

**ANÁLISIS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES DE UNO HASTA CINCO PISOS, POR SISTEMA DE MUROS POR CORTANTE**

**VANESSA BETANCOURT SÁNCHEZ**



**UNIVERSIDAD LIBRE SECCIONAL PEREIRA  
FACULTAD DE INGENIERÍAS  
INGENIERÍA CIVIL  
PEREIRA  
2014**

**ANÁLISIS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES DE UNO HASTA  
CINCO PISOS, POR SISTEMA DE MUROS POR CORTANTE**

**VANESSA BETANCOURT SÁNCHEZ**

**ASESORES:  
ALEJANDRO ALZATE (GEÓLOGO)  
CARLOS HUMBERTO ARENAS (INGENIERO CIVIL)**

**UNIVERSIDAD LIBRE SECCIONAL PEREIRA  
FACULTAD DE INGENIERÍAS  
INGENIERÍA CIVIL  
PEREIRA  
2014**

## TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN .....	5
1. INTRODUCCIÓN .....	7
2. ANTECEDENTES .....	8
3. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	10
4. OBJETIVOS.....	12
4.1. GENERAL.....	12
4.2. ESPECÍFICOS.....	12
5. JUSTIFICACIÓN.....	13
6. MARCOS.....	14
6.1. MARCO TEÓRICO .....	14
6.2. MARCO CONCEPTUAL .....	17
6.3. MARCO LEGAL .....	23
7. METODOLOGÍA .....	24
7.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	24
7.2. TIPO DE ESTUDIO.....	24
7.3. MATRIZ DE DISEÑO METODOLÓGICO .....	24
8. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	26
8.1. MATRIZ COMPARATIVO DE LOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS .....	27
8.1.1. Requisitos generales .....	27
8.1.2. Disposición de sistema estructural.....	31
8.1.3. Cargas.....	40
8.1.4. Requisitos generales del concreto reforzado. ....	56

8.1.5. Sistemas de pisos. ....	74
8.1.6. Losas macizas en dos direcciones sobre muros de concreto reforzado.	82
8.1.7. Resistencia ante fuerzas laterales .....	95
8.1.8. Muros de concreto reforzado. ....	111
8.1.9. Zapatas de muros.....	125
8.2. DISEÑO DE EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO EN SISTEMA DE MUROS POR CORTANTE DE 1 A 5 PISOS SEGÚN ESTÁNDARES DE LA NSR-10 Y LA ACI 318-02, PARA EL MUNICIPIO DE PEREIRA.....	128
8.2.1. Cargas verticales.....	133
8.2.2. Fuerza horizontal equivalente.....	138
8.2.3. Sistema de piso.....	152
8.2.4. Diagrama cortante mayorado: .....	187
8.2.5. Momento de vuelco mayorado:.....	188
8.2.6. Cimentaciones.....	215

## RESUMEN

Actualmente existen dos herramientas efectivas de consulta en cuanto al tema ingenieril; diseño y construcción de edificios en sistema de muros por cortante, estas son la (NSR - 10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente , 2010) y la (ACI 318 - 02 , 2002). Estas dos normas han sido la base de construcción a nivel continental, abarcan todo lo relacionado en cuanto a procedimientos, normas y pautas para la construcción de todo tipo de estructuras en todo tipo de terrenos.

A través de la experiencia se ha comprobado que las anteriores normas mencionadas han resultado ser complejas al ser consultadas tanto por los profesionales, como para las demás personas involucradas en el ámbito de la construcción. Por lo tanto, éstas se confrontan abstrayendo de ellas sólo la información necesaria para la realización de nuevas pautas que sirvan como guía para la elaboración del proyecto.

Para llevar a cabo la investigación adecuada, se realiza un análisis de los puntos correspondientes al tema, estableciendo los criterios técnicos diferenciadores entre las normas, filtrando así los necesarios. Expresándolos en un comparativo que demuestre cuáles son los mejores y más apropiados para obtener excelentes resultados.

Teniendo en cuenta el comparativo, se elabora un paso a paso, el cual se encuentra apoyado y contiene soporte técnico mediante la ejecución de cálculos manuales, pretendiendo resultados claros, veraces y confiables a la luz de la normatividad ya mencionada sobre cómo diseñar y construir un edificio de uno (1) hasta (5) pisos por sistema de muros por cortante.

La elaboración del análisis se convertirá en una guía aplicativa y facilitará la implementación correcta de los procesos constructivos, de tal manera que se podrá reducir la vulnerabilidad sísmica de las estructuras en concreto reforzado y en muros por cortante, en razón a que muchas de las construcciones urbanas de nuestros

municipios, han evolucionado a través del tiempo mediante mejoras y ampliaciones que las han verticalizado, sin las mínimas consideraciones técnico-ingenieriles para garantizar su eficiente comportamiento ante sollicitaciones sísmicas.

## 1. INTRODUCCIÓN

A través del tiempo las construcciones urbanas en nuestro país, se han guiado por la interpretación de normas sismo-resistentes complejas y de difícil aplicación; por lo tanto, es necesaria la elaboración de un proyecto que facilite la correcta implementación de los procesos constructivos, para reducir la vulnerabilidad sísmica de las estructuras en concreto reforzado y en muros por cortante.

Por lo anterior, se vio la necesidad de implementar un paso a paso del diseño y construcción de estructuras de 1 hasta 5 pisos en concreto reforzado y muros por cortante. Ya que no existe un referente a este tipo de construcción. Teniendo en cuenta la evolución y avance en los diseños arquitectónicos, en la actualidad sin el apoyo y el cumplimiento de las normas técnicas.

Es importante que todo el gremio constructor tenga a la mano una cartilla sencilla, entendible para cualquier grado de conocimiento ingenieril, y que en cualquier momento puede ser aplicada fácilmente.

Dada la complejidad de interpretación y aplicación de los estándares normativos contemplados en las normas de sismo resistencia, referidos a edificaciones de cinco (5) pisos, se pretende a partir del presente trabajo investigativo observar la NSR – 10, la NSR – 98, la ACI – 318 – 02 y el adendo de la ACI – 318 para edificaciones hasta de cinco pisos en concreto reforzado, con el propósito de elaborar un análisis mediante el cual, de manera simplificada, se pueda aplicar las normas anteriores en una edificación de forma tal que sea más entendible, sencillo y específico para cualquier profesional de la Ingeniería y/o ramas afines.

## 2. ANTECEDENTES

TÍTULO	AUTOR(ES)	FECHA DE REALIZACIÓN	OBJETIVO	RESUMEN
Manual de mampostería en concreto	Angélica María Herrera V. Germán Guillermo Madrid	No registra	Suplir la necesidad de contar con una guía clara sobre la manera correcta de construir e inspeccionar mampostería estructural y no estructural de concreto, dirigida a todos los involucrados con el campo de la construcción.	Desarrollo de guía clara sobre la manera correcta de construir e inspeccionar mamposterías estructurales y no estructurales de concreto, dirigida a ingenieros, arquitectos, técnicos constructores, inspectores e interventores, dado que la mampostería de concreto, como sistema constructivo, aporta no sólo las funciones portante y divisoria, sino, inmensas posibilidades y ventajas en los acabados, y que sus materiales poseen características particulares que los diferencien de otros que se utilizan para elaborar otras mamposterías estructurales y no estructurales, para que quien vaya a manejarla tenga claridad, antes de iniciar el trabajo, sobre sus características y los procesos que se deben seguir.
Manual de construcción, evaluación y rehabilitación sísmo resistente de viviendas de mampostería	Asociación colombiana de ingeniería sísmica	No registra	Ilustrar y comentar las disposiciones del Título E de las Normas NSR – 98, evaluar de manera sencilla la vulnerabilidad sísmica de viviendas y el daño en viviendas afectadas por sismo, presentar soluciones ante las viviendas vulnerables o que han sido afectadas por terremotos.	Ilustrar y comentar las disposiciones del Título E de las Normas NSR – 98, lo que facilita a los profesionales de la construcción y a otras personas no expertas en el tema la aplicación de especificaciones mínimas en casos de vivienda individual o proyectos que no superen las 15 viviendas o los 3000 metros cuadrados de área de construcción del conjunto. Evaluar de manera sencilla la vulnerabilidad sísmica de viviendas de uno y dos pisos ya constituidas, con el fin de identificar las deficiencias que deben ser intervenidas si se desea mejorar su seguridad y su comportamiento sísmico en caso de terremoto. Evaluar el daño en viviendas afectadas por sismo, con el fin de estimar de qué manera se pueden rehabilitar y mejorar su comportamiento sísmo resistente. Presentar la manera de cómo se pueden reforzar, reparar o reconstruir viviendas vulnerables o que han sido afectadas por terremotos.

Manual de construcción sismo resistente de viviendas en bahareque encementado

Asociación colombiana de ingeniería sísmica

No registra

Analizar el comportamiento, ante cargas sísmicas, de paneles y ensambles de bahareque y de algunas tipos de conexiones.

Para el desarrollo de este manual se realizó una investigación cuidadosa en los laboratorios de estructuras para analizar el comportamiento ante cargas sísmicas de paneles y ensambles de bahareque y de algunas tipos de conexiones, tales como base en los informes "comportamientos de muros y ensamblajes construidos con bahareque encementado de madera y guadua" y el "Estudio sobre el comportamiento de conexiones con guadua", que recogen los detalles y resultados técnicos de las investigaciones realizadas.

### 3. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Históricamente, la región andina y el denominado suroccidente colombiano, por su proximidad a fuentes sismogénicas de campo cercano y lejano (zona de subducción del pacífico colombiano y megasistema de fallas Cauca-Romeral) ha sido objeto de grandes tragedias asociadas a la ocurrencia de sismos destructores, como los casos del sismo de Popayán y el sismo del Eje Cafetero, entre los más recientes. Tales eventos de por sí destructores, amplifican su impacto y devastación no sólo por las condiciones topográficas y geológicas de los sitios afectados, sino también por la condición constructiva y modelo de desarrollo urbano de las ciudades del suroccidente colombiano. De hecho, y convirtiéndose en un elemento de significativo interés en el desarrollo de la presente investigación, la generalidad de los desarrollos urbanos de las ciudades del eje cafetero se adelantaron antes de la NSR-98 y cuando aún la normatividad de sismoresistencia, al menos en nuestro país, apenas estaba abriéndose paso como una herramienta normativa que garantizara la ocupación segura de los terrenos a urbanizar. Es entonces presumible asumir una condición de alta vulnerabilidad sísmica de la ciudad de Pereira, en virtud de los procesos urbanos que históricamente se han venido desarrollando a ultranza de normas de sismoresistencia que son relativamente recientes y de difícil control por parte de las autoridades locales.

Simultánea a esta condición de amenaza sísmica local, definida por el INGEOMINAS, debe resaltarse que la generalidad de los procesos urbanos de nuestro contexto territorial se han implementado a través de prácticas de autogestión y desarrollo espontáneo, sin los debidos controles por parte de las autoridades competentes y con el agravante de no considerar normatividad y técnica algunas que garanticen procesos constructivos seguros y acordes con la legislación vigente y las realidades geológicas territoriales, incrementado de esta manera la condición de riesgo de nuestra ciudad.

Surge entonces la necesidad, a partir de las experiencias trágicas del pasado reciente, y cuyos efectos hubiesen sido menores si las estructuras afectadas hubieran contado con un adecuado diseño estructural y si los actores del desarrollo urbano local contaran con el adiestramiento y capacitación en las técnicas constructivas necesarias de implementarse, de formular instrumentos de capacitación y aprendizaje que posibiliten la universalización de técnicas, normas y procedimientos que estén al servicio y a la mano de quienes, por sus particularidades, disciplinas e intereses, son responsables del desarrollo urbano de nuestras ciudades, pero que en muchas ocasiones por la incomprensión técnica y los costos asociados a prácticas constructivas seguras, simplemente son desconocidas y rechazadas en la realidad urbana del municipio.

En Colombia las normas NSR-10 y la ACI 318-02 son herramientas normativas y técnicas de gran ayuda a la hora de realizar los cálculos para un diseño estructural, pero siguen siendo instrumentos técnicos de tal especificidad y contenido temático ingenieril, que su misma redacción e interpretación, en la generalidad de los casos, sólo es posible por profesionales de las ciencias ingenieriles y/o personas con cierto grado de experticio procedimental y teórico; particularidades éstas que inhiben su aplicación por técnicos, tecnólogos y maestros de obra, que en una gran mayoría de casos son responsables de los procesos constructivos y urbanismo de nuestras ciudades.

Surge ineludiblemente la siguiente pregunta de investigación: ¿Cuál es la herramienta procedimental más eficiente que permita confrontar los resultados de la NSR-10 y/o NSR-98 con la ACI 318-02, para el diseño y construcción de edificios de cinco pisos en sistema de muros por cortante?

## **4. OBJETIVOS**

### **4.1. GENERAL**

Elaborar un análisis del diseño y construcción de edificaciones en concreto reforzado de uno hasta cinco pisos en sistema de muros por cortante, según estándares de la NSR-10 y la ACI 318-02, para el municipio de Pereira

### **4.2. ESPECÍFICOS**

- Establecer los criterios técnicos diferenciadores entre la NSR-10, la NSR-98 y la norma ACI 318-02 y el Adendo ACI 318, referidos a los capítulos aplicativos a la construcción de estructuras en sistema de muros por cortante, para edificaciones de uno (1) a cinco (5) pisos.
- Formular el procedimiento básico para el diseño y construcción de edificios de concreto reforzado hasta de cinco pisos, específico para el municipio de Pereira.

## **5. JUSTIFICACIÓN**

Dada la complejidad de interpretación y aplicación de los estándares normativos contemplados en las normas de sismo resistencia, referidos a edificaciones de cinco (5) pisos, se pretende a partir del presente trabajo investigativo estudiar la NSR – 10, la NSR – 98, la ACI – 318 – 02 y el adendo de la ACI – 318 para edificaciones hasta de cinco pisos en concreto reforzado, con el propósito de elaborar un análisis mediante el cual, de manera simplificada, se pueda aplicar las normas anteriores en una edificación de forma tal que sea más entendible, sencillo y específico para cualquier profesional de la Ingeniería y/o ramas afines.

## 6. MARCOS

### 6.1. MARCO TEÓRICO

Los métodos de construcción que se conocen hoy en día, han surgido desde hace miles de años. Por medio de experiencia en la construcción, empíricamente se fueron desarrollando métodos que avanzaron con la aplicación de procedimientos numéricos que le dieron un soporte y veracidad a todo lo que se pensaba para dar solución a un problema de movilidad, vivienda, u otros problemas de ingeniería.

Se cree que el primer ingeniero estructural fue el faraón Imhotep quien construyó la pirámide de Sakkara alrededor del año 3000 a.C. (Gonzalez, 2013) aunque los griegos hicieron grandes estructuras sus contribuciones a la ingeniería estructural fueron pocas, Pitágoras aportó fundamentos matemáticos, Arquímedes el primero en introducir el concepto de centro de gravedad, de ahí los romanos muy competitivos construyeron grandes vías, en sus palacios usaron arcos semi-circulares y otras obras de arte.

Lo más importante vino con el soporte numérico dado por los hindúes, años más tarde pasa a los árabes y en el siglo IX d.C un matemático persa escribe un libro a cerca de toda esta investigación matemática, luego es encontrado y llevado a Europa.

Ya la resistencia de materiales estaba siendo estudiada a mediados del siglo XIX por Charles Austin Columb (1736 – 1806) físico (Fisicanet, 2000), el ingeniero Claude Louis Marie Henri Navier (1785 – 1836). En el año de 1826 Navier publica el libro donde analizó las deformaciones y deflexiones en las vigas (Wikipedia, 2014).

