector en vigas de niveles intermedios*

$$h_{col} = 3.85 \text{ m}$$

$$n_{bj} = 4$$

$$M_{b,i} = \frac{1.283 \text{ MN} \cdot 3.85 \text{ m}}{4} = 1.235 \text{ MN} \quad (\text{Ec. 5.9})$$

$$= 1235.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

e) *Momento flector en vigas del ultimo nivel*

$$M_{b,i} = 0.5 \cdot 1.235 \text{ MN} = 0.618 \text{ MN}\cdot\text{m}$$

$$= 617.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

f) *Fuerza cortante en vigas de niveles intermedios*

$$V_{B,E} = \frac{2 \cdot 1.235 \text{ MN}}{7 \text{ m}} = 0.353 \text{ MN} \quad (\text{Ec. 5.10})$$

$$= 352.9 \text{ kN}$$

g) *Fuerza cortante en vigas del ultimo nivel*

$$V_{B,E} = \frac{2 \cdot 0.618 \text{ MN}}{7 \text{ m}} = 0.176 \text{ MN}$$

$$= 176.5 \text{ kN}$$

h) *Fuerza axial en columnas exteriores*

$$P_{C,D} = (8-1) \cdot (0.353 \text{ MN}) + (0.176 \text{ MN}) = 2.647 \text{ MN} \quad (\text{Ec. 5.11})$$

$$= 2647.0 \text{ kN}$$

i) *Fuerza axial en columnas interiores*

$$\begin{aligned} P_{C,D} &= (8-1) \cdot (2 \cdot 0.353 \text{ MN}) + (2 \cdot 0.176 \text{ MN}) = 5.294 \text{ MN} & (\text{Ec. 5.12}) \\ &= 5294.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

j) *Momento flector en columnas exteriores*

$$H_{01} = 4.2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{C,B} &= 0.321 \text{ MN} \cdot 4.2 \text{ m} - 0.5 \cdot 1.235 \text{ MN} \cdot \text{m} = 0.730 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ &= 729.9 \text{ kN} \cdot \text{m} & (\text{Ec. 5.13}) \end{aligned}$$

k) *Momento flector en columnas interiores*

$$\begin{aligned} M_{C,B} &= 2 \cdot 0.73 \text{ MN} = 1.460 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ &= 1459.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Tabla 5.3 Resumen de fuerzas equivalentes no mayoradas en los elementos estructurales del marco de acero

Elemento	Fuerza	Posición	Valor	Unidad
Columna	Cortante	Externa	320.8	kN
		Interna	641.7	kN
	Momento	Externa	729.9	kN·m
		Interna	1459.9	kN·m
	Axial	Externa	2647.0	kN
		Interna	5294.0	kN
Viga	Cortante	Techo	176.5	kN
		Intermedia	352.9	kN
	Momento	Techo	617.6	kN·m
		Intermedia	1235.3	kN·m

PASO 6: ADOPCIÓN DE LAS DISPOSICIONES DE DISEÑO POR CAPACIDAD

6.1 Diseño por capacidad de las paredes de concreto reforzado

a) Momento basal

$$\phi^0 = 1.25 \quad (\text{Ver sección 1.1})$$

$$M_{BASE}^0 = 1.25 \cdot 249.222 \text{ MN}\cdot\text{m} = 311.527 \text{ MN}\cdot\text{m} \quad (\text{Ec. 6.1})$$
$$= 311527 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

b) Momento flector en altura media

$$T_i = \frac{0.323 \text{ seg.}}{\sqrt{0.411}} = 0.504 \text{ seg.} \quad (\text{Ec. 6.2})$$

$$C_{1,T} = 0.4 + 0.075 \cdot 0.504 \text{ seg.} \cdot (0.411 - 1) = 0.378 \quad (\text{Ec. 6.3})$$

$$M_{0.5 Hn} = 0.378 \cdot 1.25 \cdot 249.222 \text{ MN} = 117.681 \text{ MN}\cdot\text{m} \quad (\text{Ec. 6.4})$$
$$= 117680.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

c) Fuerza cortante basal

$$C_{2,T} = 0.4 + 0.2 \cdot (0.504 - 0.5) = 0.401 \quad (\text{Ec. 6.5})$$

$$\omega_V = 1 + \frac{0.411}{1.25} \cdot (0.401) = 1.132 \quad (\text{Ec. 6.6})$$

$$V_{Base}^0 = 1.25 \cdot 1.132 \cdot 12.834 \text{ MN} = 18.157 \text{ MN} \quad (\text{Ec. 6.7})$$
$$= 18156.7 \text{ kN}$$

d) Fuerza cortante a la altura del ultimo nivel

$$V_n^0 = 0.4 \cdot 18.157 \text{ MN} = 7.263 \text{ MN} \quad (\text{Ec. 6.8})$$
$$= 7262.7 \text{ kN}$$

Tabla 6.1 Resumen de fuerzas de diseño para cada muro de concreto reforzado

N	h_i	Momento de diseño		Cortante de diseño	
		Cantidad	Símbolo	Cantidad	Símbolo
[-]	[m]	[MN·m]	[-]	[MN]	[-]
8	30.8	0	-	7.263	V_n^0
h/2	15.4	117.681	$M_{0.5 Hn}$	-	-
0	0.0	311.527	M_{BASE}^0	18.157	V_{Base}^0

Tabla 6.2 Resumen de fuerzas desarrolladas por los muros de concreto reforzado obtenidas en el diseño por capacidad.

N	h_i	Momento de diseño		Cortante de diseño	
		Cantidad	Símbolo	Cantidad	Símbolo
[-]	[m]	[MN·m]	[-]	[MN]	[-]
8	30.8	0	-	14.525	V_n^0
h/2	15.4	235.361	$M_{0.5 Hn}$	-	-
0	0.0	623.054	M_{BASE}^0	36.313	V_{Base}^0

La tabla 6.2 resume las fuerzas desarrolladas por la totalidad de muros presentes en el sistema en la dirección de análisis, que para este sentido son 2. Por esta razón los valores de momentos y cortantes de diseño por capacidad expuestos en esta tabla se obtuvieron mediante multiplicación de los datos expuestos en la tabla 6.1 por 2 .

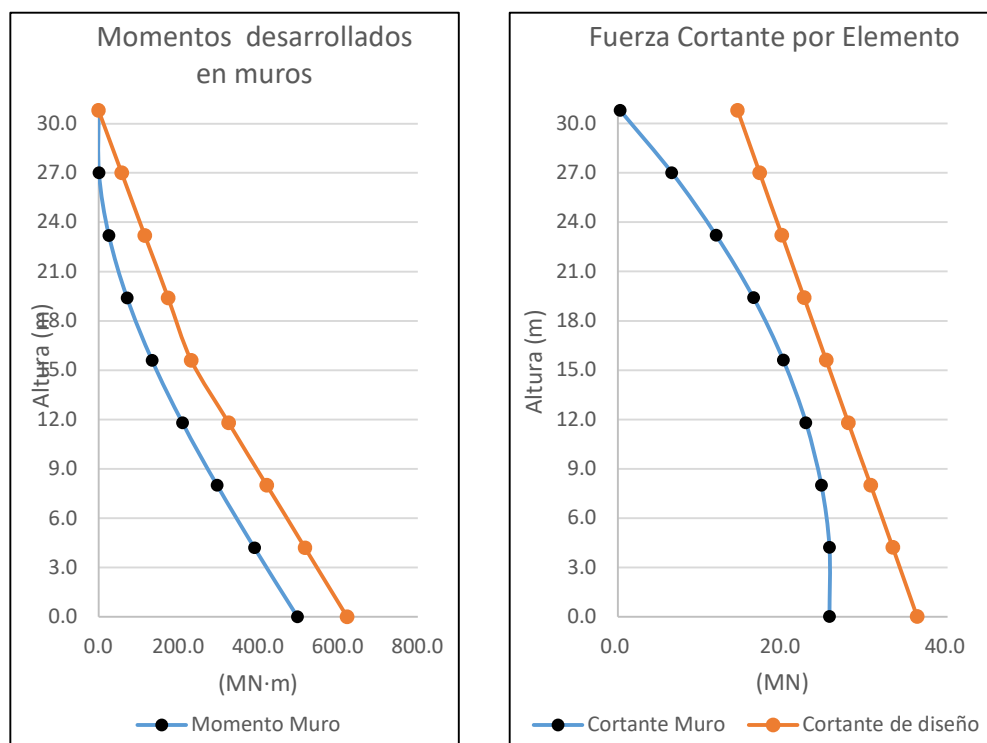
Tabla 6.3 Momentos flectores de diseño por capacidad del muro de concreto reforzado

N	h_i	$M_{wall,i}$	$\phi^0 \cdot M_{wall,i}$	$DC_M_{wall,i}$
[-]	[m]	[MN·m]	[MN·m]	[MN·m]
8	30.8	0.000	0.000	0.000
7	27.0	1.066	1.332	58.076
6	23.2	25.970	32.462	116.152
5	19.4	71.357	89.196	174.228
4	15.6	133.872	167.341	232.304
3	11.8	210.161	262.701	325.990
2	8.0	296.868	371.085	421.655
1	4.2	390.638	488.298	517.319
0	0.0	498.443	623.054	623.054

Tabla 6.4 Fuerzas cortantes de diseño por capacidad del muro de concreto reforzado

N	h_i	$V_{wall,i}$	$\phi^0 \cdot V_{wall,i}$	$DC_V_{wall,i}$
$[-]$	$[m]$	$[MN]$	$[MN]$	$[MN]$
8	30.8	0.280	0.351	14.525
7	27.0	6.554	8.192	17.213
6	23.2	11.944	14.930	19.902
5	19.4	16.451	20.564	22.590
4	15.6	20.076	25.095	25.278
3	11.8	22.818	28.522	27.966
2	8.0	24.676	30.845	30.654
1	4.2	25.668	32.085	33.342
0	0.0	25.668	32.085	36.313

Figura 6.1 Esfuerzos cortantes y momentos calculados mediante diseño por capacidad