Se cree que los pioneros en el uso de las armaduras fueron, el italiano Andrea Palladio (1508 -1580) (Industrial, Instituto Nacional de Tecnología, 2014), pero en

el año de 1847 Squire Whipple introduce el primer método racional para analizar las armaduras (Orrantia, 2011) este señalo el principio para el análisis de armaduras de aquí en adelante. Muchos otros investigadores como Jane Clerk Maxwell crea el teorema de las deflexiones reciprocas (Biografías y Vidas, 2004), Otto Mohr el método de pesos elásticos (Ochoa, 2012), Carlo Alberto Castigliano teorema trabajo mínimo (Salmeron, 2014), y el estadounidense Charles E. Greene teorema de Área-momentos publicado en 1873 (Lu, 2014).

Continuaron los avances, muchas incógnitas, por estructuras, planteamientos que necesitaban nuevos métodos, en el siglo XX cambia la forma de expresar estos problemas y empiezan a usar métodos matriciles para encontrar variables que hasta hace unos años atrás era un misterio construyendo sobre bases empíricas que funcionaban pero que el aumento de la población el consumo exigía mejores garantías al construir.

Hoy en día con la escases de materia prima, los conceptos ecologistas y de carácter sostenible, los desastres naturales que empujan a los ingenieros a nuevos métodos efectivos y económicos porque hay una sociedad en crecimiento que necesita tener garantías, seguridad en la construcción, durante el terremoto del año 1999 se cambiaron muchos parámetros en cuanto a la construcción en Colombia, renovando conceptos y normas ya establecidas como la NSR del 98 que es remplazada por la norma de sismoresistencia NSR – 10 que a pesar de lo completa que es, muy pocos tienen la capacidad de entender.

La Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial después de una reunión efectuada el 15 de Diciembre de 2009 con el presidente Álvaro Uribe lograron su aprobación sancionando la norma y expidiendo el Decreto 926 del 19 de marzo del 2010 que da la aprobación de la NORMA SISMORESISTENTE 2010 “NSR-10”.

Según Martha Pinto de Hart, presidenta de la Cámara Colombiana de la Construcción (Camacol) y también gestora de los ajustes indicó: “...ahora

Colombia cuenta con un completo contenido en materia de requisitos mínimos para garantizar el fin primordial de la norma en su conjunto previsto en la Ley 400 del 97: amparar las vidas humanas ante un sismo fuerte y proteger el patrimonio del Estado y de los ciudadanos...”, “...De esta forma, las estructuras construidas bajo la NSR-10 deben ser capaces de resistir temblores de poca intensidad sin daño, temblores de mediana intensidad sin daño estructural y un temblor fuerte sin colapso...” (Portafolio, 2010)

Algunos de los cambios más relevantes, son:

Nuevo Mapa de Sismicidad elaborado por la Red Sismológica Nacional adscrita al Ingeominas, para esto se registraron 22.000 eventos sísmicos (NSR-98 tenía 13mil) adicionales desde el año 1995 hasta el 2009 logrando una estimación más precisa. De los cuales 100 tuvieron una magnitud de Richter mayor de 5.0 (Portafolio, 2010).

Presenta ajustes en las excavaciones y estabilidad de los taludes con consideraciones en sus estructuras, en las evaluaciones geotécnicas de los efectos sísmicos, en los sistemas constructivos de las cimentaciones, sus excavaciones y los muros de contención.

También para la rehabilitación sísmica de edificios se incluyeron amenazas de origen sismo geotécnico y reforzamiento de edificaciones. Y muchas otras.

Es muy importante señalar que esta norma ya considera los sismos importantes que causaron víctimas y daños a las edificaciones como lo fueron el sismo del Quindío del 25 Enero de 1999 que afectó la zona cafetera especialmente las ciudades de Armenia y Pereira, el sismo de Pizarro del 15 de Noviembre de 2004 (que afectó a Cali) y el sismo de Quetame del 24 de Mayo de 2008 que causó daños en la ciudad de Bogotá.

Cabe entonces precisar que la aplicación de las Normas Sismoresistentes tienen como finalidad diseñar y construir edificaciones que deben ser capaces de resistir sismos de POCA intensidad SIN DAÑO ALGUNO; sismos de MEDIANA

intensidad SIN DAÑO ESTRUCTURAL y un sismo FUERTE SIN COLAPSO EN LA ESTRUCTURA, salvaguardando como primera instancia la vida humana y luego los bienes materiales (Bonilla, 2014).

## 6.2. MARCO CONCEPTUAL

**Aditivo:** Material diferente al agua, cemento hidráulico y agregados empleados, que se adiciona al concreto antes del mezclado o durante del mismo, con el fin de modificar sus propiedades.

**Agregado:** Material granular como arena, grava, piedra triturada y ceniza de alto horno, usando con un medio cementante para formar concreto hidráulico o mortero.

**Alambre:** Barra de refuerzo de diámetro pequeño.

**Altura de piso:** Distancia vertical entre la parte superior de la losa de un piso y la parte superior de la losa del piso inmediatamente inferior.

**Anclaje:** dispositivo usado para anclar un elemento no estructural a la estructura.

**Base de la estructura:** Nivel en el cual se supone que se imparten los movimientos sísmicos a una edificación. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel del terreno.

**Capacidad portante del suelo:** Esfuerzo máximo admisible al nivel de esfuerzos de trabajo del suelo de fundación que conduce a una seguridad adecuada contra falla de resistencia del suelo, o asentamientos de tal magnitud que deterioren la estructura.

**Cargas:** Fuerzas u otras acciones resultantes del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales, movimientos diferenciales y restricciones a la deformación.

**Cargas nominales:** Magnitudes de carga (muerta, viva, suelo, viento, nieve, lluvia, inundación y sismo).

**Cargas permanentes:** Son aquellas cargas que no varían con el tiempo o su variación es de poca magnitud u ocasional.

**Cargas vivas:** Son aquellas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no incluyen las cargas de construcción o ambientales como las producidas por viento, nieve, lluvia, sismo, inundación o las cargas muertas.

**Cemento:** Material que cumple con lo específico en las normas ASTM correspondientes, empleado como cementante por sí mismo en el concreto, ya sea cemento portland, cemento hidráulico adicionado, cemento expansivo o estos materiales en combinación con cenizas volantes, puzolanas, escoria siderúrgica y humo de sílice, individualmente o combinados.

**Cimentación:** Cualquier parte de la estructura que sirve para transmitir las cargas al suelo subyacente o para contenerlo.

**Combinaciones de carga de diseño:** Combinaciones de las fuerzas y cargas mayoradas.

**Concreto:** Mezcla de cemento portland y cualquier otro cemento hidráulico, agregados finos, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

**Cortante:** Fuerza interna que actúa tangencialmente al plano, llamada también tensión diagonal.

**Efectos de las cargas:** Fuerzas y deformaciones producidas en los elementos estructurales por las cargas aplicadas.

**Elementos no estructurales:** Corresponde a los componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos fijados permanentemente a la edificación.

**Empalme por traslapo:** Empalme entre extremos de dos barras de refuerzo, logrado traslapado las dos barras por una distancia especificada.

**Esfuerzo:** Intensidad de fuerza por unidad de área.

**Esfuerzo de trabajo:** Máximo esfuerzo permisible en el método de esfuerzos admisibles.

**Esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ):** Esfuerzo mínimo especificado de fluencia o punto de fluencia del acero refuerzo. El esfuerzo o punto de fluencia se debe determinar a tensión de acuerdo con las normas ASTM aplicables.

**Especificaciones:** Documentos escritos que describen en detalle el alcance del trabajo de construcción, los materiales a emplear, el método de instalación y la calidad de la mano de obra.

**Estado límite:** Condición más allá de la cual la estructura, o un elemento estructural, se torna inapropiada ya sea porque no está capacitada para cumplir su función de servicio (estado límite de funcionamiento) o se considera insegura (estado límite de resistencia).

**Estribo:** Refuerzo usado para resistir esfuerzos cortantes y torsión en un elemento estructural; generalmente barras, alambres o mallas de alambre (lisas o corrugadas) en sección simple o dobladas en L, U, o en formas rectangulares y localizadas perpendicularmente al refuerzo longitudinal o en ángulo con el mismo.

**Factor de carga:** Factor que multiplica las cargas de servicio para obtener las cargas mayoradas en el método de diseño por resistencia y que tiene en cuenta los efectos de las desviaciones entre la carga real y la carga nominal, las incertidumbres en el análisis que transforma la carga en un efecto de carga, y la probabilidad de ocurrencia simultánea de más de un evento extremo de carga.

**Factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ):** Coeficiente menor que la unidad empleado para reducir la resistencia nominal y convertirla en resistencia de diseño.

**Flejes:** Formas cerradas de barras o alambres de refuerzo que encierran el refuerzo longitudinal. Es aceptable una barra con forma de círculo, rectángulo o cualquier otro polígono sin esquinas que reingresen a la sección.

**Formaleta:** Construcción temporal para contener el concreto en estado plástico mientras endurece y que le da la forma final del elemento a medida que el concreto fragua.

**Fuerzas sísmicas especificadas:** Fuerzas sísmicas horizontales correspondientes a la apropiada distribución en la altura de la edificación del cortante sísmico en la base, para el diseño sismo resistente.

**Fuerzas y cargas mayoradas:** Fuerzas y cargas nominales especificadas multiplicadas por los factores de carga prescritos.

**Longitud de desarrollo:** Longitud necesaria para el refuerzo embebido en el concreto desarrolle la resistencia de diseño en la sección crítica.

**Losa:** Parte plana superior de un piso de concreto reforzado soportada por viguetas, vigas o columnas, de espesor uniforme o variable.

**Losa de cimentación:** Losa continua, maciza de espesor uniforme o con engrosamientos, o aligerada, colocada sobre el suelo como parte de la cimentación para transmitir al suelo subyacente las cargas provenientes de columnas y muros de la estructura.

**Losa maciza:** Losa de espesor uniforme sin vacíos que la hagan más liviana.

**Luz:** Distancia horizontal entre los apoyos de un elemento estructural horizontal como una losa, viga o vigueta.

**Malla de alambre:** Malla de refuerzo en alambre producida en fábrica.

**Masa:** Cantidad de materia en un cuerpo.

**Momento negativo:** Momento flector que produce esfuerzos de tensión en la parte superior de la sección de un elemento horizontal y que requiere la colocación de refuerzo a flexión en la parte superior del elemento.

**Momento positivo:** Momento flector que produce esfuerzos de tensión en la parte inferior de un elemento horizontal y que requiere la colocación de refuerzo a flexión en la parte inferior de la sección del elemento.

**Muro:** Elemento, generalmente vertical, usado para encerrar o separar espacios.

**Muros de concreto reforzado:** Muros diseñados para resistir las combinaciones de cortante, momentos y fuerzas axiales. Un **muro de cortante** es un muro de concreto reforzado.

**Particiones:** Muros interiores no estructurales que se emplean para dividir espacios. No soportan otras partes de la estructura excepto ellos mismos.

**Peso:** Fuerza vertical hacia abajo experimentada por una masa, cuando es sometida a la aceleración de la gravedad. El peso es igual al valor de la masa multiplicada por la aceleración de la gravedad (**g**).

**Peso propio:** Peso del elemento estructural, causado por el material que lo compone.

**Planos del proyecto:** Planos que en conjunto con las especificaciones del proyecto describen toda la información necesaria para llevar a cabo el trabajo requerido por los documentos contractuales.

**Puntuales:** Elementos de apoyo verticales o inclinados diseñados para transmitir el peso de la formaleta, el concreto y las cargas de construcción que existan por encima de ellos.

**Re apuntalamientos:** Puntuales que se colocan no muy ajustados debajo de una losa, u otro elemento estructural, después de que los puntuales originales han sido retirados de un área mayor de tal manera que el elemento estructural se

deforme y soporte directamente su peso propio y las cargas de construcción existentes antes de instalar los re apuntalamientos.

**Recubrimiento de concreto:** Espesor de concreto entre una barra de refuerzo y la cara exterior más cercana del elemento de concreto.

**Refuerzo:** Barras de acero, alambre, o mallas de alambre, embebidas en el concreto de una manera tal que los dos materiales actúen en conjunto para resistir las fuerzas.

**Refuerzo a cortante:** Refuerzo diseñado para resistir el cortante.

**Viga:** Elemento estructural horizontal, o aproximadamente horizontal, soportado en un punto (voladizo) o más puntos, pero no en toda su longitud, que soporta carga transversal y que se ve sometido principalmente a flexión.

**Viga de cimentación:** Viga de concreto reforzado que descansa sobre el suelo de cimentación y une las zapatas, usada para soportar muros o para limitar los asentamientos diferenciales de la cimentación, o ambos.

**Vigueta:** Viga relativamente delgada usada en series paralelas y que soporta directamente las cargas de la losa de piso y los cielos rasos; soportada a su vez por vigas o muros de concreto reforzado o varias columnas en una zapata combinada.

**Zapata:** Elemento estructural que hace parte de la cimentación y que transmite las cargas directamente al suelo. Puede ser la ampliación de una columna en la base, un muro de concreto reforzado o varias columnas en una zapata combinada.

### 6.3. MARCO LEGAL

NORMA	LEY / DECRETO / ACUERDO	OBSERVACIÓN O COMENTARIO DE LA FILOSOFÍA DE LA NORMA
NSR-10	Ley 400 de 1997	Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica – AIS encargada de coordinar y dirigir los estudios necesarios para llevar a cabo una actualización del Reglamento NSR-98, y también parte procedimental de sanciones y jurídicas. Esta ley crea la comisión asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo-Resistentes, adscrita al Ministerio de Desarrollo Económico a quien le fijo diversas funciones. Por medio de esta ley se adoptaron reglamentos sobre construcción sismo-resistentes. Esta ley entró en vigencia el 19 de febrero del 1998.
NSR-10	Decreto 926 del 19 marzo del 20010	Este decreto se expidió con base en la potestad reglamentaria que da la ley 400 de 1997 y deroga los decretos 33 del 1998 34 de 1999 2809 del 2000 y 52 del 2002.

## 7. METODOLOGÍA

### 7.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El carácter de la investigación aplica, por las variables y procedimientos a utilizar, en el espectro de la investigación cuantitativa.

### 7.2. TIPO DE ESTUDIO

Debido a que en el proyecto se analizaran cuatro normas para la construcción, las cuales se encuentran en un mismo grupo relacionadas pero tienen sus diferencias, estas son claves para el tipo de estudio comparativo y correlacional que permite esclarecer la información para dar un uso adecuado de la misma llegando así al objetivo general.

### 7.3. MATRIZ DE DISEÑO METODOLÓGICO

OBJETIVO ESPECIFICO	TÉCNICA	INSTRUMENTO	PRODUCTO
Establecer los criterios técnicos diferenciadores entre la NSR-10, la NSR-98 y la norma ACI 318-02 y el Adendo ACI 318, referidos a los capítulos aplicativos a la construcción de estructuras en sistema de muros por cortante, para edificaciones de uno (1) a cinco (5) pisos.	Lectura analítica de documentos normativos y desarrollo de matrices comparativas	Matrices de análisis comparativo	Síntesis normativa matricial de diferencias entre documentos evaluados
Evaluar cuantitativamente los resultados de dichas normas, mediante modelaciones en los softwares CYPE y ETABS.	Ejercicios de simulación (modelación) de la resistencia y deformación de estructuras	Softwares CYPE y ETABS	Modelos de edificaciones de uno a cinco pisos

Formular el manual para el diseño y construcción de edificios de concreto reforzado hasta de cinco pisos, específico para el municipio de Pereira.

Definición de variables, conceptos, ilustraciones y contenidos temáticos

Guía básica para la elaboración de manuales didácticos

Cartilla y/o manual ilustrativo síntesis del diseño y construcción de edificaciones de uno a cinco pisos para el municipio de Pereira

## 8. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

El análisis del diseño del edificio de uno hasta cinco pisos en sistema de muros por cortante, se realizó un comparativo de las dos normas ACI Y NSR – 10, donde se hizo un análisis de cada capítulo involucrado con el tema. Se basó en la NSR 10 COLOMBIANA y se comparó con la ACI internacional, para elegir los datos mayores para realizar el diseño así que fueran más verídicos, seguros y estables,

Después del comparativo se realizó el diseño, primero los cálculos usando el comparativo con manual para empezar a hacer los cálculos, se empezó proporcionando las especificaciones de la edificación mostrando un plano en corte y uno en planta, de un edificio simétrico de 31 mts. X 9 mts. Hallando las cargas verticales y horizontales del edificio haciéndole el análisis a cada muro desde la cimentación el entrepiso la cubierta

Se analizó que se pueden utilizar las dos normas, en Colombia se puede usar la ACI porque cumple con todos los requisitos de la NSR – 10.

Luego de hallar los cálculos que se hicieron manualmente, si se tienen los datos del edificio, la altura de los muros, el área del edificio y la simetría de la edificación cumpliendo con los requisitos de la norma.

Después de hacer los cálculos manuales del edificio teniendo en cuenta las dos normas, este se modelo en un software llamado **CYPE** para verificar la efectividad de los cálculos, coincidiendo los resultados.

Este análisis se cumple para zonas de alta sismicidad.

Dada la complejidad de interpretación y aplicación de los estándares normativos contemplados en las normas de sismo resistencia, referidos a edificaciones de cinco (5) pisos, se pretende a partir del presente trabajo investigativo analizar la **NSR – 10**, la **NSR – 98**, la **ACI – 318 – 02** y el adendo de la **ACI – 318** para edificaciones hasta de cinco pisos en concreto reforzado, con el propósito de elaborar un paso a

paso mediante el cual, de manera simplificada, se pueda aplicar las normas anteriores en una edificación de forma tal que sea más entendible, sencillo y específico para cualquier profesional de la Ingeniería y/o ramas afines.

## 8.1. MATRIZ COMPARATIVO DE LOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

### 8.1.1. Requisitos generales

Los requisitos están destinados a la planeación, diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado en edificaciones de poca altura.

#### 8.1.1.1. Limitaciones.

##### a. Uso y ocupación

- **Uso y ocupaciones permitidos.** Grupos y Subgrupos de ocupación.
- **Ocupación mixta.** Cuando todos los tipos de ocupaciones de la edificación están permitidos por la tabla 1.

GRUPO DE OCUPACIONES	SUBGRUPO DE OCUPACIONES		PERMITIDO
Grupo R - Residencial	R-1	Hoteles con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios	SI
	R-2	Edificios de apartamentos y residencias estudiantiles	SI
	R-3	Casas	SI
	R-4	Instalaciones residenciales con posibilidades de asistencia primaria	SI

Tabla 1. Usos y ocupaciones permitidos

Fuente: Norma ACI 318 – 02

*b. Número máximo de pisos.*

El número máximo de pisos para una edificación diseñada usando los requisitos esenciales es de cinco, incluyendo el que se encuentra al nivel del terreno o del sótano, sin contar la cubierta. Se permite como máximo un sótano.

*c. Área máxima por piso.*

El área por piso no debe exceder 1000 m<sup>2</sup>

*d. Altura máxima de entrepiso.*

Medida entre el acabado de un piso y el acabado del piso inmediatamente inferior, no debe ser mayor de 4 mts.

*e. Luz máxima.*

Luz para vigas maestras, vigas y sistemas losa-columna, medida centro a centro de los apoyos respectivos, no debe exceder 10 mts.

*f. Diferencia máxima entre luces.*

Las luces deben ser aproximadamente iguales y la menor de dos luces adyacentes debe ser por lo menos igual al 80% de la luz mayor, excepto en las zonas de ascensores y escaleras.

*g. Número mínimo de luces.*

Debe haber por lo menos dos luces en cada dirección principal en planta. Las luces simples se permiten en edificaciones de uno y dos pisos cuando su longitud no exceda 5 mts.

*h. Máxima longitud de voladizos.*

En vigas maestras, vigas o losas con voladizos, la longitud de los mismos no debe exceder 1/3 de la longitud del primer vano interior del elemento.

*i. Pendiente máxima para losas, vigas y viguetas.*

Las pendientes de los elementos no deben exceder 15°.

*j. Pendiente máxima del terreno.*

La pendiente del terreno en el que se ubique la edificación no excederá, en cualquier dirección, aquella que genere, a lo largo de la edificación, una elevación equivalente a la altura del primer piso, sin exceder 30°.

**8.1.1.2. Estados límites.**

El procedimiento de diseño de los requisitos esenciales se basa en los estados límites, donde un estado límite es la condición más allá de la cual la estructura, o un elemento estructural, se torna inapropiado ya sea porque no está capacitado para cumplir su función o se considera inseguro. El diseño debe cumplir con los siguientes estados límites:

- Estado límite de resistencia.
- Estado límite de funcionamiento o servicio.
- Los siguientes estados límites se consideran implícitamente dentro del procedimiento del diseño:
  - Estado límite de integridad estructural.
  - Estado límite de desplazamiento por cargas laterales.
  - Estado límite de durabilidad.
  - Estado límite por resistencia al fuego.

**8.1.1.3. Diseño para el estado límite de resistencia.**

En el diseño para el estado límite de resistencia, la estructura y los miembros estructurales se dimensionan para que en todas sus secciones tengan una resistencia de diseño por lo menos igual a la resistencia requerida calculadas para las cargas y fuerzas mayoradas y combinadas.

El requisito básico para un estado límite de resistencia es:

$$\text{Resistencia} \geq \text{Efectos de las cargas}$$

Para evitar la posibilidad de que las resistencias sean menores a las calculadas, y que los efectos de las cargas sean mayores a los calculados, se emplean coeficientes de reducción de resistencia,  $\phi$ , menores que la unidad, y coeficientes de carga,  $Y$ , generalmente mayores que la unidad:

$$\phi \cdot R_n \geq Y_1 \cdot S_1 + Y_2 \cdot S_2 \wedge$$

**R<sub>n</sub>**= Resistencia nominal.

**S**= Efectos de carga obtenidos.

El formato de diseño para el estado límite de resistencia requiere:

**Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia requerida**

$$\phi \cdot (\text{Resistencia nominal}) \geq U$$

Donde la resistencia requerida es **U= Y<sub>1</sub>\*S<sub>1</sub> + Y<sub>2</sub>\*S<sub>2</sub> +...**

*a. Resistencia requerida.*

La resistencia requerida, **U**, debe calcularse multiplicando las cargas, o fuerzas, de servicio por coeficientes de carga.

*b. Resistencia de diseño.*

La resistencia de diseño de un elemento, sus conexiones a otros miembros, y todas sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial y cortante; debe tomarse como la resistencia nominal multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia,  $\phi$ . La resistencia nominal debe calcularse para cada efecto de carga particular en cada tipo de elemento y en las secciones definidas como críticas.

Debe usarse el siguiente coeficiente de reducción de resistencia,  $\phi$ .

**Cortante y torsión.....  $\phi = 0.75$**

#### **8.1.1.4. *Diseño para el estado límite de funcionamiento o servicio.***

El estado límite de funcionamiento o servicio corresponde a condiciones por fuera de las cuales la estructura, o los elementos estructurales, dejan de cumplir un nivel de desempeño requerido. En los requisitos esenciales, el cumplimiento de tal estado límite, se obtiene indirectamente mediante la observancia de las dimensiones mínimas, recubrimiento, detalles del refuerzo y requisitos constructivos estipulados. Dentro de las condiciones de funcionamiento se incluyen efectos tales como:

- Disminución de la durabilidad debido a efectos ambientales a largo plazo, incluyendo exposición a ambientes agresivos o corrosión del refuerzo.
- Cambio en las dimensiones debido a variaciones de temperatura, humedad relativa y otros efectos.
- Agrietamiento excesivo del concreto.
- Deflexiones verticales excesivas.
- Vibración excesiva.

### **8.1.2. Disposición de sistema estructural**

#### **8.1.2.1. *Descripción de los componentes de la estructura.***

##### *a. Sistema de piso.*

Está formado por aquellos elementos que hacen parte del entrepiso de un nivel de la edificación. El sistema de piso incluye vigas maestras, vigas y viguetas (en algunas) y la losa sobre ellas, o simplemente la losa de entrepiso cuando está se apoyan directamente sobre las columnas como en el sistema losa-columna.

*b. Elementos verticales de soporte.*

Estos elementos sostienen el sistema de piso de cada nivel y transmiten las cargas gravitacionales acumuladas hasta a cimentación de la estructura. Estos elementos deben ser columnas o muros de concreto reforzado.

*c. Cimentación.*

La cimentación comprende todos los elementos estructurales que sirven para transmitir las cargas de la estructura al suelo subyacente, que están en contacto con el suelo o que sirven para contenerlo. Incluyen:

- Zapatas aisladas.
- Zapatas combinadas.
- Losas de cimentación.
- Muros de sótanos y de contención.
- Vigas.
- Entre otras.

*d. Sistema de resistencia ante cargas laterales.*

Comprende los elementos estructurales que actuando en conjunto soportan y transmiten al terreno las cargas laterales derivadas de los movimientos sísmicos, el viento y el empuje de tierras. Los elementos verticales principales del sistema de resistencia lateral debe ser muros de concreto reforzado.

*e. Otros elementos estructurales.*

Hacen parte de la edificación y están cubiertos por los requerimientos de los requisitos esenciales, como:

- Escaleras.
- Rampas.
- Tanques de agua.
- Losas sobre el terreno.

### **8.1.2.2. Programa general.**

#### *a. Programa arquitectónico.*

La programación arquitectónica general de una edificación debe ir de la mano con el diseñador estructural antes de que este último comience sus diseños. El programa arquitectónico general debe incluir los siguientes ítems:

- Trazado y dimensiones en planta de todos los niveles de la edificación.
- Alzado de la edificación y su relación con el terreno, incluyendo el sótano (si lo hay).
- Tipo de cubierta, incluyendo su forma y pendientes, el tipo de impermeabilización, las medidas para facilitar el desagüe de lluvia, granizo o nieve y la localización de bajantes.
- Uso de los espacios interiores de la edificación, subdivisiones y separación en todos los niveles.
- Mínima altura libre en todos los niveles.
- Localización de escaleras, rampas y ascensores.
- Tipo de fachada de la edificación, particiones interiores, elementos arquitectónicos y no estructurales.
- Localización de ductos y aberturas para instalaciones tales como:
  - Suministro de energía.
  - Iluminación.
  - Calefacción.
  - Ventilación.
  - Suministro de agua.
  - Desagüe de aguas negras.

*b. Requisitos estructurales generales para el proyecto.*

Después de incluir los elementos del programa arquitectónico general, el diseñador debe definir los requisitos estructurales generales para la estructura a diseñar. Deben incluir los siguientes ítems:

- Uso principal de la edificación.
- Cargas nominales, relacionadas con el uso de la edificación.
- Cargas especiales requeridas por el propietario.
- Movimientos sísmicos de diseño, si la edificación está localizada en una zona sísmica.
- Requisitos de viento en la zona.
- Requisitos por nieve, granizo o lluvia.
- Requisitos de protección contra el fuego.
- Tipo de cubierta y sus cargas apropiadas, cuando no es de concreto reforzado.
- Información topográfica respecto a la pendiente del terreno y drenaje del mismo.
- Capacidad portante del terreno, y sistema de cimentación recomendado a partir de la investigación geotécnica, y restricciones adicionales relacionadas con el asentamiento esperado.
- Requisitos ambientales derivados de las variaciones diarias y estacionarias de temperatura, humedad, presencia de químicos nocivos o sales.
- Disponibilidad, tipo y calidad de materiales como acero de refuerzo, cemento y agregados.
- Disponibilidad de materiales para encofrados.
- Disponibilidad de un laboratorio para control de mezcla de concreto y control de calidad durante la construcción.
- Disponibilidad de mano de obra calificada.

### **8.1.2.3. Disposición estructural.**

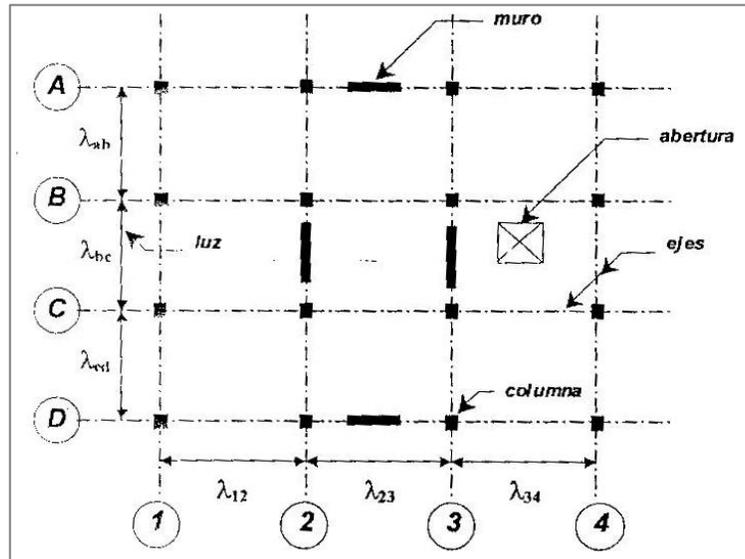
#### *a. Disposición estructural general.*

El diseñador estructural debe definir un esquema estructural en planta.

La disposición estructural general en planta incluye:

- Localización y distancia entre los ejes, o líneas centrales, en las dos direcciones principales en planta.
- Estos ejes deben cruzarse donde haya elementos verticales de soporte, columnas y muros de concreto reforzado. Tales elementos deben mantener una alineación vertical y tener continuidad hasta la cimentación. Se permite el uso de muros divisorios de concreto reforzado como muros estructurales, siempre y cuando estos tengan continuidad hasta la cimentación y carezcan de aperturas para ventanas o puertas.
- Localización de todos los ductos, aberturas, ascensores, y escaleras con continuidad entre diferentes niveles.
- Distancia horizontal entre ejes,  $\lambda$ , la cual corresponde a la longitud del vano entre los centros de los apoyos del sistema de piso.
- En zonas sísmicas, la localización y distribución de todos los muros de concreto reforzado.

Figura 1. Disposición estructural general en planta



Fuente: Norma ACI 318 - 02

*b. Disposición de piso.*

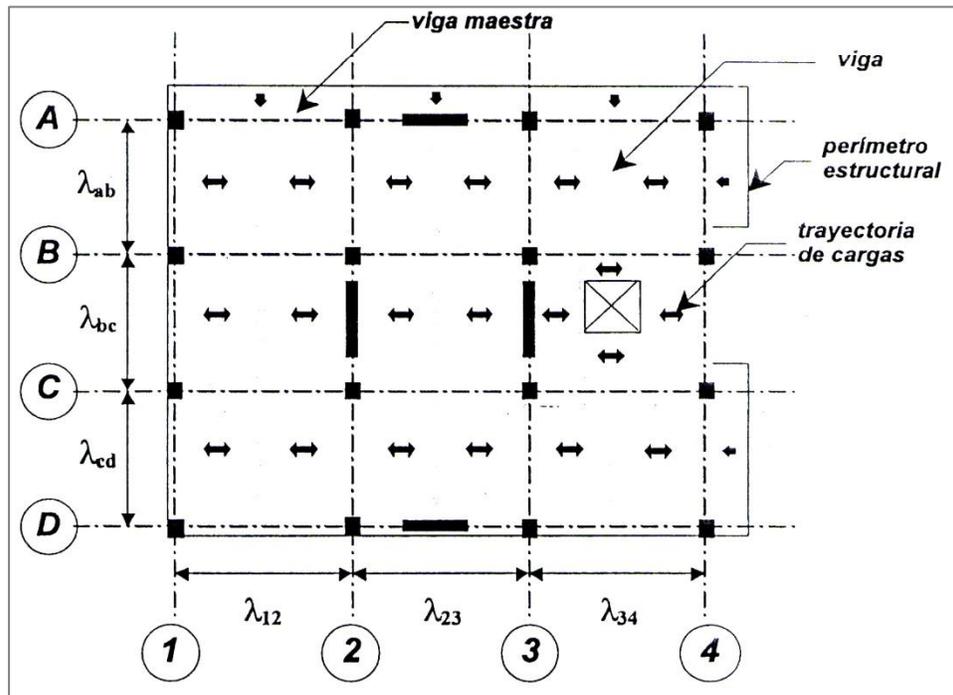
El diseñador estructural debe desarrollar una distribución estructural de piso. Esta distribución debe contener:

- La superposición del perímetro del piso sobre la malla de ejes.
- Localización de las vigas maestras y demás vigas o columnas y franjas intermedias en el sistema losa-columna.
- Información adicional incluyendo todos los vacíos arquitectónicos importantes en el entrepiso.
- Esquema aproximado de trayectoria de cargas de todas las áreas del piso a las vigas maestras y demás vigas de apoyo.