6.2 Diseño por capacidad de los marcos de acero

a) *Momento flector en vigas de niveles intermedios*

$$\begin{aligned} M_{B,D} &= 1.25 \cdot 1.235 \text{ MN}\cdot\text{m} &= & 1.544 \text{ MN}\cdot\text{m} & (\text{Ec. 6.9}) \\ & &= & 1544.1 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

b) *Momento flector en vigas del ultimo nivel*

$$\begin{aligned} M_{B,D} &= 1.25 \cdot 0.618 \text{ MN}\cdot\text{m} &= & 0.772 \text{ MN}\cdot\text{m} \\ & &= & 772.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

c) *Momento flector en columnas exteriores*

$$\begin{aligned} M_{C,D} &= 1.3 \cdot 1.25 \cdot 0.73 \text{ MN}\cdot\text{m} &= & 1.186 \text{ MN}\cdot\text{m} & (\text{Ec. 6.10}) \\ & &= & 1186.1 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

d) *Momento flector en columnas interiores*

$$\begin{aligned} M_{C,D} &= 1.3 \cdot 1.25 \cdot 1.46 \text{ MN}\cdot\text{m} &= & 2.372 \text{ MN}\cdot\text{m} \\ & &= & 2372.3 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

e) *Fuerza cortante en vigas de niveles intermedios*

$$\begin{aligned} V_{B,D} &= 1.3 \cdot 1.25 \cdot 0.353 \text{ MN} &= & 0.574 \text{ MN} & (\text{Ec. 6.11}) \\ & &= & 573.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

f) *Fuerza cortante en vigas del ultimo nivel*

$$\begin{aligned} V_{B,D} &= 1.3 \cdot 1.25 \cdot 0.176 \text{ MN} &= & 0.287 \text{ MN} \\ & &= & 286.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

g) *Fuerza cortante en columnas exteriores*

$$\begin{aligned} V_{C,D} &= 1.3 \cdot 1.25 \cdot 0.321 \text{ MN} &= & 0.521 \text{ MN} & (\text{Ec. 6.12}) \\ & &= & 521.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

h) *Fuerza cortante en columnas interiores*

$$\begin{aligned} V_{C,D} &= 1.3 \cdot 1.25 \cdot 0.642 \text{ MN} &= & 1.043 \text{ MN} \\ & &= & 1042.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

i) *Fuerza axial en columnas exteriores*

$$P_{C,D} = (8-1) \cdot (0.574 \text{ MN}) + (0.287 \text{ MN}) = 4.301 \text{ MN} \quad (\text{Ec. 6.13})$$

$$= 4301.4 \text{ kN}$$

j) *Fuerza axial en columnas interiores*

$$P_{C,D} = (8-1) \cdot (2 \cdot 0.574 \text{ MN}) + (2 \cdot 0.287 \text{ MN}) = 8.603 \text{ MN} \quad (\text{Ec. 6.14})$$

$$= 8602.7 \text{ kN}$$

Tabla 6.4 Resumen de fuerzas de diseño de los elementos estructurales del marco de acero

Elemento	Fuerza	Posición	Valor	Unidad
Columna	Cortante	Externa	521.4	kN
		Interna	1042.8	kN
	Momento	Externa	1186.1	kN·m
		Interna	2372.3	kN·m
	Axial	Externa	4301.4	kN
		Interna	8602.7	kN
Viga	Cortante	Techo	286.8	kN
		Intermedia	573.5	kN
	Momento	Techo	772.0	kN·m
		Intermedia	1544.1	kN·m

Tabla 6.5 Resumen de fuerzas de diseño de los elementos estructurales del marco de acero (Análisis en dirección Transversal)

Elemento	Fuerza	Posición	Valor	Unidad
Columna	Cortante	Externa	651.7	kN
		Interna	1303.4	kN
	Momento	Externa	1482.7	kN·m
		Interna	2965.3	kN·m
	Axial	Externa	5376.7	kN
		Interna	10753.4	kN
Viga	Cortante	Techo	358.4	kN
		Intermedia	716.9	kN
	Momento	Techo	965.0	kN·m
		Intermedia	1930.1	kN·m

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DE CONCRETO

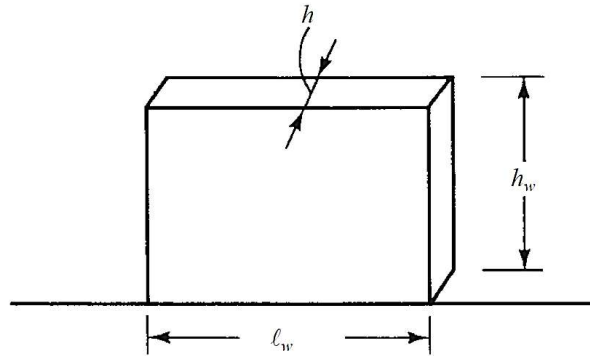
A continuación se presenta a manera de resumen, con el fin de hacer sencillo el proceso de diseño, los datos del muro necesarios para el diseño.

Materiales:

$$\begin{aligned} f'_c &= 42 \text{ Mpa} \\ f_y &= 420 \text{ Mpa} \\ E &= 200 \text{ Gpa} \end{aligned}$$

Geometria:

$$\begin{aligned} \ell_w &= 8000 \text{ mm} \\ h_w &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$



Fuerzas:

$$\begin{aligned} V_u &= 18,156.7 \text{ kN} \\ &18156695.1 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 311,526.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &311526908.5 \text{ kN} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

Anticipandose al proceso de diseño es necesario puntualizar que según las [tablas 19.2.4.2](#) y [21.2.1](#) se estable que:

$$\begin{aligned} \lambda &= 1 && \text{(por tratarse de un concreto de peso normal)} \\ \phi &= 0.75 && \text{(para cortantes)} \\ \phi &= 0.90 && \text{(para momentos, controlado por la tensión)} \end{aligned}$$

1. ¿Es satisfactorio el espesor del muro?

En la [tabla 11.3.1.1](#) del ACI para los muros portantes se recomienda que el espesor del muro no sea menor que el mayor de los valores siguientes:

$$100 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{25} h_w \text{ ó } \frac{1}{25} \ell_w \text{ (el menor)} = 168 \text{ mm}$$

(La altura es la menor dimensión en el muro.)

Se elige que: $h = 750 \text{ mm}$ (Aprox. 21.7 pulg.)

$$\phi V_n = \phi 0.83 \sqrt{f'_c} h d \quad (\text{Ec. 11.5.4.3, ACI})$$

$$d = 0.8 \ell_w = 6400 \text{ mm}$$

$$V_n = 19364.5 \text{ kN} > 18156.7 \text{ kN}$$

Sí, es satisfactorio.

2. Cortante nominal aportado por el concreto

Se tomara en cuenta el aporte de resistencia del peso propio del muro (concreto de peso normal con una densidad de 2400 kg/m³).

$$N_u = 4,349.4 \text{ kN}$$

Utilizar el menor de los dos valores siguientes:

$$V_c = 0.27 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 \ell_w} \quad (\text{Tabla 11.5.4.6 (d), ACI})$$

$$V_c = 10055.96 \text{ kN}$$

$$V_c = \left[0.05 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.1 \lambda \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{\ell_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] h d \quad (\text{Tabla 11.5.4.6 (e), ACI})$$

$$V_c = 3869.87 \text{ kN}$$

La segunda expresión es la del menor valor. Entonces:

$$V_c = 3869.87 \text{ kN}$$

3. ¿Es necesario refuerzo horizontal por cortante?

$$\frac{\phi V_c}{2} = 1,451.20 \text{ kN} < 18156.7 \text{ kN} \quad (\text{Sección 11.6.2, ACI})$$

Sí, es necesario.

4. Selección del refuerzo horizontal por cortante

El ACI en la [sección 11.7.2.3](#) establece el número de capas de varillas horizontales que debería utilizarse.

El número de capas serán: 2

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad (\text{Ec. 11.5.4.4, ACI})$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \therefore \quad (\text{Ec. 11.5.4.8, ACI})$$

$$V_u = \phi V_c + \phi \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} \therefore S = A_v \frac{\phi f_y d}{V_u - \phi V_c} = A_v \cdot 0.264$$

Se calculará la separación **S** entre los estribos horizontales probando con dos varillas de diferente area transversal.

$$\text{con barras \# 32 : } S = 21.6 \text{ cm}$$

$$\text{con barras \# 43 : } S = 38.4 \text{ cm}$$

Pruebese con barras # 43 (diametro= 4.3 cm y area= 14.52 cm²).

Separación máxima entre estribos horizontales según [sección 11.7.3.1](#) del

$$\frac{\ell_w}{5} = 160 \text{ cm}$$

$$3h = 225 \text{ cm}$$

$$450 \text{ mm} = 45 \text{ cm}$$

Pruebese con una separación de 35 cm (Aprox = 13.8 pulgadas.)

$$\rho_t = 0.0111$$

que debe ser mayor que el valor mínimo de ρ_t de 0.0025 permitida por el código en la [tabla 11.6.2](#) y la [sección 11.6.2.\(b\)](#).

Usar 2 barras # 43 con una separación de 35 cm en ambas caras.

5. Diseño del refuerzo vertical por cortante

El ACI en la [sección 11.6.2](#) dice que la cuantía horizontal debe ser el mayor valor entre el valor calculado mediante la [ecuación \(11.6.2\)](#) y 0.0025.

$$\rho_\ell = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_t - 0.0025) \quad (\text{Ec. 11.6.2, ACI})$$

$$\rho_\ell = 0.010956 > 0.0025$$

Entonces: $\rho_\ell = 0.010956$

Se calculará la separación **S** entre las barras verticales probando con dos varillas de diferente area transversal.

con barras # 32 $S = 19.9 \text{ cm}$

con barras # 36 $S = 24.5 \text{ cm}$

Pruebese con barras # 36 (diametro= 3.58 cm y area= 10.06 cm²).

Separación máxima entre barras horizontales según [sección 11.7.2.1](#) del ACI

$$\frac{\ell_w}{3} = 266.7 \text{ cm}$$

$$3h = 225 \text{ cm}$$

$$450 \text{ mm} = 45 \text{ cm}$$

Pruebese con una separación de **23 cm** (Aprox = 9.1 pulgadas.)

Usar 2 barras # 36 con una separación de 23 cm en ambas caras.

6. Diseño del refuerzo vertical por flexión

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = 11267.6 \text{ kN/m}^2$$

donde b es el espesor del muro.

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = 0.033383$$

$$A_s = \rho b d = 1602.4 \text{ cm}^2$$

El número de barras aproximado para cumplir con el área de acero es de:

111 barras #43 (Area total = 1611.72 cm²)

63 barras #57 (Area total = 1626.03 cm²)

Se verificará la resistencia al momento haciendo un analisis de compatibilidad de deformaciones.