*c. Esquema vertical.*

El diseñador estructural debe definir un esquema estructural vertical de carácter general. Este esquema debe incluir toda la información relevante en altura de la edificación, incluyendo:

Figura 2. Esquema estructural típico de piso



Fuente: Norma ACI 318 - 02

- Número de pisos.
- Para todos los niveles, altura del piso, definido como la distancia vertical desde el piso terminado del nivel hasta el piso terminado del nivel inmediatamente inferior.
- Pendientes y forma de la cubierta.
- Altura libre medida entre el piso terminado y el cielo raso, según lo requiera el uso contemplado para la edificación.
- Espaciamiento vertical necesario para ubicar los elementos horizontales y verticales de servicios de suministro de agua y energía, drenaje, calefacción, ventilación y aire acondicionado.
- Pendiente del terreno y su relación con el primer piso o el sótano (si lo hay).
- Profundidad del estrato de suelo portante y nivel freático.

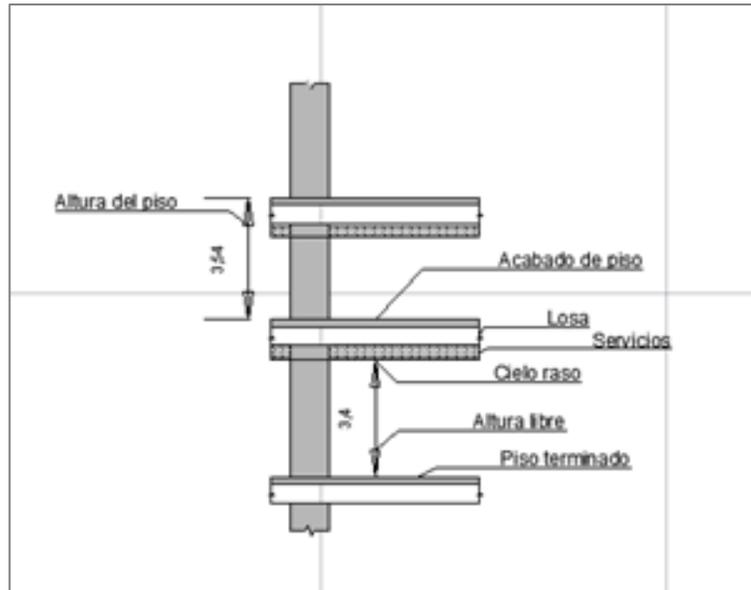
*d. Factibilidad de aplicación de los requisitos esenciales.*

El diseñador estructural debe verificar la posibilidad de ejecutar el diseño estructural utilizando los requisitos esenciales; cumpliendo con las siguientes limitaciones:

- El uso de la edificación está dentro de los usos y ocupaciones permitidos, si es de uso mixto, todos ellos se permiten.
- El número de niveles no excede al máximo de pisos establecidos.
- El área del piso más grande no excede el área por piso máxima establecida.
- La mayor altura de piso, medida entre el piso terminado de ese nivel y el piso terminado del siguiente nivel, no excede la altura máxima de entrepiso.
- La longitud de los vanos no excede de la luz máxima establecida.
- La diferencia máxima entre luces adyacentes no excede el límite establecido.
- El número de vanos, en las dos direcciones y en todos los niveles, cumple los requisitos mínimos de luces, con las excepciones allí establecidas.
- Ninguna viga maestra, viga o vigueta en voladizo excede al límite permitido.
- Ninguna viga maestra, viga, vigueta o losa inclinada tiene una pendiente mayor que la pendiente máxima permitida para losas, vigas y viguetas.
- La pendiente del terreno, en el sitio de la obra, no excede la máxima pendiente establecida.

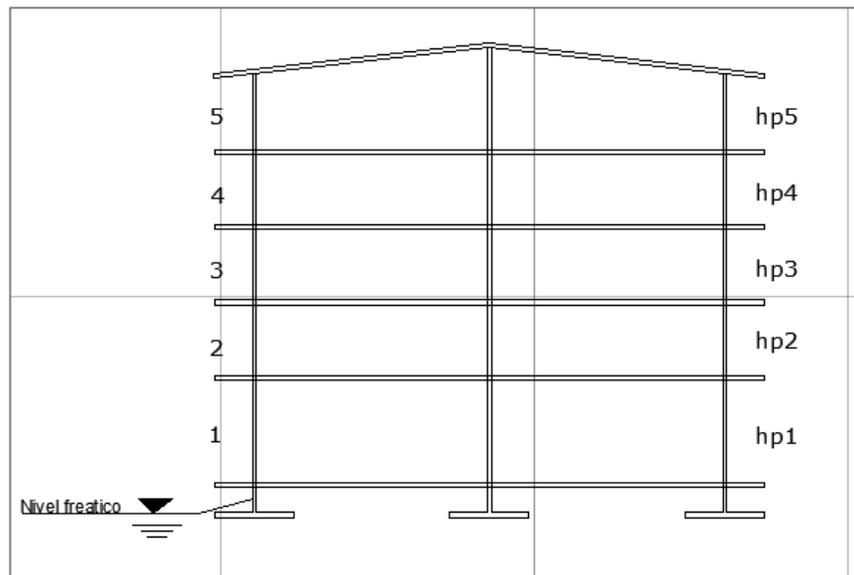
Si algunas de estas condiciones no se cumplen, el diseño estructural debe efectuarse utilizando las normas y códigos de soporte establecido.

Figura 3. Detalle sección del piso



Fuente: Norma ACI 318 - 02

Figura 4. Alzado de la edificación



Fuente: Norma ACI 318 - 02

### 8.1.3. Cargas

#### 8.1.3.1. Requisitos básicos

- Resistencia.
- Funcionamiento.
- Fuerza causada por deformaciones impuestas.
- Análisis.

En las normas **ACI 318-02 Capítulo 4 - Cargas pág. 36-42** y en la **NSR-10 Capítulo B1 – Requisitos generales pág. B1-B14**, se encuentran los mismos contenidos de fórmulas y tablas para las cargas muertas y combinaciones de cargas.

<b>NSR-10</b>	
<b>Combinaciones de cargas</b>	Capítulo B – B.2 (paginas B.6, B.7)
<b>Cargas muertas</b>	Capítulo B – B.3 (paginas B.9, B.10, B.11, B.12, B.13, B.14)
<b>ACI 318-02</b>	
<b>Combinaciones de cargas</b>	Capítulo 4 – 4.2 (paginas 36, 37)
<b>Cargas muertas</b>	Capítulo 4 – 4.5 (paginas 37, 38, 39, 40, 41, 42)

Tabla 2. Contenidos de tablas y formulas.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

### **8.1.3.2. Combinaciones de cargas.**

*Requisitos generales:*

Se debe estudiar cada estado límite de resistencia, los efectos de una o más cargas que no actúen simultáneamente.

En las combinaciones de carga donde se emplea el símbolo  $\pm$ , se debe usar el signo que produzca el mayor (positivo) o menor (negativo) valor de **U** (resistencia requerida).

Se debe estudiar los efectos más desfavorables debido a las cargas de viento y sismo, pero no siempre actúan simultáneamente.

a. *Cargas muertas y vivas.*

$$U = 1.4 * D$$

$$U = 1.2 * D + 1.6 * L$$

b. *Cargas por lluvia, nieve y carga viva en cubiertas inclinadas.*

$$U = 1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 * (Ra \text{ o } S \text{ o } Lr)$$

$$U = 1.2 * D + 1.0 * L + 1.6 * (Ra \text{ o } S \text{ o } Lr)$$

c. *Viento.*

$$U = 1.2 * D + 1.0 * L \pm 1.6 * W + 0.5 * (Ra \text{ o } S \text{ o } Lr)$$

$$U = 1.2 * D + 0.8 * W + 1.6 * (Ra \text{ o } S \text{ o } Lr)$$

$$U = 0.9 * D \pm 1.6 * W$$

d. *Fuerzas sísmicas.*

$$U = 1.2 * D + 1.0 * L + 0.2 * S \pm 1.0 * E$$

$$U = 0.9 * D \pm 1.0 * E$$

e. *Empuje de tierras.*

$$U = 1.2 * D + 1.6 * L + 1.6 * H$$

f. *Peso y presión de líquidos.*

$$U = 1.4 * D + 1.4 * F$$

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 1.2 \cdot F$$

### 8.1.3.3. Cargas muertas.

Las cargas muertas son el peso de todos los materiales de construcción empleados en la edificación.

Material	Densidad de masa $\mu$ (Kg/m <sup>3</sup> )
Acero	7800
Agua	
Dulce	1000
Marina	1030
Aluminio	2700
Arena	
Limpia y seca	1440
Seca de río	1700
Baldosa cerámica	2400
Cemento portland, a general	1440
Cobre	9000
Concreto simple	2300
Concreto reforzado	2400
Grava seca	1660
Hierro	
Fundido	7200
Forjado	7700
Madera laminada	600
Madera seca	450-750
Mampostería de concreto	2150
Tierra	
Arcilla húmeda	1750
Arcilla seca	1100
Arcilla y grava seca	1600

Arena y grava húmeda	1900
Arena y grava seca apisonada	1750
Arena y grava seca suelta	1600
Limo húmedo consolidado	1550
Limo húmedo suelto	1250
Vidrio	2600

Tabla 3. Densidades de masa mínimas,  $\mu$ , de algunos materiales para la evaluación de cargas muertas y vivas.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

a. *Peso propio de la estructura.*

Peso propio de los elementos de concreto reforzado de la estructura se debe usar una densidad de masa  $\mu = 2400 \text{ Kg/m}^3$ . Se debe calcular usando 24 kilonewtons por metro cubico de concreto reforzado ( $Y = \mu \text{ Kg/m}^3 * g \text{ m/s}^2 = 2400 * 9.8 * \text{Kg} * \text{m} * \text{s}^{-2} * \text{m}^{-3}$

$$= 2400 * 10 \text{ N/m}^3 = 24 \text{ KN/m}^3$$

b. *Elementos no estructurales.*

Estos elementos no estructurales producidos por las cargas muertas se dividen en horizontales y verticales.

- Elementos no estructurales horizontales.

Estos elementos están aplicados, soportados, fijados o anclados a las losas o a las cubiertas de la edificación.

Estos elementos incluyen:

- Formaletería permanente para losas o viguetas.
- Morteros de afinado de piso.
- Rellenos de piso.
- Acabados de piso.
- Rellenos en cubiertas inclinadas.
- Elementos de cubiertas.

- Tejas.
- Membranas impermeables.
- Aislamientos térmicos.
- Claraboyas.
- Cielo raso.
- Alistados.
- Ductos para servicios.

Componente	Carga (KN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
CIELO RASO	
Canales suspendidas de acero	0.10
Ductos mecánicos	0.20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento	0.70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso	0.50
Fibras acústicas	0.05
Pañete en yeso o concreto	0.25
Pañete en entramado de madera	0.40
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)
Sistema de suspensión de madera	0.15

Tabla 4. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – Cielo raso.

*Fuente: Norma ACI 318 – 02*

<b>Componente</b>	<b>Carga (KN/m<sup>2</sup>)</b> <b>m<sup>2</sup> de área en planta</b>
RELLENO DE PISO	
Arena	0.0150 (por mm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)

Tabla 5. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – Relleno de piso.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

<b>Componente</b>	<b>Carga (KN/m<sup>2</sup>)</b> <b>m<sup>2</sup> de área en planta</b>
PISOS Y ACABADOS	
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)
Afinado (25mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50
Baldosa cerámica (20mm) sobre 12mm de mortero	0.80
Baldosa cerámica (20mm) sobre 25mm de mortero	1.10
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10
Bloque de asfalto (50mm) sobre 12 mm de mortero	1.50
Bloque de madera (75mm) sin relleno	0.50
Bloque de asfalto (75mm) sobre 12 mm de mortero	0.80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15
Madera densa, 25 mm	0.20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05
Pizarra	0.0300 (por mm de espesor)
Terrazo (25mm) concreto 50 mm	1.50
Terrazo (40mm) directamente sobre la losa	0.90
Terrazo (25mm) sobre afinado en concreto	1.50

Tabla 6. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – Pisos.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

<b>Componente</b>	<b>Carga (KN/m<sup>2</sup>) m<sup>2</sup> de área en planta</b>
CUBIERTA	
Cobre o latón	0.05
Cubiertas aislantes	
Fibra de vidrio	0.0020 (por mm de espesor)
Tableros de fibra	0.0030 (por mm de espesor)
Perlita	0.0015 (por mm de espesor)
Espuma de poli estireno	0.0005 (por mm de espesor)
Espuma de poliuretano	0.0010 (por mm de espesor)
Cubiertas corrugadas de asbesto – cemento	0.20
Entablado de madera	0.0060 (por mm de espesor)
Láminas de yeso, 12 mm	0.10
Madera laminada (por mm de espesor)	0.0100 (por mm de espesor)
Membranas impermeables	
Bituminosa, cubierta de grava	0.25
Bituminosa, superficie lisa	0.10
Líquido aplicado	0.05
Tela asfáltica de una capa	0.03
Marquesinas, marco metálico, vidrio de 10 mm	0.40
Tableros de fibra 12 mm	0.05
Tableros de madera 50 mm	0.25
Tableros de madera 75 mm	0.40
Tablero metálico, calibre 20 (0.9 mm de espesor nom)	0.12
Tablero metálico, calibre 18 (1.2 mm de espesor nom)	0.15
Tabillas (shingles) de asbesto – cemento	0.20
Tabillas (shingles) de asfalto	0.10
Tabillas (shingles) de madera	0.15
Tejas de cemento	0.80
Tejas de arcilla, incluyendo el mortero	1.20

Tabla 7. Cargas mínimas de elementos no estructurales horizontales – Cubiertas.

Fuente: Norma ACI 318 – 02

- Elementos no estructurales verticales.

Se encuentran erguidos libremente o soportados por los elementos estructurales verticales o fijados a ellos o anclados solamente a las losas de entrepiso.

Estos elementos incluyen:

- Fachadas.
- Muros no estructurales.
- Particiones.
- Recubrimiento de muros.
- Enchapes.
- Ornamentación arquitectónica.
- Ventanas.
- Puertas.
- Ductos verticales de servicio.

Componente	Carga (KN/ m <sup>2</sup> ) por m <sup>2</sup> de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en KN/m)
<b>RECUBRIMIENTO DE MUROS</b>	
Baldosín de cemento	0.80
Entablado de madera	0.0060 (por mm de espesor)
Madera laminada (por mm de espesor)	0.0100 (por mm de espesor)
Tablero aislantes para muros	
Espuma de poli estireno	0.0005 (por mm de espesor)
Espuma de poliuretano	0.0010 (por mm de espesor)
Fibra o acrílico	0.0020 (por mm de espesor)
Perlita	0.0015 (por mm de espesor)
Tableros de fibra	0.0030 (por mm de espesor)
Tableros de fibra 12 mm	0.05
Tableros de yeso 12 mm	0.10

Tabla 8. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – Recubrimiento de muros.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

Componente	Carga (KN/m <sup>2</sup> ) por m <sup>2</sup> de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en KN/m)
PARTICIONES LIVIANAS	
Particiones móviles de acero (altura parcial)	0.30
Particiones móviles de acero (altura total)	0.20
Poste en madera o acero, yeso de 12 mm a cada lado	0.80
Poste en madera 50 x 100, sin pañetar	0.30
Poste en madera 50 x 100, pañete por un lado	0.60
Poste en madera 50 x 100, pañete por ambos lados	1.00

Tabla 9. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – Particiones livianas.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

Componente	Carga (KN/m <sup>2</sup> ) por m <sup>2</sup> de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en KN/m)
ENCHAPE	
Enchape cerámico	0.0015 (por mm de espesor)
Enchape en arenisca	0.0013 (por mm de espesor)
Enchape en caliza	0.0015 (por mm de espesor)
Enchape en granito	0.0017 (por mm de espesor)

Tabla 10. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – Enchapes.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

Componente	Carga (KN/m <sup>2</sup> ) por m <sup>2</sup> de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en KN/m)
MUROS	
Exteriores de paneles (postes de acero o madera)	
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00
Exteriores con enchape en ladrillo	2.30
Mampostería de bloque de arcilla:	Espesor del muro en mm
	100 150 200 250 300
Pañetado en ambas caras	1.80 2.50 3.10 3.80 4.40

Sin pañetar	1.30 2.00 2.60 3.30 3.90
Mampostería de bloque de concreto:	Espesor del muro en mm
	100 150 200 250 300
Sin relleno	1.40 1.45 1.90 2.25 2.60
Relleno cada 1.2 m	1.70 2.25 2.70 3.15
Relleno cada 1.0 m	1.80 2.30 2.80 3.30
Relleno cada 0.8 m	1.80 2.40 3.00 3.45
Relleno cada 0.6 m	2.00 2.60 3.20 3.75
Relleno cada 0.4 m	2.20 2.90 3.60 4.30
Todas las celdas llenas	3.00 4.00 5.00 6.10
Mampostería maciza de arcilla:	Espesor del muro en mm
	100 150 200 250 300
Sin pañetar	1.90 2.90 3.80 4.70 5.50
Mampostería maciza de concreto	Espesor del muro en mm
	100 150 200 250 300
Sin pañetar	2.00 3.10 4.20 5.30 6.40

Tabla 11. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – Muros

Fuente: Norma ACI 318 - 02

Componente	Carga ( $\text{KN/m}^2$ ) por $\text{m}^2$ de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en $\text{KN/m}$ )
VENTANAS	
Muros cortina de vidrio, entramado y marco	0.50
Ventanas, vidrio, entramado y marco	0.40

Tabla 12. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – Ventanas.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

- c. *Valores mínimos alternativos para cargas muertas de elementos no estructurales.*

En edificaciones con alturas entre pisos terminados menores a 3m, se utiliza los valores mínimos de carga muerta en  $\text{KN/m}^2$  de área horizontal en planta.

OCUPACION		Fachada y particiones (KN/m2) m2 de área en planta	Afinado de piso y cubierta (KN/m2) m2 de área en planta
<i>T</i>			
Grupo R - Residencial <i>b</i> <i>l</i> <i>a</i>	R	Fachada y particiones de mampostería.	3.0
		Fachada y particiones livianas.	2.0
			1.6
			1.4

Tabla 13. Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectuó un análisis más detallado.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

#### 8.1.3.4. Cargas vivas.

Las cargas vivas son producidas por el uso y ocupación de la edificación y no incluyen cargas ambientales como viento, nieve, lluvia sismo o cargas muertas. Se debe utilizar las cargas máximas de diseño las cuales vaya a obtener la edificación.

Haciendo un análisis de las normas ACI 318-02 y la NSR-10 se encuentra que en algunas tablas los datos son diferentes por lo tanto se realiza un comparativo de datos de las dos normas.

En este caso para el diseño del edificio se recomienda las cargas vivas mínimas de la norma **ACI 318-02 Capítulo 4 – Cargas pág. 43-47**, ya que los datos dados son mayores.

OCUPACIÓN O USO	NSR-10 (Tabla B.4.2.1-1)	ACI 318-02 (Tabla 4.12)
Residencial	Carga uniforme $\text{KN}/\text{m}^2$ ( $\text{m}^2$ de área en planta)	Carga uniforme $\text{KN}/\text{m}^2$ ( $\text{m}^2$ de área en planta)
Balcones	5.0	5.5
Cuartos privados y sus corredores	1.8	2.2
Cuartos públicos y sus corredores		5.5
Escaleras	3.0	6.0

Tabla 14. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Fuente: Norma ACI 318 - 02

#### **8.1.3.5. Cargas vivas de cubierta.**

La carga viva no debe ser menor que el máximo valor de las cargas vivas usadas en el resto de la edificación, y cuando tenga un uso mixto, tal carga debe ser la mayor de las cargas vivas correspondientes a los diferentes usos.

Cuando la cubierta sea liviana, con una inclinación mayor de  $15^\circ$ , apoyada en una estructura de acero o madera, se puede usar como carga viva de cubierta el valor de  $0.80 \text{ KN}/\text{m}^2$ .

#### **8.1.3.6. Fuerzas sísmicas.**

En efectos locales se utilizarán los coeficientes de la micronificación sísmica del territorio donde se vaya a construir el edificio, por lo tanto se recomienda usar los datos dados en la norma **ACI 318-02 capítulo 4 – Cargas.**

La resistencia a fuerzas sísmicas se logra mediante el uso de un número suficiente de muros de concreto reforzado, continuo desde la cimentación hasta la cubierta, en las dos direcciones principales en planta.

a. *Movimientos sísmicos de diseño.*

Se define como movimiento sísmico de diseño aquel que tenga, por lo menos, un 10% de probabilidad de ser excedido en un lapso de 50 años.

- Aceleración pico efectiva.

Los movimientos del terreno se deben describir mediante la aceleración pico efectivo horizontal en roca para periodos cortos de vibración (**A<sub>a</sub>**) expresada como fracción de la gravedad (**g**).

- Zonas de amenaza sísmica.

Zonas de amenaza sísmica baja o nula: son aquellas donde **A<sub>a</sub>** sea menor o igual a 0.10.

Zonas con amenaza sísmica, o zonas sísmicas: aquellas donde el valor **A<sub>a</sub>** exceda 0.10.

- Tipos de perfil del suelo.

De acuerdo a la ubicación de la edificación, el perfil del suelo se debe clasificar como:

- Perfil del suelo **S<sub>A</sub>**: roca dura de cualquier espesor, con una velocidad de la onda de cortante  $\bar{v}_s > 1500$  m/s.
- Perfil del suelo **S<sub>B</sub>**: roca ligeramente fracturada y meteorizada de cualquier espesor, con una velocidad de la onda de cortante en el rango  $1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s > 760$  m/s.
- Perfil de suelo **S<sub>C</sub>**: roca meteorizada o fracturada o suelos en condiciones de densidad medida a alta, de cualquier espesor, con una velocidad de la onda de cortante en el

rango de  $760 \text{ m/s} > \bar{v}_s > 370 \text{ m/s}$  o que tiene, en los 30 metros superiores del perfil, una resistencia promedio al ensayo de penetración estándar  $N > 50$  o una resistencia al corte en arcillas  $S_u > 100 \text{ kPa}$ .

- Perfil del suelo **S<sub>D</sub>**: suelo predominantemente denso o medio denso, o en condiciones de compactación media alta, con una velocidad de la onda de cortante en el rango  $370 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s > 180 \text{ m/s}$  o que tiene, en los 30 metros superiores del perfil, una resistencia promedio al ensayo de penetración estándar  $15 < \bar{N} \leq 50$  o una resistencia al corte en arcillas  $50 \text{ KPa} \leq s_u < 100 \text{ KPa}$ .
- Perfil del suelo **S<sub>E</sub>**: suelo donde la velocidad de la onda de cortante  $\bar{v}_s \leq 180 \text{ m/s}$  o con una resistencia promedio al ensayo de penetración estándar  $\bar{N} \leq 50$ , en los 30 metros superiores del perfil o tiene más de 3 metros de arcillas plásticas (**IP > 20**), con alto contenido de humedad (**w > 40%**) y baja resistencia al corte (**S<sub>u</sub> < 25 KPa**).
- Suelos sísmicamente vulnerables: los sitios donde el suelo tiene una o más de las siguientes características:
  - Suelos vulnerables a fallas potenciales o colapso bajo movimientos sísmicos, como suelos licuables, arcillas expansivas altamente sensibles, suelos débilmente cementados.
  - Turba o arcillas altamente orgánicas, con más de 3 metros de espesor.
  - Arcillas de alta plasticidad (**IP > 75**) con más de 8 metros de espesor.
  - Arcillas de densidad baja y media con más de 40 metros de espesor.

- Cuando el perfil del suelo y sus propiedades no se conozcan en detalle, se debe usar un perfil de suelo tipo **S<sub>D</sub>**.
- Efectos locales.
  - Coeficiente de sitio **F<sub>a</sub>**.
  - Aceleración pico efectiva horizontal en roca **A<sub>a</sub>**.

Perfil del suelo	Coeficiente de sitio, F <sub>a</sub> , para periodos cortos de vibracion				
	A <sub>a</sub> ≤ 0,1	A <sub>a</sub> = 0,2	A <sub>a</sub> = 0,3	A <sub>a</sub> = 0,4	A <sub>a</sub> = 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,2	1,2	1,1	1	1
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

Tabla 15. Valores del coeficiente de sitio, F<sub>a</sub>.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

- Ordenadas del espectro de diseño.

Ordenadas del espectro elástico de diseño, **S<sub>a</sub>**, para un amortiguamiento de 5% del crítico, se debe calcular en el rango de periodos cortos de vibración como:

$$S_a = 2.5 * A_a * F_a$$

b. Cortante sísmico en la base.

- Sistema estructural de resistencia sísmica.

Cuando se cumplen todos los requisitos, se clasifica como un sistema aporricado, donde un pórtico espacial esencialmente completo resistente a momentos soporta las cargas

gravitacionales, mientras que la resistencia de las cargas laterales se logra mediante el uso de muros de concreto reforzado.

- Capacidad de disipación de energía del sistema estructural de resistencia sísmica.

La capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del sistema estructural de resistencia sísmica, debe tener un valor de **R = 5.0**.

- Calculo del cortante sísmico en la base.

$$V_s = \frac{S_a * g * M}{R}$$

- **V<sub>s</sub>**: cortante sísmico en la base.
- **M**: masa total de la edificación.
- **g**: gravedad.
- **R**: factor de modificación de respuesta.
- **S<sub>a</sub>**: espectro elástico de diseño.

**M** también debe incluir todos los elementos no estructurales como muros y particiones, equipos fijos, tanques y los líquidos que contiene y en instalaciones de almacenamiento el 25% de la carga viva.

c. *Distribución vertical de las fuerzas sísmicas de diseño.*

El cortante sísmico en la base total se debe distribuir en la altura de la edificación usando las siguientes ecuaciones:

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

$$C_{vx} = \frac{M_x * h_x}{\sum_{i=1}^n (m_i * h_i)}$$

En cada nivel **x**, **F<sub>x</sub>**, se debe aplicar sobre el área de la edificación de acuerdo con la distribución de la masa en ese nivel.

#### 8.1.4. Requisitos generales del concreto reforzado.

##### 8.1.4.1. Materiales para el concreto reforzado.

Se recomienda utilizar para el diseño del edificio las normas técnicas colombianas citadas en la **NSR-10 capítulo C3 – Materiales (C.3.8 – Normas citadas)**.

- a. *Cemento.*
- b. *Agregados.*
- c. *Agua.*

El agua usada en la mezcla del concreto debe ser potable, limpia y libre cantidades nocivas de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias que afecten el concreto o el refuerzo.

- d. *Acero de refuerzo.*

El acero de refuerzo debe ser corrugado. Las mallas electrosoldadas se consideran refuerzo corrugado.

- Refuerzo corrugado.

El máximo esfuerzo de fluencia especificado para el refuerzo corrugado debe ser 420 MP<sub>a</sub>.

Nombre barra	Diámetro referencia pulgadas	de en	Dimensiones nominales			Masa (Kg/m)
			Diámetro (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )	Perímetro (mm)	
Nº 2	1/4"		6,4	32	20	0,25
Nº 3	3/8"		9,5	71	30	0,56
Nº 4	1/2"		12,7	129	40	0,994

Nº 5	5/8"	15,9	199	50	1,552
Nº 6	3/4"	19,1	284	60	2,235
Nº 7	7/8"	22,2	387	70	3,042
Nº 8	1"	25,4	510	80	3,973
Nº 9	1- 1/8"	28,7	645	90	5,06
Nº 10	1- 1/4"	32,3	819	101,3	6,404
Nº 11	1- 3/8"	35,8	1006	112,5	7,907
Nº 12	1- 3/4"	43	1452	135,1	11,38
Nº 13	2- 1/4"	57,3	2581	180,1	20,24

Tabla 16. Barras de refuerzo – Diámetro en pulgadas

Fuente: Norma ACI 318 - 02

Nombre barra	Dimensiones nominales			Masa (Kg/m)
	Diámetro (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )	Perímetro (mm)	
6M	6	28,3	18,85	0,222
8M	8	50,3	25,14	0,394
10M	10	78,5	31,42	0,616
12M	12	113,1	37,7	0,887
16M	16	201,1	50,27	1,577
18M	18	254,5	56,55	1,996
20M	20	314,2	62,83	2,465
22M	22	380,1	69,12	2,982
25M	25	490,9	78,54	3,851
32M	32	804,2	100,53	6,309
45M	45	1590,4	141,37	12,477
55M	55	2375,8	172,79	18,638

Tabla 17. Barras de refuerzo – Basados en milímetros

Fuente: Norma ACI 318 – 02

- Malla electrosoldada.

El esfuerzo de fluencia máximo especificado para alambres de mallas electrosoldadas debe ser de 500 MP<sub>a</sub>. Bajo los requisitos esenciales el diámetro nominal de los alambres de malla electrosoldada se limita a 10 mm.

- Refuerzo liso.

Se puede usar solo en estribos, espirales, ganchos suplementarios y como parte de mallas electrosoldadas. El esfuerzo máximo de fluencia especificado para el refuerzo liso es de 300 MP<sub>a</sub>. Su diámetro nominal se limita a 16 mm.

#### **8.1.4.2. Diámetro mínimo y máximo de las barras de refuerzo.**

El refuerzo empleado en las estructuras debe tener un diámetro nominal, **d<sub>b</sub>**.

Los datos que se deben utilizar para el diseño del edificio del diámetro mínimo y máximo de las barras de refuerzo son de la norma **NSR-10 capítulo C3 – Materiales (c.3.5.3.5)** ya que los resultados obtenidos son mayores, por lo tanto cumple.