El valor de β_1 se escoge teniendo en cuenta las propiedades mecánicas del concreto según la [tabla. 22.2.2.4.3](#).

$$17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \quad 0.85 = 0.85 \quad (\text{a})$$

$$28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \quad 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7} = 0.75 \quad (\text{b})$$

$$f'_c \geq 55 \text{ MPa} \quad 0.65 = 0.65 \quad (\text{c})$$

Por eso se tiene que $\beta_1 = 0.75$

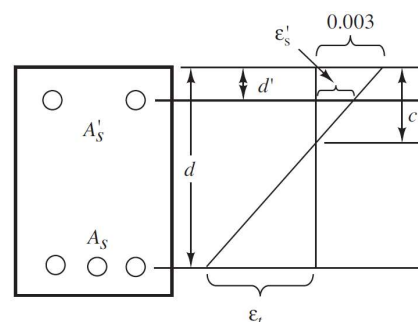
7. Compatibilidad de deformaciones: Analisis estatico equivalente lineal por el *metodo T y C* para encontrar profundidad del eje neutro

a) Calculo de fuerzas mayoradas y propuesta inicial de "**c**"

$$P_u = \frac{\frac{M_u}{\ell_w}}{\phi} = \begin{matrix} 43,267.63 \text{ kN} \\ 4412.07 \text{ ton} \end{matrix}$$

$$\overline{M}_u = \frac{M_u}{\phi} = 346141009.4 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

utilizar $c = 1975.363 \text{ mm}$



b) Deformacion unitaria del acero a traccion

$$d_2 = 7625 \text{ mm} \quad (\text{Se asume seccion cuadrada})$$

$$\frac{\varepsilon_u}{c} = \frac{\varepsilon_t}{c - d_2} \therefore \varepsilon_t = -0.0086$$

$$f_{st} = E \cdot \varepsilon_t = -1716.03 \text{ Mpa} \quad f_{st} > f_y$$

$$\therefore f_{st} = -420 \text{ Mpa}$$

c) Deformacion unitaria del acero a traccion

$$d_1 = 375 \text{ mm} \quad (\text{Se asume seccion cuadrada})$$

$$\frac{\varepsilon_u}{c} = \frac{\varepsilon_c}{c - d_1} \therefore \varepsilon_c = 0.00243$$

$$f_{sc} = E \cdot \varepsilon_c = 486.10 \text{ Mpa} \quad f_{sc} > f_y$$

$$\therefore f_{sc} = 420 \text{ Mpa}$$

d) Brazos de palanca

$$a = \beta_1 \cdot c = 1481.522 \text{ mm}$$

$$X_c = \frac{\ell_w}{2} - \frac{a}{2} = 3259.2 \text{ mm}$$

$$X' = \frac{\ell_w}{2} - d_1 = 3625.0 \text{ mm}$$

$$X = \frac{\ell_w}{2} - d_2 = -3625.0 \text{ mm}$$

e) Fuerza a compresion en el concreto

$$k = 0.85 \cdot f'_c \cdot h = 26775 \text{ N/mm}$$

$$c_c = k \cdot a = 39.66776 \text{ mN}$$

f) Calculo del area de acero longitudinal de los elementos de borde a partir de la ecuacion de suma de momentos

$$\overline{M}_u = c_c \cdot X_c + f_{sc} \cdot A'_s \cdot X' + f_{st} \cdot A_s \cdot X$$

Asumiendo $A'_s = A_s$ despejamos A_s

$$A_s = \frac{\overline{M}_u - c_c \cdot X_c}{f_{sc} \cdot X' + f_{st} \cdot X} = \frac{71217}{712.2} \text{ mm}^2 = 712.2 \text{ cm}^2$$

g) Comprobacion de la profundidad del eje neutro del bloque equivalente

Si $\frac{P_u}{\phi} \approx P_{u \text{ calc}}$ entonces se habra encontrado la profundidad del eje neutro

$$P_{u \text{ calc}} = c_c + f_{sc} \cdot A_s + f_{st} \cdot A_s = 44374.95 \text{ kN} \\ 4524.985 \text{ ton}$$

8. ¿Se requiere elementos de borde?

Según el ACI 318-14 en la seccion 18.10.6.2 la relacion $\frac{\delta_u}{h_w}$ no puede ser menor que 0.005, entonces:

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \theta = 0.001968 < 0.005 \text{ entonces : } \frac{\delta_u}{h_w} = 0.005$$

$$c \geq \frac{\ell_w}{600 \left(1.5 \frac{\delta_u}{h_w} \right)} = 1777.78 \text{ mm}$$

Dado que 1777.78mm es menor que $c = 1975.36\text{mm}$ si se requieren elementos de borde.

Los elementos de borde seran diseñados de acuerdo a los parametros establecidos en el ACI 318-14 en 18.10.6 y presentados en los dibujos adjuntos en el documento.

DISEÑO DE LOS MIEMBROS DE ACERO ESTRUCTURAL

Columna interna

Los datos de la geometría, materiales y fuerzas de diseño de la columna interna de los marcos resistentes a momento se presentan a continuación:

$$L = \begin{array}{l} 4.20 \text{ m} \\ 13.78 \text{ ft} \end{array} \quad (\text{Igual a la altura del primer piso})$$

$$L_b = \begin{array}{l} 4.20 \text{ m} \\ 13.78 \text{ ft} \end{array} \quad (\text{No existe ningun elemento de arriostre en ninguna de las caras de las columnas})$$

De la tabla D-4(pág. 2-48) del manual del AISC las propiedades del material s

$$\begin{array}{l} f_y = 50 \text{ ksi} \\ f_u = 65 \text{ ksi} \\ E = 29000 \text{ ksi} \end{array}$$

Las fuerzas de diseño para la columna interior son:

$$\begin{array}{llll} P_u = 8602.7 \text{ KN} & = & 1934.0 \text{ kips} \\ V_u = 1042.8 \text{ KN} & = & 234.4 \text{ kips} \\ M_u = 2372.3 \text{ KN} \cdot \text{m} & = & 1750.3 \text{ kip} \cdot \text{ft.} & = & 21003.9 \text{ kip} \cdot \text{in.} \end{array}$$

Se propone una sección de prueba a partir del modulo de sección

$$S = \frac{M_u}{\sigma_{adm}} = 420.1 \text{ in.}^3$$

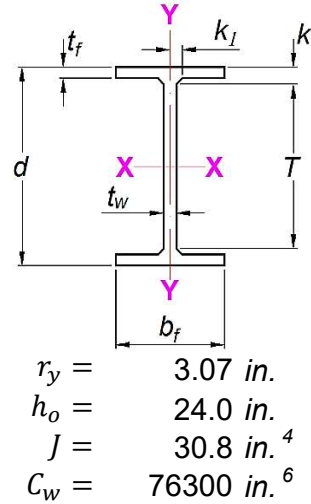
En el catalogo de secciones de perfiles del AISC se encuentran las siguientes perfiles metalicos W con modulos de sección plástica mayores o iguales al encontrado:

Perfil	S_x [in. ³]	Perfil	S_x [in. ³]
W12X305	435	W27X161	458
W30X148	436	W14X283	459
W36X135	439	W21X201	461
W33X141	448	W18X234	466
W24X176	450	W12X336	483

Se probará la sección **W24X192**

De la tabla 1-1 del manual del AISC las propiedades geometricas del perfil W24X192 son:

$$\begin{aligned}
 A &= 56.3 \text{ in.}^2 \\
 d &= 25.5 \text{ in.} \\
 t_w &= 0.81 \text{ in.} \\
 b_f &= 13 \text{ in.} \\
 t_f &= 1.46 \text{ in.} \\
 k_{des} &= 1.96 \text{ in.} \\
 b_f/2t_f &= 4.43 \\
 h/t_w &= 26.6 \\
 I_x &= 6260 \text{ in.}^4 \\
 S_x &= 491 \text{ in.}^3 \\
 r_x &= 10.5 \text{ in.} \\
 Z_x &= 559 \text{ in.}^3 \\
 I_y &= 530 \text{ in.}^4
 \end{aligned}$$



Compacidad de la sección (Tabla B4.1b AISC 360-10)

Patin

Alma

$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.55$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$4.43 < 9.15$$

$$26.6 < 90.55$$

Cumple

Cumple

La sección es compacta.

Ductilidad de la sección (Tabla D1.1 AISC 341-10)

Patin

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.22$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} < 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$4.43 < 7.22 \quad \text{Cumple}$$

Alma

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{P_u}{0.09 F_y A_g} = 0.763$$

$$\text{Para } C_a \leq 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93 C_a) = 17.1$$

$$\text{Para } C_a > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$40.2 \geq 35.9$$

$$C_a > 0.125, \text{ entonces: } \lambda_{hd} = 40.2$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{hd}$$

$$26.6 < 40.2 \quad \text{Cumple}$$

La sección cumple con los requerimientos de alta ductilidad.

Factor de longitud efectiva (Sección C3, AISC 360-10)

$$\begin{array}{ll} K_x = 1.0 & K_x L_x = 13.8 \text{ ft} \\ K_y = 1.0 & K_y L_y = 13.8 \text{ ft} \end{array}$$

Resistencia disponible a la compresión

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = 15.7$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = 53.9$$

Gobierna

$$\frac{KL}{r} = 53.86$$

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 98.67 \text{ ksi} \quad (\text{Ec. E3-4, AISC 360-10})$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = 40.44 \text{ ksi} \quad (\text{Ec. E3-2, AISC 360-10})$$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0.877 F_y = 43.85 \text{ ksi} \quad (\text{Ec. E3-3, AISC 360-10})$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.43$$

53.86 < 113.43 Entonces:

$$F_{cr} = 40.44 \text{ ksi}$$

$$\phi_c = 0.90 \quad (\text{E1, AISC 360-10})$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 2049.3 \text{ kips} \quad (\text{Ec. E3-1, AISC 360-10})$$

2049.3 kips > 1934 kips

La sección es satisfactoria.

Resistencia disponible a la flexión

Usando la tabla 3-2 del Manual del AISC(pág. 3-23), se determina para la W24X192 donde el estado limite de pandeo torcional lateral aplica para la resistencia a la flexión.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 130.1 \text{ in.} \quad (\text{Ec. F2-5, AISC 360-10})$$

$$= 10.8 \text{ ft}$$

$$c = 1.0 \quad (\text{Ec. F2-8a, AISC 360-10})$$

(sección W doblemente simétrica)

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 13.0 \quad (\text{Ec. F2-7, AISC 360-10})$$

$$r_{ts} = 3.6$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = 483.3 \text{ in.}$$

$$= 40.3 \text{ ft} \quad (\text{Ec. F2-6, AISC 360-10})$$

a) Cuando $L_b \leq L_p$

El estado limite de pandeo por torsion lateral no aplica.

$$M_p = F_y Z_x = 27950 \text{ kip}\cdot\text{in.}$$

$$= 2329.2 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 27950 \text{ kip}\cdot\text{in.} \quad (\text{Ec. F2-1, AISC 360-10})$$

$$= 2329.2 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{\max} = 1.000 M$$

$$M_A = 0.500 M \quad M_B = 0.000 M \quad M_C = 0.500 M$$

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 2.3 \quad (\text{Ec. F1-1, AISC 360-10})$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 61082.1 \text{ kip}\cdot\text{in.}$$

$$= 5090.2 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

(Ec. F2-2, AISC 360-10)

Teniendo en cuenta que M_n no puede ser mayor que M_p , tal como lo dicta AISC 360-10 en la ecuación F2-2, se tiene como resultado final que

$$M_n = 2329.167 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

c) Cuando $L_b > L_r$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} = 368.5 \text{ ksi} \quad (\text{Ec. F2-4, AISC 360-10})$$

$$M_n = F_{cr} S_x = 180943.8 \text{ kip}\cdot\text{in.} \quad (\text{Ec. F2-3, AISC 360-10})$$

$$= 15078.7 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_n \leq M_p$$

$$15078.7 \text{ kip}\cdot\text{ft} > 2329.2 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\text{Entonces: } M_n = 2329.167 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

Dado que $L_p < L_b < L_r$ nos encontramos en el caso del inciso b. Los demás incisos son innecesarios y se descartan. Entonces:

$$M_n = 2329.167 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{F1(1), AISC 360-10})$$

$$M_{cx} = \phi_b M_n = 2096.3 \text{ kip}\cdot\text{ft} > 1750.3 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

La sección es satisfactoria.