	Diámetro mínimo de barra, (db)	Diámetro máximo de barra (db)
Barras corrugadas	10 mm	26 mm
Alambre para mallas	4 mm	10 mm
Estribos	10 mm	16 mm
Barras lisas	10 mm	16 mm

Tabla 18. Diámetro nominal (db)  
Fuente: Norma ACI 318 - 02

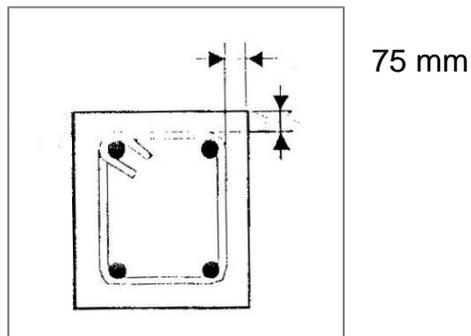
### 8.1.4.3. Recubrimiento del refuerzo.

En la norma **ACI 318-02 Recubrimiento del refuerzo – Refuerzo de elementos fundidos y en contacto permanente con la tierra**, se muestra un valor de recubrimiento de 70 mm y en la norma **NSR-10 capítulo C7 – C.7.7 – Protección de concreto para el refuerzo** se muestra un valor de recubrimiento de 75 mm, por lo tanto se recomienda usar para el diseño del edificio los datos de la **NSR-10**.

#### a. Recubrimiento del concreto mínimo.

- Refuerzo de elementos fundidos y en contacto permanente con la tierra.

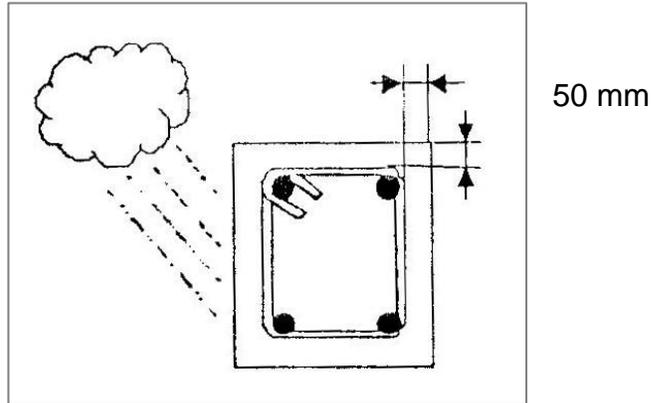
Figura 5. Recubrimiento mínimo de 75 mm



Fuente: Norma ACI 318 – 02

- Refuerzo de elementos expuestos a la intemperie o a la tierra.

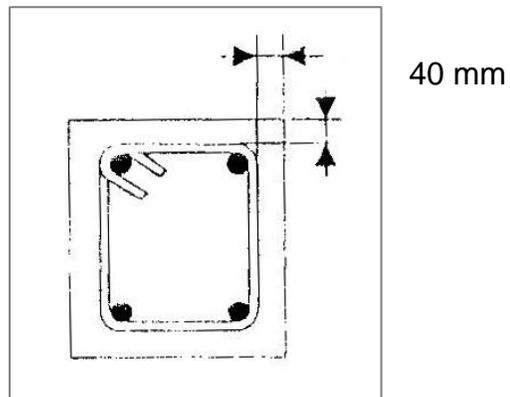
Figura 6. Recubrimiento mínimo de 50 mm



Fuente: Norma ACI 318 - 02

- Refuerzo de vigas, vigas maestras o columnas no expuestas a la intemperie ni en contacto con la tierra.

Figura 7. Recubrimiento mínimo de 40 mm



Fuente: Norma ACI 318 - 02

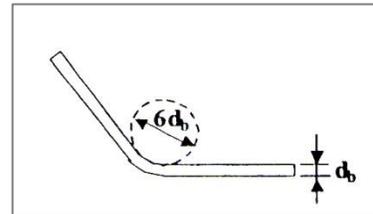


#### 8.1.4.4. Diámetro mínimo de doblamiento.

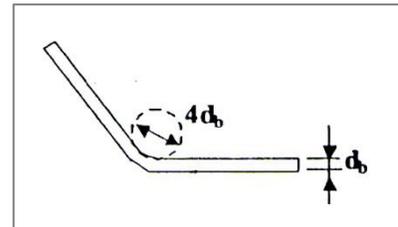
El diámetro de doblamiento de refuerzo y las dimensiones del gancho estándar de la norma **ACI 318-02 capítulo 5 – Requisitos generales del concreto reforzado** se utilizarán para el diseño siempre y cuando las varillas a usar estén entre los diámetros de 3/8” a 1”, ya que los datos de la **NSR-10 capítulo C7 – Detalles del refuerzo (tabla C.7.2 – Diámetros mínimos de doblamiento y ganchos estándar – C.7.1)** así lo muestran.

Figura 9. Diámetro mínimo de doblamiento

- Barras corrugadas-  
(DIÁMETRO DE DOBLEZ=  $6d_b$ )

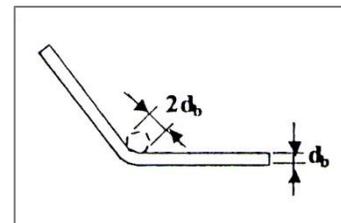


- Estribos y flejes.  
(DIÁMETRO DE DOBLEZ=  $4d_b$ )



- Alambres para mallas con  $d_b > 7 \text{ mm}$ .  
(DIÁMETRO DE DOBLEZ=  $4d_b$ )

- Alambres para mallas con  $d_b \leq 7 \text{ mm}$ .  
(DIÁMETRO DE DOBLEZ=  $2d_b$ )

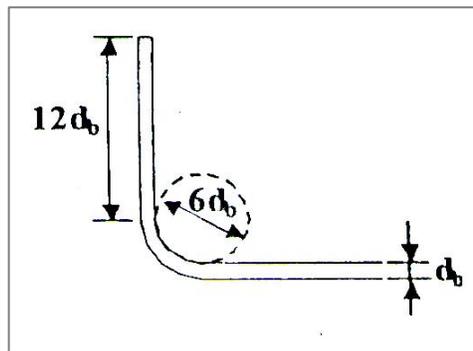


Fuente: Norma ACI 318 - 02

### 8.1.4.5. Dimensiones del gancho estándar.

- Gancho a  $90^\circ$   
(UN DOBLEZ A  $90^\circ$  MÁS DE UNA EXTENSIÓN FINAL AL MENOS DE  $12d_b$ )

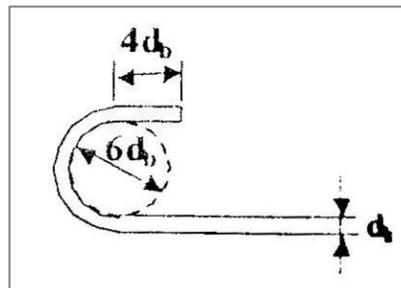
Figura 10. Gancho a  $90^\circ$



Fuente: Norma ACI 318 - 02

- Gancho a  $180^\circ$   
(UN DOBLEZ A  $180^\circ$  MÁS DE UNA EXTENSIÓN FINAL AL MENOS DE  $4d_b$ )

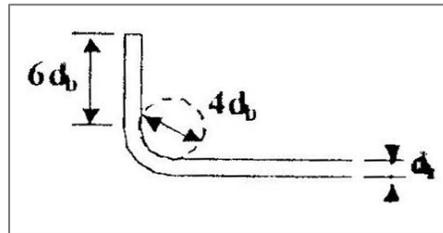
Figura 11. Gancho a  $180^\circ$



Fuente: Norma ACI 318 - 02

- Para estribos o flejes.
  - (UN DOBLEZ A 90° MÁS DE UNA EXTENSIÓN FINAL AL MENOS DE  $6d_b$ )

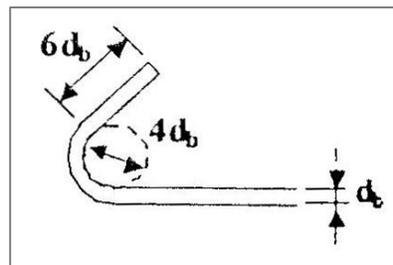
Figura 12. Gancho estribos o flejes



Fuente: Norma ACI 318 - 02

- (UN DOBLEZ A 135° MÁS DE UNA EXTENSIÓN FINAL AL MENOS DE  $6d_b$ )

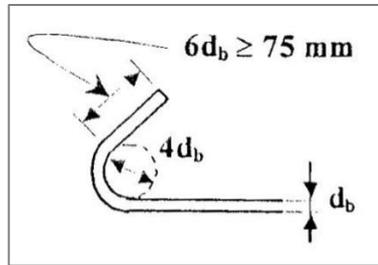
Figura 13. Gancho estribos o flejes



Fuente: Norma ACI 318 - 02

- Para estribos de confinamiento en zonas sísmicas
  - (UN DOBLEZ A 135° MÁS DE UNA EXTENSIÓN FINAL AL MENOS DE  $6d_b$  pero no menos de 75 mm)

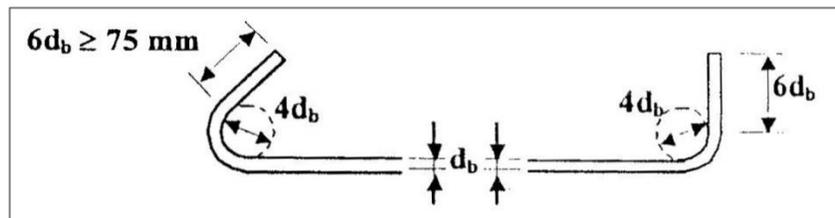
Figura 14. Gancho estribos de confinamiento en zonas sísmicas



Fuente: Norma ACI 318 - 02

- (UN DOBLEZ A 135° MÁS DE UNA EXTENSIÓN FINAL AL MENOS DE  $6d_b$  pero no menos de 75 mm)
- (UN DOBLEZ A 90° MÁS DE UNA EXTENSIÓN FINAL AL MENOS DE  $6d_b$  en el otro extremo de la barra)

Figura 15. Gancho suplementario en zonas sísmicas



Fuente: Norma ACI 318 - 02

#### 8.1.4.6. Tamaño máximo de agregado.

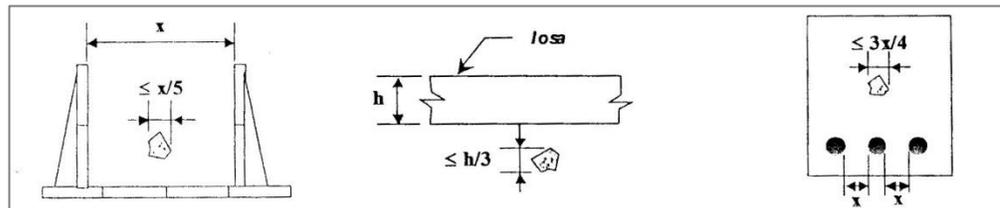
Los datos dados en las normas **NSR-10 capítulo C3 (C.3.3 – Agregados)** y la **ACI 318-02 capítulo 5 – Requisitos generales del concreto reforzado (5.7 – tamaño máximo de agregado)** son iguales.

##### a. Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser mayor que:

- 1/5 de la mayor dimensión entre formaletas laterales.
- 1/3 de altura de la losa
- 3/4 de la mínima distancia libre entre barras de refuerzo paralelas.

Figura 16. Tamaño máximo nominal de agregado grueso



Fuente: Norma ACI 318 - 02

**8.1.4.7. Longitud de desarrollo, empalmes por traslapeo y anclaje del refuerzo.**

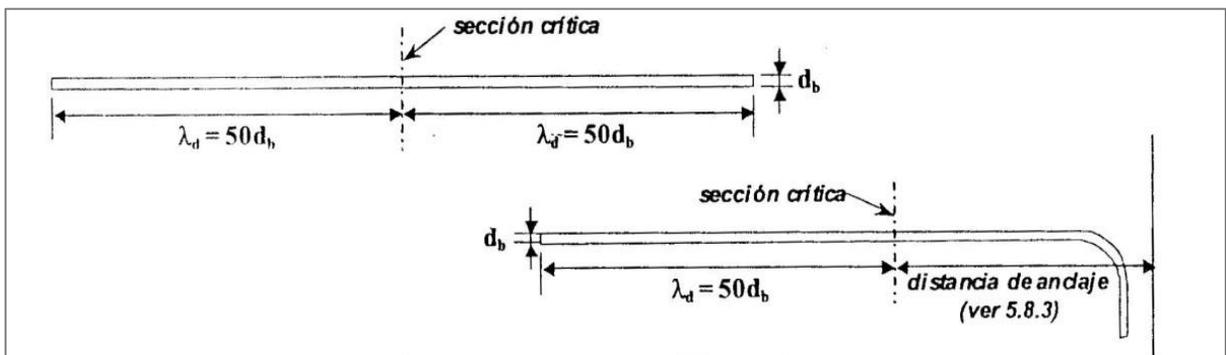
La norma **ACI 318-02 Capítulo 5 – Requisitos generales del concreto reforzado (5.8 – Longitud de desarrollo, empalmes por traslapeo y anclaje del refuerzo)** expone datos mayores a la norma **NSR-10 Capítulo C12 – Longitudes de desarrollo y empalmes del refuerzo (C.12.14 – Empalmes del refuerzo – generalidades)**, por lo tanto serán escogidos y utilizados en el diseño del edificio.

*a. Longitud de desarrollo.*

- Barras de refuerzo.

La mínima longitud de desarrollo,  $\lambda_d$ , requerida a cada lado de la sección crítica para que una barra desarrolle su resistencia total debe ser **50  $d_b$** .

Figura 17. Longitud de desarrollo requerida para barras de refuerzo

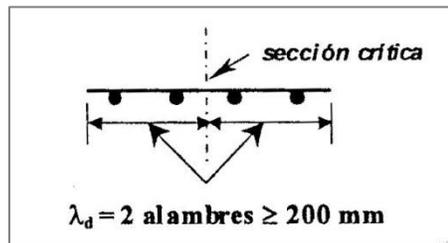


Fuente: Norma ACI 318 - 02

- Mallas electrosoldadas.

La longitud de desarrollo  $\lambda_d$  de una malla electrosoldada medida a cada lado de la sección crítica debe contener por lo menos dos alambres transversales, pero no debe ser menor de 200 mm.

Figura 18. Tamaño máximo nominal de agregado grueso



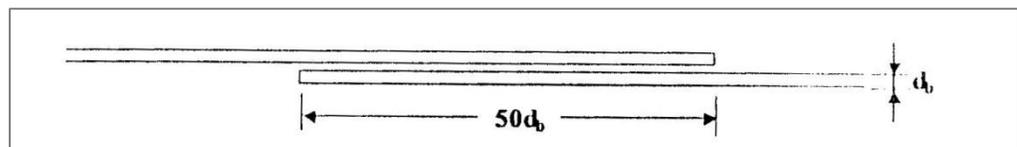
Fuente: Norma ACI 318 - 02

*b. Dimensiones de empalmes por traslapo.*

- Barras de refuerzo.

La longitud mínima de traslapo para empalmar barras de refuerzo debe ser **50  $d_b$** .

Figura 19. Longitud mínima de traslapo para barras de refuerzo

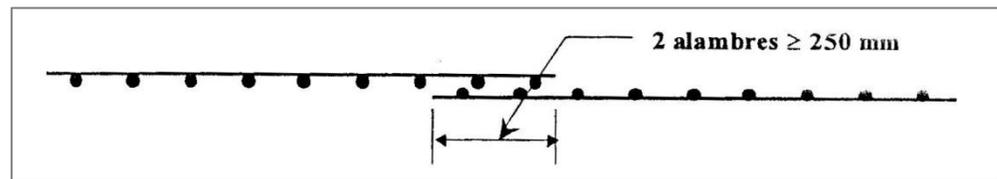


Fuente: Norma ACI 318 - 02

- Mallas electrosoldadas.

El empalme por traslape de mallas electrosoldadas para los diámetros de alambre permitidos debe sobreponer por lo menos dos alambres transversales de cada una de las mallas, y la distancia traslapada no debe ser menor de 250 mm.