Combinación de cargas

Se verificará la interacción entre compresión y flexión usando la especificación AISC, sección H.1.1, con las cargas actuantes en el elemento.

$$\frac{P_r}{P_c} = 0.94$$

a) Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

b) Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$0.70 < 1.0$$

$$0.39 < 1.0$$

Dado que la relación $P_r/P_c = 0.94 > 0.2$, se usa la condición del inciso a.

Cumple

Verificación del cortante

Usando la tabla 3-2 del Manual del AISC(pág. 3-19), se obtiene que para la columna W24X192 :

$$\phi V_n = 620 \text{ kips} > 234.4 \text{ kips}$$

La sección es satisfactoria.

Columna externa

Los datos de la geometría, materiales y fuerzas de diseño de la columna externa de los marcos resistentes a momento se presentan a continuación:

$$L = \begin{matrix} 4.20 \text{ m} \\ 13.78 \text{ ft} \end{matrix} \quad (\text{Igual a la altura del primer piso})$$

$$L_b = \begin{matrix} 4.20 \text{ m} \\ 13.78 \text{ ft} \end{matrix} \quad (\text{No existe ningun elemento de arriostre en ninguna de las caras de las columnas})$$

De la tabla D-4(pág. 2-48) del manual del AISC las propiedades del material s

$$\begin{aligned} f_y &= 50 \text{ ksi} \\ f_u &= 65 \text{ ksi} \\ E &= 29000 \text{ ksi} \end{aligned}$$

Las fuerzas de diseño para la columna interior son:

$$\begin{aligned} P_u &= 4301.4 \text{ KN} &= 967.0 \text{ kips} \\ V_u &= 521.4 \text{ KN} &= 117.2 \text{ kips} \\ M_u &= 1186.1 \text{ KN} \cdot \text{m} &= 875.2 \text{ kip} \cdot \text{ft.} = 10502.0 \text{ kip} \cdot \text{in.} \end{aligned}$$

Se propone una sección de prueba a partir del modulo de sección

$$S = \frac{M_u}{\sigma_{adm}} = 210.0 \text{ in.}^3$$

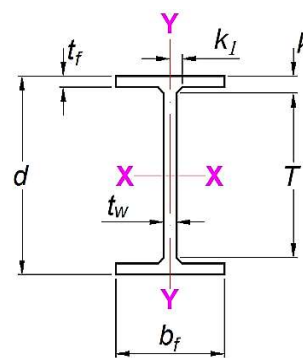
En el catalogo de secciones de perfiles del AISC se encuentran las siguientes perfiles metalicos W con modulos de sección plástica mayores o iguales al encontrado:

Perfil	S_x [in. ³]	Perfil	S_x [in. ³]
W27X84	213	W12X170	235
W24X94	222	W27X94	243
W21X101	227	W24X103	245
W18X119	231	W30X90	245
W14X145	232	W21X111	249

Se probará la sección **W14X145**

De la tabla 1-1 del manual del AISC las propiedades geometricas del perfil W14X145 son:

$$\begin{aligned} A &= 42.7 \text{ in.}^2 \\ d &= 14.8 \text{ in.} \\ t_w &= 0.68 \text{ in.} \\ b_f &= 15.5 \text{ in.} \\ t_f &= 1.09 \text{ in.} \\ k_{des} &= 1.69 \text{ in.} \\ b_f/2t_f &= 7.11 \\ h/t_w &= 16.8 \\ I_x &= 1710 \text{ in.}^4 \\ S_x &= 232 \text{ in.}^3 \\ r_x &= 6.33 \text{ in.} \\ Z_x &= 260 \text{ in.}^3 \\ I_y &= 677 \text{ in.}^4 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} r_y &= 3.98 \text{ in.} \\ h_o &= 13.7 \text{ in.} \\ J &= 15.2 \text{ in.}^4 \\ C_w &= 31700 \text{ in.}^6 \end{aligned}$$

Compacidad de la sección (Tabla B4.1b AISC 360-10)

Patin

$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$7.11 < 9.15$$

Cumple

Alma

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.55$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$16.8 < 90.55$$

Cumple

La sección es compacta.

Ductilidad de la sección (Tabla D1.1 AISC 341-10)

Patin

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.22$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} < 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$7.11 < 7.22$$

Cumple

Alma

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{P_u}{0.90 F_y A_g} = 0.503$$

Para $C_a \leq 0.125$ $\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93C_a) = 31.4$	Para $C_a > 0.125$ $\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ $45.0 \geq 35.9$
--	--

$C_a > 0.125$, entonces: $\lambda_{hd} = 45.0$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{hd}$$

$16.8 < 45$ Cumple

La sección cumple con los requerimientos de alta ductilidad.

Factor de longitud efectiva ([Sección C3, AISC 360-10](#))

$K_x = 1.0$	$K_x L_x = 13.8 \text{ ft}$
$K_y = 1.0$	$K_y L_y = 13.8 \text{ ft}$

Resistencia disponible a la compresión

$\frac{K_x L_x}{r_x} = 26.1$	$\frac{K_y L_y}{r_y} = 41.5$
------------------------------	------------------------------

Gobierna

$$\frac{KL}{r} = 41.55$$

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 165.79 \text{ ksi} \quad (\text{Ec. E3-4, AISC 360-10})$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = 44.07 \text{ ksi} \quad (\text{Ec. E3-2, AISC 360-10})$$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0.877F_y = 43.85 \text{ ksi} \quad (\text{Ec. E3-3, AISC 360-10})$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.43$$

$$41.55 < 113.43 \quad \text{Entonces:}$$

$$F_{cr} = 44.07 \text{ ksi}$$

$$\phi_c = 0.90 \quad (\text{E1, AISC 360-10})$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 1693.63 \text{ kips} \quad (\text{Ec. E3-1, AISC 360-10})$$

$$1693.63 \text{ kips} > 967 \text{ kips}$$

La sección es satisfactoria.

Resistencia disponible a la flexión

Usando la tabla 3-2 del Manual del AISC(pág. 3-23), se determina para la W14X145 donde el estado limite de pandeo torcional lateral aplica para la resistencia a la flexión.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 168.7 \text{ in.} \quad (\text{Ec. F2-5, AISC 360-10})$$

$$= 14.1 \text{ ft}$$

$$c = 1.0 \quad (\text{Ec. F2-8a, AISC 360-10})$$

(sección W doblemente simétrica)

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 20.0 \quad (\text{Ec. F2-7, AISC 360-10})$$

$$r_{ts} = 4.5$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.76F_y}{E}\right)^2}} = \begin{matrix} 745.2 \text{ in.} \\ 62.1 \text{ ft} \end{matrix}$$

(Ec. F2-6, AISC 360-10)

a) Cuando $L_b \leq L_p$

El estado limite de pandeo por torsion lateral no aplica.

$$M_p = F_y Z_x = 13000 \text{ kip}\cdot\text{in.}$$

$$= 1083.3 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 13000 \text{ kip}\cdot\text{in.} \quad (\text{Ec. F2-1, AISC 360-10})$$

$$= 1083.3 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{\max} = 1.000 M$$

$$M_A = 0.500 M \quad M_B = 0.000 M \quad M_C = 0.500 M$$

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 2.3 \quad (\text{Ec. F1-1, AISC 360-10})$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 29609.8 \text{ kip}\cdot\text{in.}$$

$$= 2467.5 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

(Ec. F2-2, AISC 360-10)

Teniendo en cuenta que M_n no puede ser mayor que M_p , tal como lo dicta AISC 360-10 en la ecuación F2-2, se tiene como resultado final que

$$M_n = 1083.333 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

c) Cuando $L_b > L_r$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 583.9 \text{ ksi} \quad (\text{Ec. F2-4, AISC 360-10})$$

$$M_n = F_{cr} S_x = 135468.7 \text{ kip}\cdot\text{in.} \quad (\text{Ec. F2-3, AISC 360-10})$$

$$= 11289.1 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_n \leq M_p$$

$$11289.1 \text{ kip}\cdot\text{ft} > 1083.3 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

Entonces: $M_n = 1083.333 \text{ kip}\cdot\text{ft}$

Dado que $L_p > L_b < L_r$ nos encontramos en el caso del inciso a. Los demás incisos son innecesarios y se descartan. Entonces:

$$M_n = 1083.333 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{F1(1), AISC 360-10})$$

$$M_{cx} = \phi_b M_n = 975.0 \text{ kip}\cdot\text{ft} > 875.2 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

La sección es satisfactoria.

Combinación de cargas

Se verificará la interacción entre compresión y flexión usando la especificación AISC, sección H.1.1, con las cargas actuantes en el elemento.

$$\frac{P_r}{P_c} = 0.57$$

a) Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

b) Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$0.46 < 1.0$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$0.26 < 1.0$$

Dado que la relación $P_r/P_c = 0.57 > 0.2$, se usa la condición del inciso a.

Cumple

Verificación del cortante

Usando la tabla 3-2 del Manual del AISC(pág. 3-19), se obtiene que para la columna W14X145 :

$$\phi V_n = 506 \text{ kips} > 117.2 \text{ kips}$$

La sección es satisfactoria.

Viga de techo

Los datos de la geometría, materiales y fuerzas de diseño de la viga de techo se presentan a continuación:

$$L = \begin{array}{l} 7.00 \text{ m} \\ 22.97 \text{ ft} \end{array}$$

$$L_b = \begin{array}{l} 1.75 \text{ m} \\ 5.74 \text{ ft} \end{array}$$

De la tabla D-4(pág. 2-48) del manual del AISC las propiedades del material

$$\begin{array}{l} f_y = 50 \text{ ksi} \\ f_u = 65 \text{ ksi} \\ E = 29000 \text{ ksi} \end{array}$$

Las fuerzas de diseño para la columna interior son:

$$\begin{array}{lclclcl} V_u = 286.8 \text{ KN} & = & 64.5 \text{ kip} \\ M_u = 772.0 \text{ KN}\cdot\text{m} & = & 569.6 \text{ kip}\cdot\text{ft.} & = & 6835.6 \text{ kip}\cdot\text{in.} \end{array}$$

Se propone una sección de prueba a partir del modulo de sección

$$S = \frac{M_u}{\sigma_{adm}} = 136.7 \text{ in.}^3$$

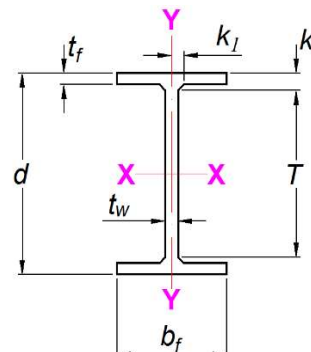
En el catalogo de secciones de perfiles del AISC del manual en la tabla 1-1 se encuentran los siguientes perfiles metalicos W con modulos de sección plástico mayores o iguales al encontrado:

Perfil	S_x [in. ³]	Perfil	S_x [in. ³]
W21X68	140	W24X68	154
W14X90	143	W16X89	155
W12X106	145	W14X99	157
W18X76	146	W12X120	163
W21X73	151	W18X86	166

Se probará la sección **W14X90**

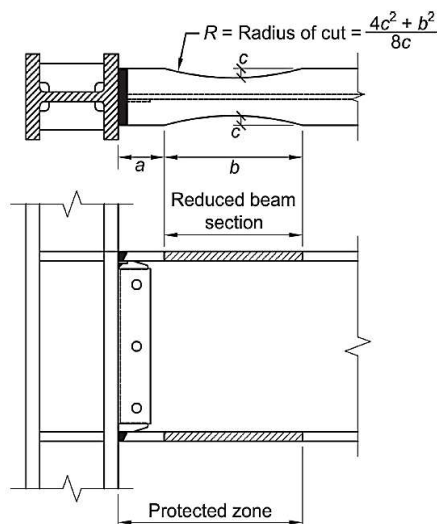
De la tabla 1-1 del manual del AISC las propiedades geométricas del perfil W14X90 son:

$$\begin{aligned}
 A &= 26.5 \text{ in.}^2 \\
 d &= 14 \text{ in.} \\
 t_w &= 0.44 \text{ in.} \\
 b_f &= 14.5 \text{ in.} \\
 t_f &= 0.71 \text{ in.} \\
 k_{des} &= 1.31 \text{ in.} \\
 b_f/2t_f &= 10.2 \\
 h/t_w &= 25.9 \\
 I_x &= 999 \text{ in.}^4 \\
 S_x &= 143 \text{ in.}^3 \\
 r_x &= 6.14 \text{ in.} \\
 Z_x &= 157 \text{ in.}^3 \\
 I_y &= 362 \text{ in.}^4
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 r_y &= 3.7 \text{ in.} \\
 h_o &= 13.3 \text{ in.} \\
 J &= 4.06 \text{ in.}^4 \\
 C_w &= 16000 \text{ in.}^6
 \end{aligned}$$

Factor de longitud efectiva (Sección 5.8., AISC 358-10)



$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad a = 6.0 \text{ in.} \\
 (7.25 \leq a \leq 10.88)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad b = 13.0 \text{ in.} \\
 (9.1 \leq b \leq 11.9)$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad c = 2.0 \text{ in.} \\
 (1.45 \leq c \leq 3.63)$$

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} = 11.56 \text{ in.}$$

Reducción del patin no es apropiada.

Ductilidad de la sección (Tabla D1.1 AISC 341-10)

Patin

Por geometria se tiene que:

$$b_{f,RBS} = 2(R - c) + b_f - 2 \sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{3}\right)^2} = 12.2 \text{ in.}$$

$$\lambda_f = \frac{b_{f,RBS}}{2t_f} = 8.58$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.22$$

$$\lambda_f < \lambda_{hd}$$

$$8.58 > 7.22$$

Alma

Como se asume que no existe fuerza axial actuando en la viga $C_a = 0$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 59.00$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{hd}$$

$$25.9 < 59 \quad \text{Cumple}$$

Espaciamiento del arriostramiento lateral (Sección D1.2b AISC 341-10)

Se requiere que ambos patines de la sección sean lateralmente arriostrados a intervalos que no excedan:

$$\begin{aligned} L_b = 0.086r_y \frac{E}{f_y} &= 184.6 \text{ in.} && (\text{D1.2b, AISC 341-10}) \\ &= 15.4 \text{ ft} \\ &= 4.69 \text{ m} > 1.75 \text{ m} \end{aligned}$$

Cumple. Longitud no arriostrada es satisfactoria.

Resistencia disponible a la flexión

Usando la tabla 3-2 del Manual del AISC(pág. 3-23), se determina para la W14X90 donde el estado limite de pandeo torcional lateral aplica para la resistencia a la flexión.

$$\begin{aligned} L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} &= 156.8 \text{ in.} && (\text{Ec. F2-5, AISC 360-10}) \\ &= 13.1 \text{ ft} \end{aligned}$$

$$c = 1.0 \quad (\text{Ec. F2-8a, AISC 360-10})$$

(sección W doblemente simétrica)

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 16.8 \quad (\text{Ec. F2-7, AISC 360-10})$$

$$r_{ts} = 4.1$$

$$\begin{aligned} L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.76F_y}{E}\right)^2}} &= 520.0 \text{ in.} \\ &= 43.3 \text{ ft} \\ &= 13.21 \text{ m} \end{aligned}$$

$$(\text{Ec. F2-6, AISC 360-10})$$

a) Cuando $L_b \leq L_p$

El estado limite de pandeo por torsion lateral no aplica.

$$\begin{aligned} M_p &= F_y Z_x = 7850 \text{ kip}\cdot\text{in.} \\ &= 654.2 \text{ kip}\cdot\text{ft} \end{aligned} \quad (\text{Ec. F2-1, AISC 360-10})$$

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = F_y Z_x = 7850 \text{ kip}\cdot\text{in.} \\ &= 654.2 \text{ kip}\cdot\text{ft} \end{aligned} \quad (\text{Ec. F2-1, AISC 360-10})$$

Para el segmento exterior de la viga, donde M es el momento en el extremo de la viga

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1.000 M \\ M_A &= 0.875 M \quad M_B = 0.750 M \quad M_C = 0.625 M \end{aligned}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 1.25 \quad (\text{Ec. F1-1, AISC 360-10})$$

Para el segmento interior de la viga

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.500 M \\ M_A &= 0.375 M \quad M_B = 0.250 M \quad M_C = 0.125 M \end{aligned}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 1.67 \quad (\text{Ec. F1-1, AISC 360-10})$$

El caso gobernante es $C_b = 1.25$

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 10673.5 \text{ kip}\cdot\text{in.} \\ &= 889.5 \text{ kip}\cdot\text{ft} \end{aligned} \quad (\text{Ec. F2-2, AISC 360-10})$$

Teniendo en cuenta que M_n no puede ser mayor que M_p , tal como lo dicta AISC 360-10 en la ecuación F2-2, se tiene como resultado final que

$$M_n = 654.1667 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

c) Cuando $L_b > L_r$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 1297.9 \text{ si} \quad (\text{Ec. F2-2, AISC 360-10})$$

$$\begin{aligned} M_n &= F_{cr} S_x = 185601.4 \text{ kip}\cdot\text{in.} \\ &= 15466.8 \text{ kip}\cdot\text{ft} \end{aligned}$$

$$M_n \leq M_p$$

$$15466.8 \text{ kip}\cdot\text{ft} > 654.2 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

Entonces: $M_n = 654.1667 \text{ kip}\cdot\text{ft}$

Dado que $L_p > L_b < L_r$ nos encontramos en el caso del inciso a. Los demás incisos son innecesarios y se descartan. Entonces:

$$M_n = 654.1667 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{F1(1), AISC 360-10})$$

$$\phi_b M_n = 588.8 \text{ kip}\cdot\text{ft} > 569.6 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

La sección es satisfactoria.

Módulo de sección plástico al centro de la sección reducida de la viga

En el centro de la sección reducida de la viga, utilizando la sección 5.8 de AISC 358-10, el módulo de sección plástico es:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) = 119.2564 \text{ in.}^3 \quad (\text{Ec. 5.8-4, AISC 358-10})$$

Resistencia disponible a la flexión al centro de la sección reducida de la viga

El momento último actuante en el centro de la sección reducida de la viga es obtenido mediante la lógica de un diagrama de cuerpo libre con una relación de triángulos.

$$\frac{M_u}{\frac{L}{2}} = \frac{M_{u@RBS}}{\frac{L}{2} - \frac{d}{2} - a - \frac{b}{2}} \text{ entonces } M_{u@RBS} = \frac{-2(a + 0.5 \cdot (b + d - L)) \cdot m_u}{L}$$

$$M_{u@RBS} = 489.0 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

La resistencia nominal a la flexión es igual al momento plástico de la viga. La resistencia nominal a la flexión en el centro de la sección reducida de la viga es:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = 1.15 \quad (\text{Ec. 2.4.3-2, AISC 358-10})$$

$$R_y = 1.1 \quad (\text{Tabla A3.1, AISC 341-10})$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} = 7542.967 \text{ kip}\cdot\text{in.} \\ &= 628.6 \text{ kip}\cdot\text{ft} \end{aligned} \quad (\text{Ec. 5.8-5, AISC 358-10})$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{F1(1), AISC 360-10})$$

$$\phi_b M_n = 565.7 \text{ kip}\cdot\text{ft} > 489 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

La sección es satisfactoria.

Verificación del cortante

Usando la tabla 3-2 del Manual del AISC(pág. 3-19), se obtiene que para la columna W14X90 :

$$\phi_v V_n = 299 \text{ kips} > 64.5 \text{ kips}$$

La sección es satisfactoria.