Figura 20. Longitud mínima de traslape para mallas electrosoldadas

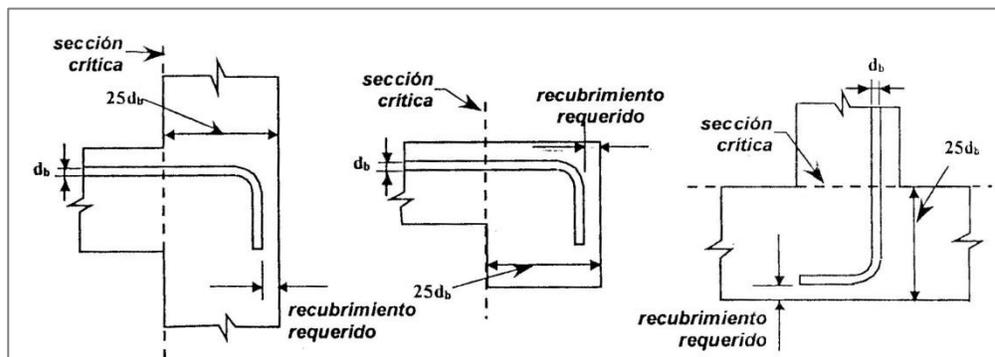


Fuente: Norma ACI 318 - 02

c. *Distancia mínima de anclaje de gancho estándar.*

La distancia mínima entre la cara exterior del concreto y la sección crítica donde el gancho desarrolla toda su resistencia no debe ser menor de **25d<sub>b</sub>**.

Figura 21. Distancia mínima de anclaje para gancho estándar



Fuente: Norma ACI 318 - 02

#### **8.1.4.8. Refuerzo longitudinal.**

La cantidad de refuerzo longitudinal empleado en los elementos estructurales debe ser suficiente para resistir las cargas y fuerzas mayoradas, pero no puede ser menor que los valores mínimos ni mayor que los máximos dados para los diferentes tipos de elementos estructurales de concreto reforzado.

Si la cantidad de refuerzo longitudinal calculado requerido para resistir las cargas y fuerzas mayoradas es menor que el valor mínimo admisible, debe usarse el valor mínimo, de lo contrario debe modificarse apropiadamente.

El refuerzo longitudinal se coloca para resistir tensión axial, compresión axial, tensión y compresión por flexión, y esfuerzos inducidos por variación de temperatura y retracción de fraguado en el concreto.

#### **8.1.4.9. Refuerzo transversal.**

El refuerzo transversal se coloca para resistir los esfuerzos cortantes y de torsión, confinar las barras a compresión contrarrestando la tendencia a pandear hacia afuera de la sección y prevenir el desplazamiento del refuerzo longitudinal durante las operaciones de construcción. En zonas sísmicas, el refuerzo transversal colocado en zonas especiales brinda confinamiento al concreto sometido a deformaciones apreciables.

Si la cantidad necesaria calculada de refuerzo transversal es menor que el valor mínimo admisible, debe emplearse el valor mínimo, de lo contrario debe modificarse apropiadamente.

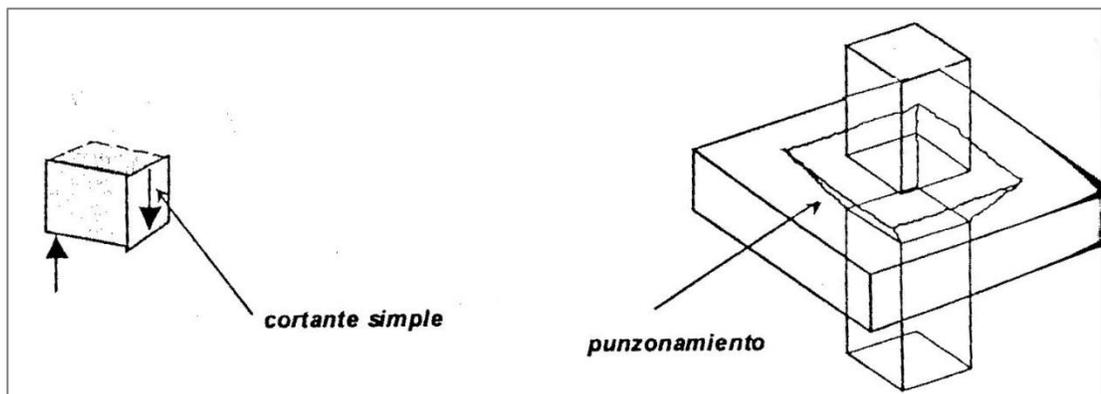
#### 8.1.4.10. Resistencia de elementos sometidos a esfuerzos a cortantes.

Los datos de la norma **ACI 318-02 Capítulo 5 – Requisitos generales del concreto reforzado (5.13 – Resistencia de elementos sometidos a esfuerzos cortantes)** son iguales a los de la norma **NSR-10 Capítulo C11 – Cortante y torsión (C.11.1 – Resistencia al cortante)**.

Tipos de efectos cortantes:

- Cortante simple que acompaña los momentos flectores y se presenta en vigas, vigas maestras, viguetas, losas macizas, y muros de concreto reforzado cerca de los apoyos y de las cargas concentradas.
- Punzonamiento o cortante en dos direcciones, que ocurre en losas macizas y zapatas, cerca de los apoyos y de las cargas concentradas.

Figura 22. Cortante simple y punzonamiento



Fuente: Norma ACI 318 - 02

#### **8.1.4.11. Resistencia de elementos sometidos a flexión.**

En este capítulo se muestran los mismos datos de la norma **NSR-10 Capítulo C.10 – Flexión y cargas axiales (C.10.3 – Principios y requisitos generales)** y la norma **ACI 318-02 Capítulo 5 – Requisitos generales del concreto reforzado (5.11 – Resistencia de elementos sometidos a flexión)**.

Si la fuerza axial mayorada sobre el elemento,  $P_u$ , es una fuerza a compresión que excede  $(0.10 \cdot F_c \cdot A_g)$  o produce tensión axial en el elemento, el cálculo de la resistencia de diseño se debe hacer usando otros requisitos.

*a. Resistencia requerida a flexión.*

La resistencia requerida a flexión,  $M_u$ , debida a las cargas mayoradas aplicadas a la estructura se debe determinar, según el tipo particular del elemento.

*b. Resistencia mínima de diseño a flexión.*

La resistencia nominal de diseño a flexión de la sección,  $(\phi \cdot M_n)$ , evaluada empleando los valores supuestos de las dimensiones, resistencia de los materiales y refuerzo, debe ser mayor o igual a la resistencia requerida a flexión,  $M_u$ :

El esfuerzo longitudinal debe colocarse cerca de la cara del elemento donde el momento flector produce tensión.

*c. Resistencia de diseño a flexión para secciones rectangulares con refuerzo a tensión únicamente.*

d. Resistencia de diseño a flexión.

Para una sección con solo refuerzo a tensión la resistencia a flexión en la sección se debe obtener mediante la siguiente ecuación, con  $\phi = 0.90$ .

$$\phi * M_n = \phi * A_s * F_y (d - a/2) \quad y \quad a = A_s * F_y / 0.85 * F_c * b$$

e. Obtención del área de refuerzo a tensión por flexión.

La cantidad (cuantía) de refuerzo a flexión,  $\rho = A_s / (b * d)$ , debe obtenerse usando la resistencia requerida a flexión,  $M_u$ , así:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \left[ \frac{M_u}{\phi * b * d^2} * \frac{2 * \alpha}{F_y} \right]} \quad \text{donde } \alpha = \frac{F_c}{1.18 * F_y}$$

El valor de  $\rho$  obtenido es menor que el mínimo admisible,  $\rho_{min}$ , establecido.

$A_s$  se debe incrementar hasta cumplir con él. Si  $\rho$  obtenido es mayor que el máximo admisible,  $\rho_{max}$ , establecido, se deben modificar las dimensiones del elemento haciendo las correcciones de peso propio apropiadas. Si el valor obtenido de  $\rho$  es mayor que  $\rho_{max}$  para vigas, vigas maestras y viguetas se debe explorar la posibilidad de utilizar refuerzo a compresión.

### **8.1.5. Sistemas de pisos.**

Para este capítulo de sistemas de piso se recomienda usar los datos dados en la norma **ACI 318-02 capítulo 6 – Sistemas de piso (tablas 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4.)**

#### **8.1.5.1. Selección del sistema de piso.**

- Magnitud de las cargas muertas y vivas, especialmente del peso propio del sistema.
- Geometría en planta de la estructura, especialmente en cuanto a longitud de vano en dos direcciones y la relación entre ellos.
- Presencia de voladizos, luz máxima y dirección.
- Tipo de ocupación de la edificación.
- Resistencia de los materiales, concreto y acero de refuerzo.
- Comportamiento esperado del sistema de piso, y cumplimiento adecuado de los criterios de funcionamiento asociados con deflexiones.
- Cantidades de obra de los materiales (concreto, acero y formaleta) necesarios para la construcción del sistema de piso.
- La tradición local en la construcción de sistemas de piso juega un papel importante en la selección del sistema y puede simplificar las labores de coordinación en obra.
- La calidad y destreza de la mano de obra local deben influir en la selección del sistema.
- Costo relativo de las alternativas.

### **8.1.5.2. Requisitos de integridad estructural.**

a. *Vigas perimetrales en sistemas de losa sobre vigas y de viguetas.*

Se debe disponer un anillo de vigas que amarren las columnas y muros de concreto reforzado perimetrales. Estas vigas o vigas maestras perimetrales deben tener un área mínima continua de refuerzo longitudinal superior e inferior con estribos cerrados.

b. *Vigas maestras y vigas que no pertenecen al perímetro.*

Todas las vigas y vigas maestras diferentes a aquellas que hacen parte del anillo perimetral, deben tener estribos cerrados y una área mínima de refuerzo longitudinal inferior. Este refuerzo longitudinal debe empalmarse por traslapo en los apoyos, o cerca de ellos.

c. *Viguetas.*

En las viguetas por lo menos una barra inferior debe ser continua a través del apoyo o empalmarse por traslapo en la longitud. En los apoyos no continuos al menos una barra longitudinal debe terminar con un gancho estándar.

### **8.1.5.3. Trayectoria de cargas en losas en una y dos direcciones.**

La trayectoria de cargas desde el punto de aplicación hasta los apoyos depende de las dimensiones en planta y de la rigidez de sus elementos de apoyo.

a. *Acción en dos direcciones.*

Se considera que una losa trabaja en dos direcciones cuando:

El panel de la losa tiene una forma rectangular en planta, tiene vigas, vigas maestras o muros de concreto reforzado que proveen apoyo

vertical en todos los bordes, con una relación de luz larga a luz corta menor o igual a dos.

b. *Acción en una dirección.*

Tiene dos bordes opuestos libres, sin apoyo vertical, y tiene vigas, vigas maestras o muros de concreto reforzado que proveen apoyo vertical a todo lo largo de los dos bordes opuestos.

El panel de la losa tiene una forma rectangular en planta, tiene vigas, vigas maestras o muros de concreto reforzado que proveen apoyo vertical en todos los bordes, con una relación de luz larga a luz corta menor o igual a dos.

Tiene viguetas solo en una dirección, exceptuando las riostras.

c. *Trayectoria de cargas en el sistema de piso.*

Debe identificarse una trayectoria de cargas aproximada (una o dos direcciones). Esta trayectoria aproximada se usa para asignar la carga aferente a todos los elementos de apoyo, y se realiza el pre dimensionamiento de la losa y sus elementos de apoyo.

**8.1.5.4. *Altura mínima de los elementos del sistema de piso.***

Se considera que las alturas mínimas son suficientes para cumplir el estado límite de servicio, conduciendo a rigidez suficiente de los elementos para evitar deflexiones no deseadas debidas a las cargas muertas y vivas.

a. *Losas macizas en una dirección.*

- Losa superior entre viguetas.

Debe tener un espesor mínimo de  $\lambda/12$ , pero no menor de 40 mm cuando se empleen bloques de relleno de concreto o arcilla, y no menor de 50 mm en todos los demás casos.

- Elementos no estructurales insensitivos a deflexiones.

El espesor mínimo,  $h$ , no debe ser menor que los valores dados, donde la longitud del vano  $\lambda$ , se debe tomar como la distancia medida centro a centro entre apoyos, excepto cuando el vano sea menor de 3 m, en cuyo caso en que se puede considerar  $\lambda$  como la luz libre.

CONTINUIDAD DE LOS APOYOS	ESPESOR MINIMO (h)
Simplemente apoyados	$\lambda/20$
Un apoyo continuo	$\lambda/24$
Ambos apoyos continuos	$\lambda/28$
voladizos	$\lambda/10$

Tabla 19. Espesor mínimo,  $h$ , para losas en una dirección que soportan elementos no estructurales que pueden someterse a deflexiones grandes.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

- Elementos no estructurales sensitivos a deflexiones.

El espesor mínimo,  $h$ , no deber ser menor que los valores dados, donde la longitud del vano  $\lambda$ , se debe tomar como la distancia medida centro a centro entre apoyos, excepto cuando el vano sea menor de 3 m, en cuyo caso en que se pueda considerar  $\lambda$  como la luz libre.

CONTINUIDAD DE LOS APOYOS	ESPESOR MÍNIMO (h)
Simplemente apoyados	$\lambda/14$
Un apoyo continuo	$\lambda/16$
Ambos apoyos continuos	$\lambda/19$
voladizos	$\lambda/7$

Tabla 20. Espesor mínimo, para losas en una dirección que soportan elementos no estructurales susceptibles de daño por deflexiones grandes.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

*b. Vigas maestras, vigas y viguetas en una dirección.*

El espesor mínimo, **h**, no deber ser menor que los valores dados, donde la luz  $\lambda$ , se debe tomar como la distancia medida centro a centro entre apoyos, excepto que cuando el vano sea menor a 3 m, caso en el cual se puede considerar  $\lambda$  como la luz libre.

CONTINUIDAD DE LOS APOYOS	ESPESOR MINIMO (h)
Simplemente apoyados	$\lambda/16$
Un apoyo continuo	$\lambda/18.5$
Ambos apoyos continuos	$\lambda/21$
voladizos	$\lambda/8$

Tabla 21. Espesor mínimo, h, para vigas, vigas maestras o viguetas en una dirección que soportan elementos no estructurales que aceptan deflexiones grandes.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

c. *Elementos no estructurales sensitivos a deflexiones.*

El espesor mínimo, **h**, no deber ser menor que los valores dados, donde la luz  $\lambda$ , se debe tomar como la distancia medida centro a centro entre apoyos, excepto que para viguetas cuando el vano sea menor a 3 m, caso en el cual se puede considerar  $\lambda$  como la luz libre.

CONTINUIDAD DE LOS APOYOS	ESPESOR MINIMO (h)
Simplemente apoyados	$\lambda/11$
Un apoyo continuo	$\lambda/12$
Ambos apoyos continuos	$\lambda/14$
voladizos	$\lambda/5$

Tabla 22. Espesor mínimo, h, para vigas, vigas maestras o viguetas en una dirección que soportan elementos no estructurales susceptibles de daño debido a deflexiones grandes.

Fuente: Norma ACI 318 - 02

d. *Losas en dos direcciones apoyadas sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto reforzado.*

La altura mínima admisible para losas en dos direcciones, incluyendo los sistemas de viguetas en dos direcciones y el reticular celular, apoyados sobre vigas, vigas maestras o muros de concreto reforzado en todos los bordes del panel, se debe obtener con la ecuación

$$h = \frac{\lambda n}{30+3*\beta}$$

Las vigas maestras de soporten deben tener una altura no menor a tres veces el espesor de la losa.

El espesor de las losas macizas no debe ser menor de 120 mm para luces,  $\lambda_n$  mayores de 3 m, y no debe ser menor de 100 mm para luces,  $\lambda_n$ , menores o iguales a 3 m.