Viga de pisos intermedios

Los datos de la geometría, materiales y fuerzas de diseño de la viga de niveles intermedios se presentan a continuación

$$L = \begin{array}{l} 7.00 \text{ m} \\ 22.97 \text{ ft} \end{array}$$

$$L_b = \begin{array}{l} 1.75 \text{ m} \\ 5.74 \text{ ft} \end{array}$$

De la tabla D-4(pág. 2-48) del manual del AISC las propiedades del material

$$\begin{array}{l} f_y = 50 \text{ ksi} \\ f_u = 65 \text{ ksi} \\ E = 29000 \text{ ksi} \end{array}$$

Las fuerzas de diseño para la viga interior son:

$$\begin{array}{lcl} V_u = 573.5 \text{ KN} & = & 128.9 \text{ kips} \\ M_u = 1544.1 \text{ KN} \cdot \text{m} & = & 1139.3 \text{ kip} \cdot \text{ft.} = 13671.2 \text{ kip} \cdot \text{in.} \end{array}$$

Se propone una sección de prueba a partir del modulo de sección

$$S = \frac{M_u}{\sigma_{adm}} = 273.4 \text{ in.}^3$$

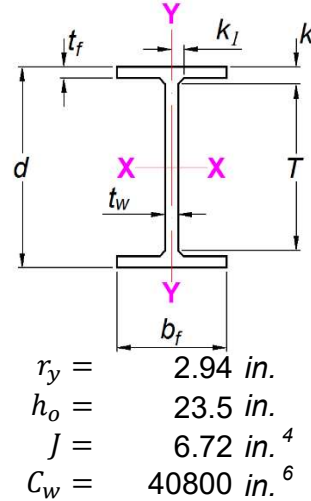
En el catalogo de secciones de perfiles del AISC del manual en la tabla 1-1 se encuentran los siguientes perfiles metálicos W con modulos de sección plástico mayores o iguales al encontrado:

Perfil	S_x [in. ³]	Perfil	S_x [in. ³]
W14X176	281	W27X114	299
W18X143	282	W30X108	299
W24X117	291	W14X193	310
W12X210	292	W18X158	310
W21X132	295	W12X230	321

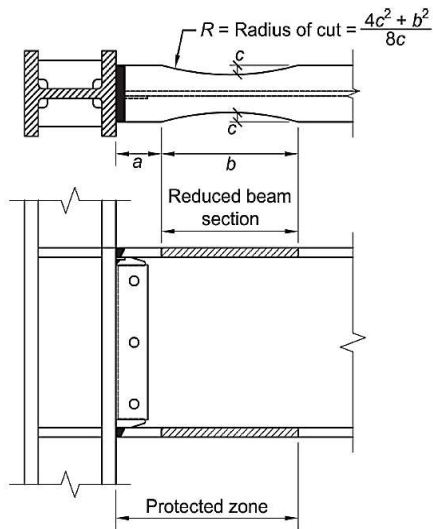
Se probará la sección **W24X117**

De la tabla 1-1 del manual del AISC las propiedades geometricas del perfil W24X117 son:

$A =$	34.4 in.^2
$d =$	24.3 in.
$t_w =$	0.55 in.
$b_f =$	12.8 in.
$t_f =$	0.85 in.
$k_{des} =$	1.35 in.
$b_f/2t_f =$	7.53
$h/t_w =$	39.2
$I_x =$	3540 in.^4
$S_x =$	291 in.^3
$r_x =$	10.1 in.
$Z_x =$	327 in.^3
$I_y =$	297 in.^4



Factor de longitud efectiva (Sección 5.8., AISC 358-10)



$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad a = 7.8 \text{ in.}$$

$$(6.4 \leq a \leq 9.6)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad b = 25.0 \text{ in.}$$

$$(15.8 \leq b \leq 20.66)$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad c = 1.3 \text{ in.}$$

$$(1.28 \leq c \leq 3.2)$$

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} = 63.13 \text{ in.}$$

Reducción del patin no es apropiada.

Ductilidad de la sección (Tabla D1.1 AISC 341-10)

Patin

Por geometria se tiene que:

$$b_{f,RBS} = 2(R - c) + b_f - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{3}\right)^2} = 11.4 \text{ in.}$$

$$\lambda_f = \frac{b_{f,RBS}}{2t_f} = 6.71$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.22$$

$$\lambda_f < \lambda_{hd}$$

$$6.71 < 7.22 \quad \text{Cumple}$$

Alma

Como se asume que no existe fuerza axial actuando en la viga $C_a = 0$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 59.00$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{hd}$$

$$39.2 < 59 \quad \text{Cumple}$$

La sección cumple con los requerimientos de alta ductilidad.

Espaciamiento del arriostramiento lateral (Sección D1.2b AISC 341-10)

Se requiere que ambos patines de la sección sean lateralmente arriostrados a intervalos que no excedan:

$$\begin{aligned} L_b &= 0.086 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} &= 146.6 \text{ in.} & \text{(D1.2b, AISC 341-10)} \\ & &= 12.2 \text{ ft} \\ & &= 3.72 \text{ m} > 1.75 \text{ m} \end{aligned}$$

Cumple. Longitud no arriostrada es satisfactoria.

Resistencia disponible a la flexión

Usando la tabla 3-2 del Manual del AISC (pág. 3-23), se determina para la W24X117 donde el estado límite de pandeo torcional lateral aplica para la resistencia a la flexión.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 124.6 \text{ in.} \quad (\text{Ec. F2-5, AISC 360-10})$$
$$= 10.4 \text{ ft}$$

$$c = 1.0 \quad (\text{Ec. F2-8a, AISC 360-10})$$

(sección W doblemente simétrica)

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 12.0 \quad (\text{Ec. F2-7, AISC 360-10})$$

$$r_{ts} = 3.5$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 376.1 \text{ in.}$$
$$= 31.3 \text{ ft}$$
$$= 9.55 \text{ m} \quad (\text{Ec. F2-6, AISC 360-10})$$

a) Cuando $L_b \leq L_p$

El estado límite de pandeo por torsion lateral no aplica.

$$M_p = F_y Z_x = 16350 \text{ kip}\cdot\text{in.} \quad (\text{Ec. F2-1, AISC 360-10})$$
$$= 1362.5 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 16350 \text{ kip}\cdot\text{in.} \quad (\text{Ec. F2-1, AISC 360-10})$$
$$= 1362.5 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

Para el segmento exterior de la viga, donde M es el momento en el extremo de la viga

$$M_{\text{máx}} = 1.000 M$$
$$M_A = 0.875 M \quad M_B = 0.750 M \quad M_C = 0.625 M$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 1.25 \quad (\text{Ec. F1-1, AISC 360-10})$$

Para el segmento interior de la viga

$$\begin{aligned} M_{máx} &= 0.500 M \\ M_A &= 0.375 M \quad M_B = 0.250 M \quad M_C = 0.125 M \end{aligned}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 1.67 \quad (\text{Ec. F1-1, AISC 360-10})$$

El caso gobernante es $C_b = 1.25$

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 22145.2 \text{ kip}\cdot\text{in.} \\ &= 1845.4 \text{ kip}\cdot\text{ft} \end{aligned} \quad (\text{Ec. F2-2, AISC 360-10})$$

Teniendo en cuenta que M_n no puede ser mayor que M_p , tal como lo dicta AISC 360-10 en la ecuación F2-2, se tiene como resultado final que

$$M_n = 1362.5 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

c) Cuando $L_b > L_r$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} = 915.2 \text{ ksi} \quad (\text{Ec. F2-2, AISC 360-10})$$

$$\begin{aligned} M_n &= F_{cr} S_x = 266327.3 \text{ kip}\cdot\text{in.} \\ &= 22193.9 \text{ kip}\cdot\text{ft} \end{aligned}$$

$$M_n \leq M_p$$

$$22193.9 \text{ kip}\cdot\text{ft} > 1362.5 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\text{Entonces: } M_n = 1362.5 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

Dado que $L_p > L_b < L_r$ nos encontramos en el caso del inciso a. Los demás incisos son innecesarios y se descartan. Entonces:

$$M_n = 1362.5 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{F1(1), AISC 360-10})$$

$$\phi_v M_n = 1226.3 \text{ kip}\cdot\text{ft} > 1139.3 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

La sección es satisfactoria.

Módulo de sección plástico al centro de la sección reducida de la viga

En el centro de la sección reducida de la viga, utilizando la sección 5.8 de AISC 358-10, el modulo de sección plastico es:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) = 277.1688 \text{ in.}^3 \quad (\text{Ec. 5.8-4, AISC 358-10})$$

Resistencia disponible a la flexión al centro de la sección reducida de la viga

El momento último actuante en el centro de la sección reducida de la viga es obtenido mediante la lógica de un diagrama de cuerpo libre con una relacion de triangulos.

$$\frac{M_u}{\frac{L}{2}} = \frac{M_{u@RBS}}{\frac{L}{2} - \frac{d}{2} - a - \frac{b}{2}} \text{ entonces } M_{u@RBS} = \frac{-2(a + 0.5 \cdot (b + d - L)) \cdot m_u}{L}$$

$$M_{u@RBS} = 871.4 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

La resistencia nominal a la flexión es igual al momento plástico de la viga. La resistencia nominal a la flexión en el centro de la sección reducida de la viga es:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = 1.15 \quad (\text{Ec. 2.4.3-2, AISC 358-10})$$

$$R_y = 1.1 \quad (\text{Tabla A3.1, AISC 341-10})$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} = 17530.92 \text{ kip}\cdot\text{in.} \\ &= 1460.9 \text{ kip}\cdot\text{ft} \end{aligned} \quad (\text{Ec. 5.8-5, AISC 358-10})$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{F1(1), AISC 360-10})$$

$$\phi_b M_n = 1314.8 \text{ kip}\cdot\text{ft} > 871.4 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

La sección es satisfactoria.

Verificación del cortante

Usando la tabla 3-2 del Manual del AISC(pág. 3-19), se obtiene que para la columna W24X117 :

$$\phi_v V_n = 489 \text{ kips} > 128.9 \text{ kips}$$

La sección es satisfactoria.

Resumen de perfiles W presentes en los marcos de acero resistentes a momento en la dirección de análisis longitudinal

Elemento	Posición	Perfil W
Columna	Interna	W24X192
	Externa	W14X145
Viga	Techo	W14X90
	Intermedia	W24X117

Resumen de perfiles W presentes en los marcos de acero resistentes a momento en la dirección de análisis transversal

Elemento	Posición	Perfil W
Columna	Interna	W14X342
	Externa	W24X146
Viga	Techo	W14X109
	Intermedia	W12X252

IV.CONCLUSIONES

Finalmente, después de realizado el análisis y diseño sísmico un edificio de acero de 8 niveles, compuesto de Marcos Especiales Resistentes a Momentos y Muros Estructurales Especiales de concreto (sistema dual), ubicado en la ciudad de Masaya, para uso de oficinas y se concluye que el Método de los Desplazamientos, es una excelente herramienta de análisis, de simplificada aplicación, que optimiza tiempo y recursos en la obtención de resultados deseados, por parte del diseñador. Además, el haber aplicado los resultados obtenidos en el análisis, para el diseño del sistema dual, dio como resultado una estructura de comportamiento controlado.

En el proceso de análisis sísmico de la estructura, para obtener las fuerzas finales de diseño en los elementos sismo resistentes en el análisis de la dirección longitudinal, es necesario establecer una proporción de rigidez idealizada para la estructura haciendo que los muros resistan el 80% de la resistencia global del sistema y los marcos de acero el 20% y un perfil de derivas límites acorde al comportamiento que se espera de cada parte del sistema dual con una deriva máxima limitada a 0.00197, de lo cual se obtuvo un sistema equivalente de un solo grado de libertad con un desplazamiento equivalente de 0.043 m, una masa equivalente de 1985.92 ton, una altura de 21.695 m, ductilidad de 5% y un amortiguamiento viscoso equivalente del 5%, un periodo efectivo de 0.323 seg., una rigidez de 751.482 MN/m. Todo esto **permitió obtener** un cortante basal total equivalente a 32.085 MN que permitió calcular las fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes totales, que se redistribuyeron en cada viga, columna y muro, de acuerdo a las rigideces establecidas desde el mismo principio del proceso de análisis pasando por un proceso de diseño por capacidad.

Una vez obtenidas las fuerzas de diseño **se encontró**, que es necesario utilizar los siguientes elementos, con sus respectivas características: los Muros Estructurales Especiales de concreto en la dirección longitudinal, con una longitud de 8000 mm, espesor de 750 mm, se requieren 2 capas de varillas de acero, para el acero transversal se requieren 2 barras #43 con una separación de 35 cm en ambas caras, para el acero longitudinal se requieren 2 barras #36 con una separación de 23 cm en ambas caras y para los Marcos Especiales Resistentes a Momento, se obtuvieron las siguientes secciones: columna interna igual a 24X176, columna externa igual a W14X145, viga de techo igual a W14X90 y viga intermedia igual a W24X117 y se debe tener en cuenta, que este diseño basado en desplazamientos, el cual, usa una distribución de rigideces sugerida por Paulay y Prestley, establece que las las rigideces de las vigas y las columnas, deben ser constantes a lo largo de toda la estructura, para obtener el comportamiento deseado, sin olvidar que el peso de la estructura se tributa en el sistema, haciendo que los marcos internos esten sometidos a mayor demanda que los marcos externos. Todos los elementos detallados anteriormente, alcanzan y superan las fuerzas de corte, flexión, flexo-compresión y flexo-tensión a los que serán sometidos y los diseños fueron realizados cumpliendo los lineamientos de los manuales sísmicos.

V. RECOMENDACIONES

Introducir en un programa de diseño sísmico, la estructura propuesta y realizar diversos análisis mediante métodos de fuerza, para hacer una comparación de los resultados obtenidos, con los que se muestran en este trabajo monográfico.

Realizar un proyecto con geometría igual o semejante, usando los valores de deriva máxima permitida, sugeridos en otros manuales, tales como FEMA 273-356, para comprobar si en el método basado en desplazamientos la variación de fuerzas es proporcional a la deriva permitida.

VI. BIBLIOGRAFIA

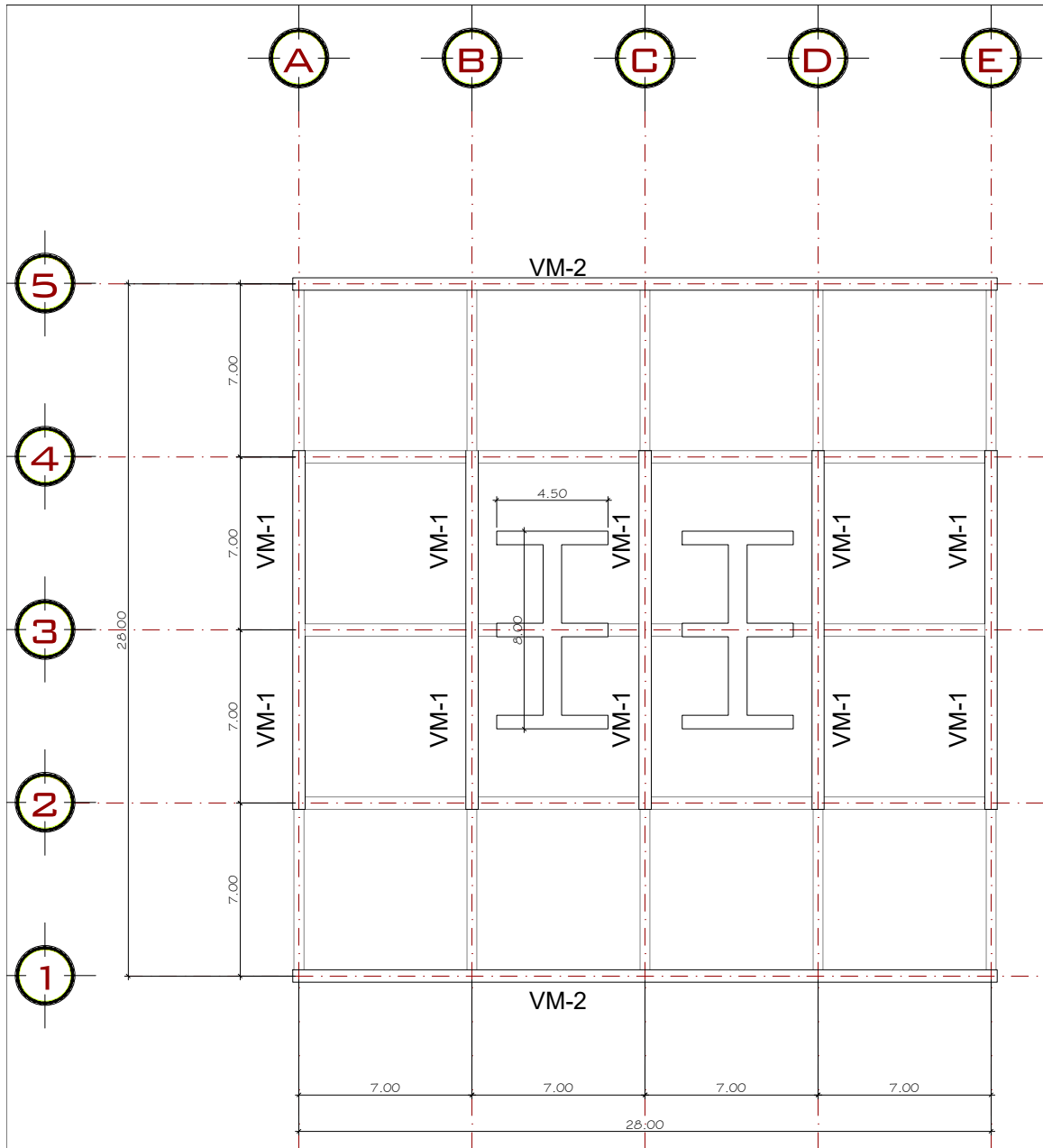
1. **M.J.Kowalsky, M.J.N.Priestley, G.M.Calvi.** (March,2007),“*Displacement-Base Seismic Design of Structures*”, *Instituto Universitario de estudio superior de Pavia*.
2. **T.J. Sullivan, M.J.N.Priestley, G.M.Calvi.** (March,2006), “*Seismic Design of Frame-Wall Structures*”, *Instituto Universitario de estudio superior de Pavia*, Research report No. ROSE-2006/02.
3. **Center for Aerospace Structures.** (June, 2000), “*A Historical Outline of Matrix Structural Analysis: A Play in Three Acts*”, CU-CAS-00-13, 1.
4. **Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J.,** (December, 2000), “*Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Building*”, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 33, No.4, 421-444.
5. **Garcia Lopez, R.,** (Mayo, 2007) “*Development of a Displacement Based Design Method for Steel Frame-RC Wall Buildings*”, A Dissertation Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Master Degree in Earthquake Engineering, 1-46.
6. **Suárez, V.,** (Noviembre,2009), “*Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas*”, Revista Tecnológica ESPOL-RTE, Vol. 22, No.2, 47-59.
7. **Ronald P. Gallager and company.** (November 2000) “*Seismic Design Manual Vol. III*”.
8. **M. Nadim Hassoun, Akthem Al-Manaseer.** “*Structural concrete, Theory and Design*” (seventh edition).
9. **Jack C. McCormac.** “*Diseño de Estructuras de Acero, Metodo LRFD*” (Segunda Edicion, Editorial Alfaomega).
10. **Jack C. McCormac.** “*Diseño de Estructuras de Concreto*” (Quinta Edicion, Editorial Alfaomega).

- 11. Reglamento Nacional de la Contruccion 2007** RNC-07.
- 12. AISC 360-10.** *“Specification for Structural Steel Buildings”*.
- 13. ACI 318-14.** *“Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”*.
- 14. ACI 318-08.** *“Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary & PCA notes”*.
- 15. AISC 358-10.** *“Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment for Seismic Applications”*.
- 16. AISC 341-10.** *“Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”*.
- 17. ASCE STANDARD 7-10.** *“Minimun Design Loads for Buildings and Others Structures”*.

ANEXOS

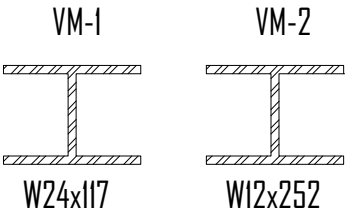
A continuación, se muestran planos de planta estructural de entrepiso y techo.

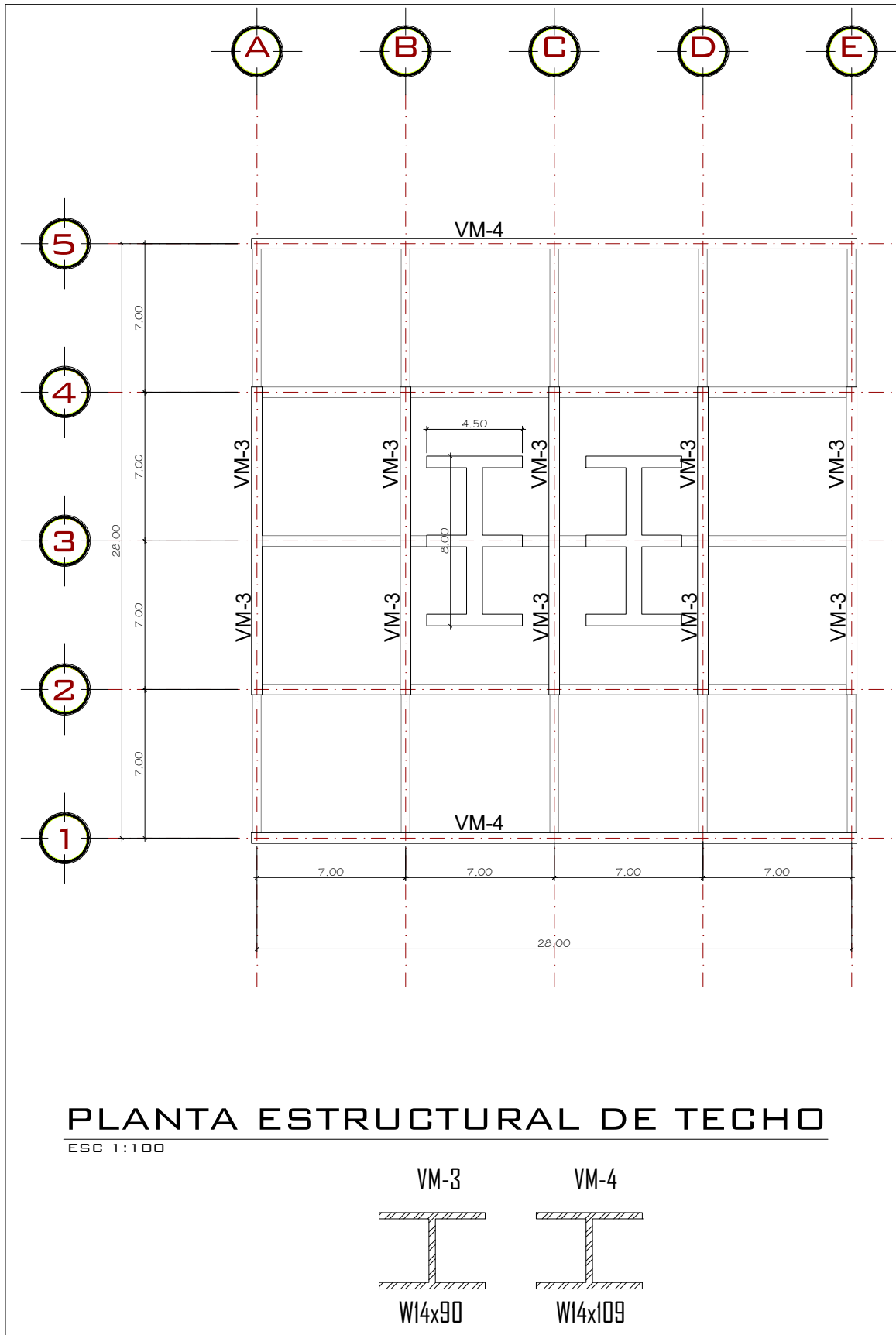
Ademas, elevaciones estructurales, para las direcciones transversales y longitudinales, en donde se visualiza, la configuración de marcos y muros.

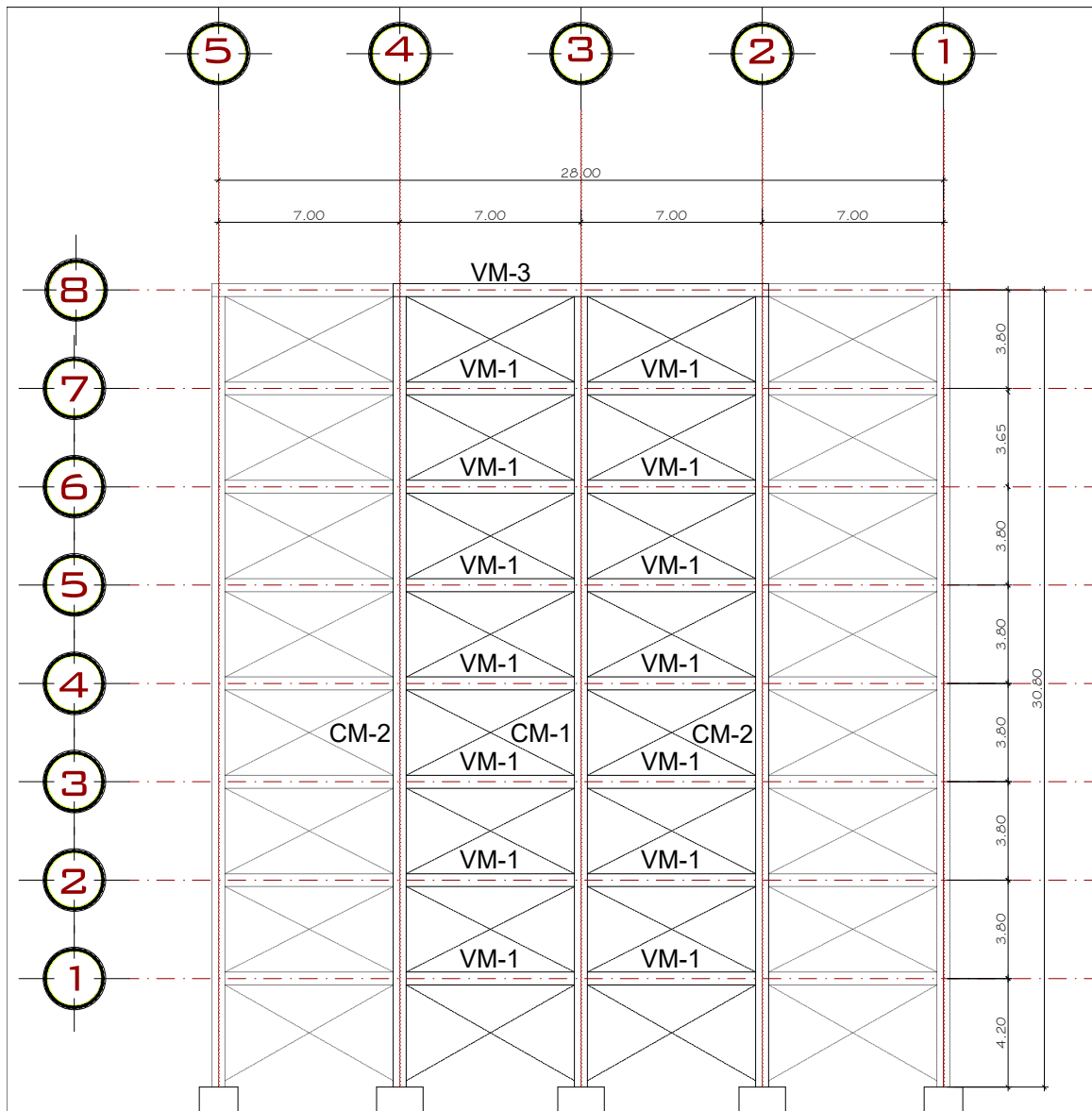


PLANTA ESTRUCTURAL DE ENTREPISO

ESC 1:100

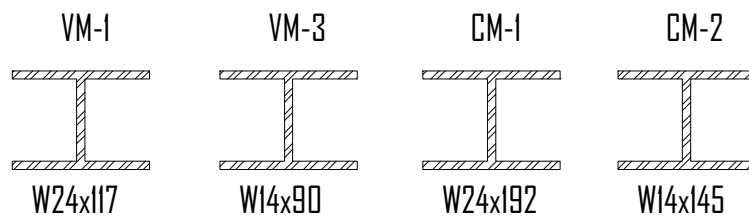


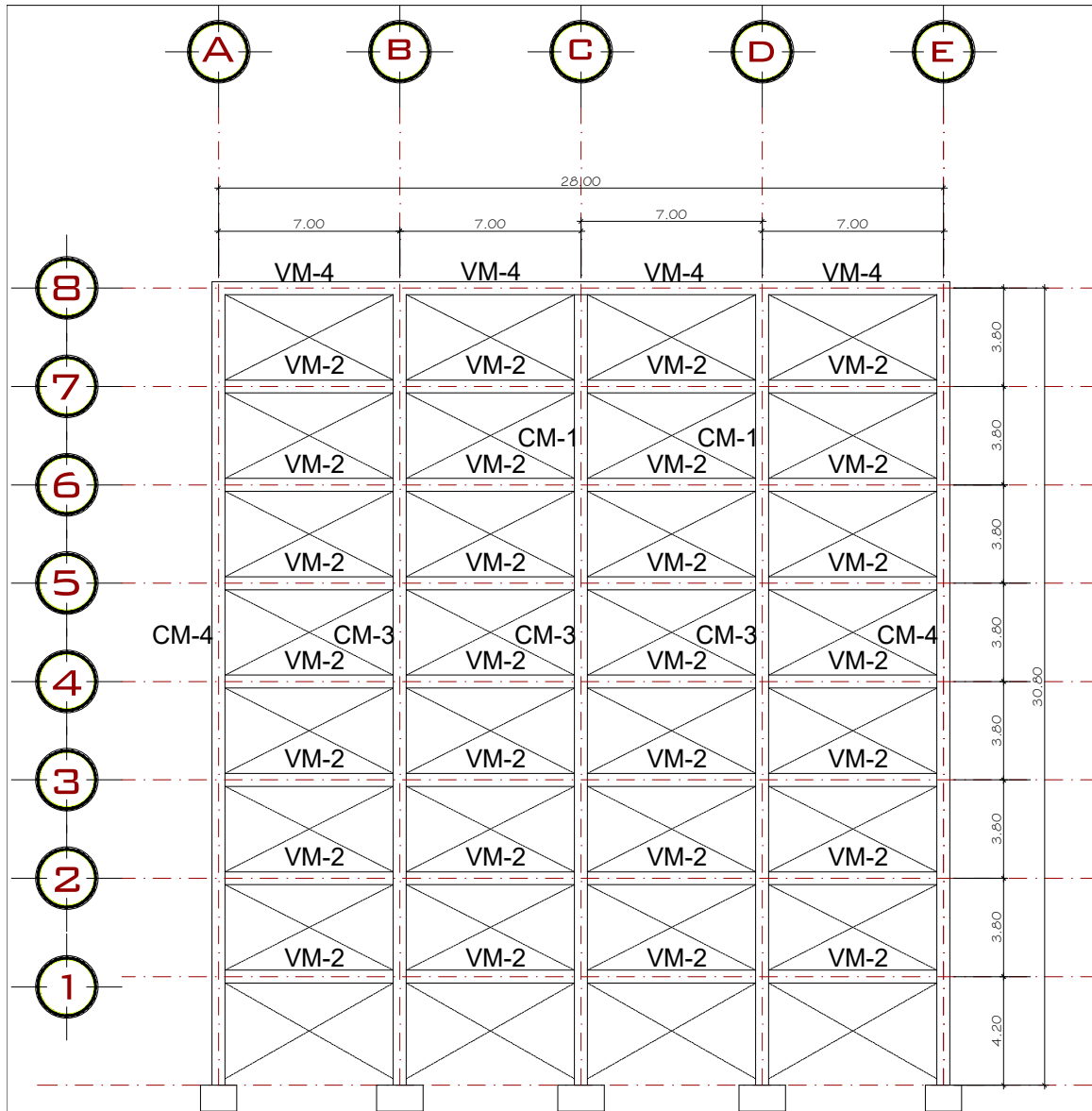




ELEVACION ESTRUCTURAL LONGITUDINAL EJE 1

ESC 1:100





ELEVACION ESTRUCTURAL TRANSVERSAL EJE A

ESC 1:100