Donde la luz,  $\lambda_n$ , se debe tomar como la luz libre en la dirección larga, medida entre las caras de las vigas de apoyo y  $\beta$  es la relación entre luz libre mayor y la luz libre menor del panel de la losa.

#### **8.1.5.5. Pre dimensionamiento del sistema de piso.**

Para vigas y vigas maestras el ancho inicial,  $b_w$ , se debe tomar como la mitad de la altura,  $h$ , del elemento, pero no menor de 200 mm.

#### **8.1.5.6. Acabado de piso.**

Se puede considerar como parte del recubrimiento requeridos todos los afinados y acabados de concreto y mortero. El acabado de piso no se considera como parte del elemento estructural a menos que se coloque monolíticamente con la losa de piso.

#### **8.1.5.7. Ductos, aberturas y tuberías embebidas.**

##### *a. Ductos y aberturas en sistemas de losa.*

- Sistema de losa sobre vigas.

Las aberturas no deben interrumpir las vigas o vigas maestras de borde del panel. Se debe mantener la cantidad total de refuerzo requerido para la losa sin aberturas. Las aberturas con dimensiones en planta mayores de  $\lambda/4$  requieren vigas en todos los bordes.

- Construcción con viguetas.

Deben localizarse en el espacio entre viguetas, cuando la abertura interrumpa una o dos viguetas, debe estar rodeada por viguetas o riostras. Las viguetas del borde de la abertura deben ser continuas y se deben diseñar para el doble de la carga vertical. Las riostras perimetrales se deben extender hasta hacia ambos lados una viga o viga maestra. Cuando la abertura interrumpa más de dos viguetas se deben disponer vigas en todos sus lados.

*b. Conductos y tuberías embebidas.*

No se puede embeber en elementos estructurales tuberías o conductos de aluminio, es decir, no se puede saturar ningún elemento estructural (columnas, vigas) de conductos o tuberías.

- Conductos y tuberías que atraviesan vigas, vigas maestras y viguetas.

Cualquier conducto o tubería que atravesase una viga, viga maestra o vigueta debe tener un diámetro exterior menor que  $1/3$  de la altura del elemento  $h$  cuando lo atraviesa horizontalmente, y menor que  $b_w/3$  cuando lo atraviesa verticalmente.

Los conductos o tuberías deben ubicarse en planta a no menor de  $\lambda/4$  y no más de  $\lambda/3$  de la cara del apoyo. Las tuberías y conductos deben tener una separación horizontal de por lo menos tres veces su diámetro.

- Conductos y tuberías embebidos longitudinalmente dentro de vigas, vigas maestras y viguetas.

Deben ser menores que  $b_w/3$  y estar ubicados verticalmente dentro del tercio central de la altura,  $h$ , del elemento. Los conductos y tuberías deben estar espaciados a más de tres veces su diámetro medido centro a centro.

- Conductos y tuberías embebidos en losas.  
Los conductos y tuberías embebidos dentro de losas macizas se deben colocar entre el refuerzo superior e inferior. Su diámetro nominal interior debe ser menor de 50 mm y deben estar espaciados a más de tres veces su diámetro medido centro a centro.
- Tuberías embebidas en la losa superior de viguetas.  
El espesor de la losa debe ser por lo menos 25 mm mayor que la altura total con los conductos o tuberías embebidos en cualquier punto de la misma.

#### **8.1.6. Losas macizas en dos direcciones sobre muros de concreto reforzado.**

Para este capítulo de losas macizas se encuentra que las características en las dos normas aplican con las mismas tablas, contenidos y especificaciones **ACI 318-02 capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros y la NSR – 10 capítulo C.13 Sistemas de losa en una y dos direcciones.**

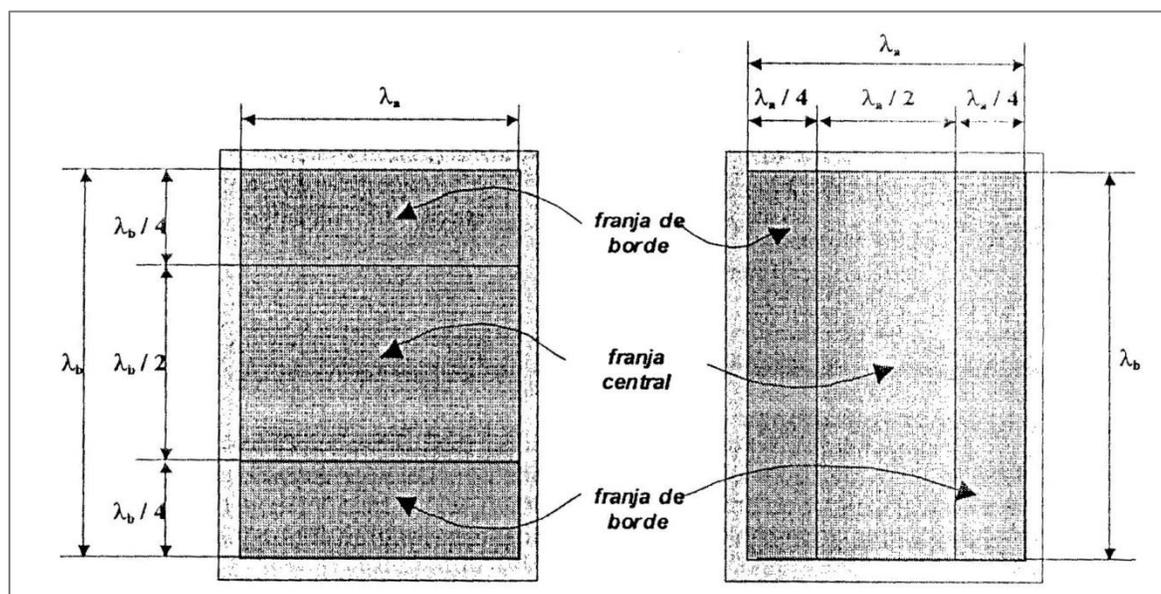
Las siguientes restricciones deben cumplirse para el uso del procedimiento:

- Deben haber dos o más luces.
- Los vanos son aproximadamente iguales, y el menor de dos vanos adyacentes no deben ser menor de 80% del vano más largo, es decir, de los espacios sin construcción.
- Las vigas o vigas maestras de apoyo se construyen monolíticamente con la losa y deben tener una altura no menor a tres veces el espesor de la losa.
- Las cargas están distribuidas uniformemente.

- La carga viva unitaria,  $q_L$ , no excede tres veces la carga muerta unitaria,  $q_d$ .

El panel de la losa se debe dividir, en las dos direcciones, en dos regiones de borde y una región central. La región central corresponde a la mitad central del panel mientras que las regiones de borde tienen un ancho de un cuarto de panel a cada lado de la región central.

Figura 23. Regiones central y de borde para losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto reforzado.



Fuente: Norma ACI 318 – 02

### 8.1.6.1. Resistencia a cortante de losas macizas

#### a. Resistencia requerida a cortante

La resistencia requerida a cortante,  $V_u$ , debida a la aplicación de las cargas mayoradas a la estructura se debe determinar en los sitios indicados para cada tipo de losa.

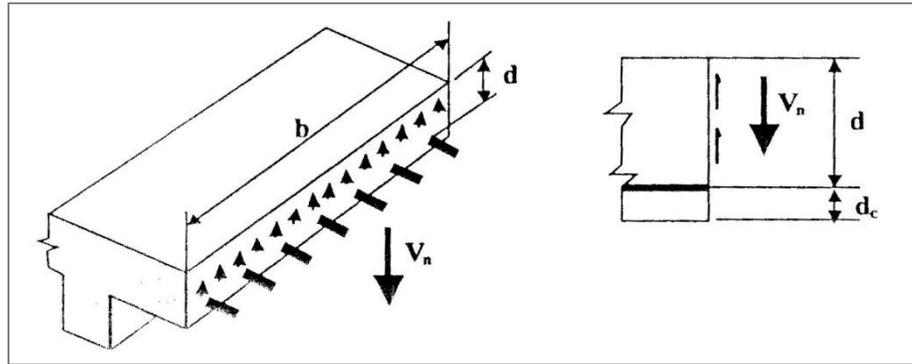
*b. Resistencia mínima de diseño a cortante*

La resistencia de diseño a cortante ( $\phi V_n$ ) en losas macizas se debe basar únicamente en la contribución del concreto a la resistencia a cortante y esta debe ser mayor o igual que la resistencia requerida,  $V_u$ , según lo planteado en las siguientes ecuaciones con  $\phi=0.75$ .

$$\phi V_n = \phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = \phi \left[ \frac{\sqrt{f_c}}{6} \right] b d$$

Figura 24. Contribución del concreto a la resistencia a cortante simple en losas macizas.



Fuente: Norma ACI 318 – 02

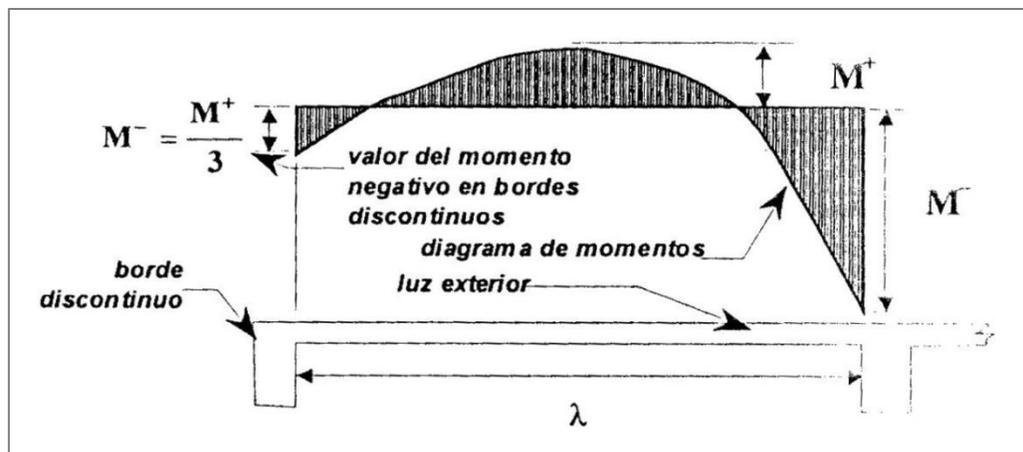
**8.1.6.2. Resistencia requerida a flexión.**

En la norma **ACI 318-02 capítulo 7 – losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros (7.9.2 – Resistencia requerida a flexión en las tablas 7.5, 7.6, 7.7, 7.8)** se muestra que los valores dados son mayores de los de la norma **NSR-10 capítulo C13 (C.13.9 –**

La resistencia requerida por momento positivo y negativo,  $M_u$ , para losas en dos direcciones se debe calcular con el procedimiento establecido en esta sección.

Los valores de momento mayorado requerido se deben obtener para la relación apropiada,  $\beta$ , entre la luz libre mayor  $\lambda_b$ , y la luz libre menor,  $\lambda_a$ , y las condiciones correspondientes de continuidad del borde. El momento negativo en bordes discontinuos debe ser igual a un tercio del momento positivo.

Figura 25. Momento negativo en bordes discontinuos de losas macizas sobre vigas en dos direcciones

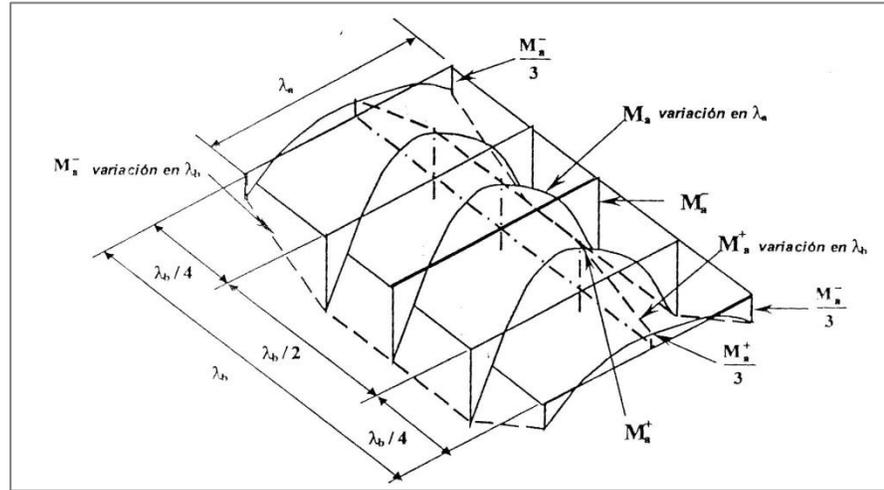


Fuente: Norma ACI 318 – 02

- a. Variación del momento ( $M_a$ ) con el ancho de las secciones críticas para diseño, para losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto reforzado.

Se puede disminuir linealmente los valores de resistencia a flexión en el borde de regiones centrales, hasta un tercio de su valor en el borde del panel.

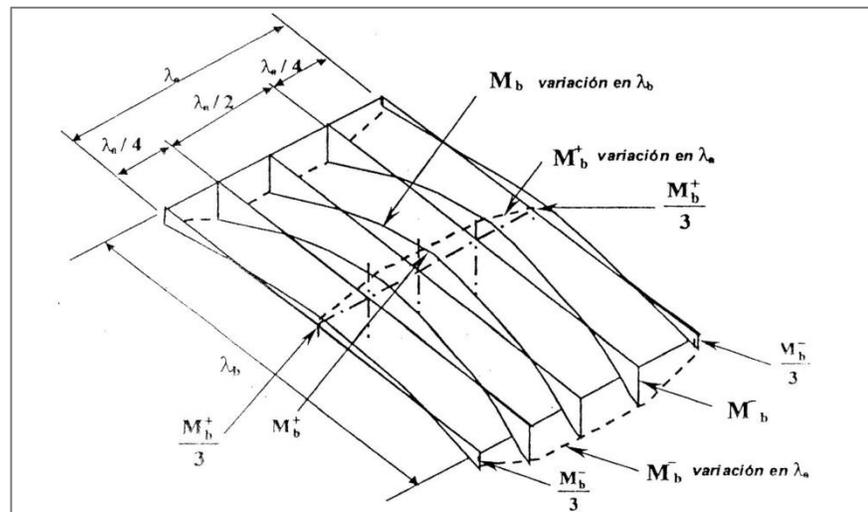
Figura 26. Variación del momento  $M_a$  con el ancho de las secciones críticas para diseño, para losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto reforzado



Fuente: Norma ACI 318 – 02

- b. Variación del momento ( $M_b$ ) con el ancho de las secciones críticas para diseño, para losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto reforzado.

Figura 27. Variación del momento  $M_b$  con el ancho de las secciones críticas para diseño, para losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros en concreto reforzado



Fuente: Norma ACI 318 – 02

$\beta = lb/la$	LUZ CORTA ( $la$ )			LUZ LARGA ( $lb$ )		
	Relación de luces	Momento negativo	Momento positivo	Fracción de carga	Momento negativo	Momento positivo
1.0	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 22$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 42$	$\alpha a = 0.50$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 22$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 42$	$\alpha b = 0.50$
1.1	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 18$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 35$	$\alpha a = 0.60$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 25$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 50$	$\alpha b = 0.40$
1.2	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 16$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 30$	$\alpha a = 0.67$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 35$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 60$	$\alpha b = 0.33$
1.3	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 15$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 27$	$\alpha a = 0.74$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 40$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 75$	$\alpha b = 0.26$
1.4	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 14$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 25$	$\alpha a = 0.80$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 50$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 100$	$\alpha b = 0.20$
1.5	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 13$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 23$	$\alpha a = 0.84$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 65$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 120$	$\alpha b = 0.16$
1.6	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 13$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 22$	$\alpha a = 0.87$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 85$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 145$	$\alpha b = 0.13$
1.7	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 12$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 21$	$\alpha a = 0.90$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 110$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 180$	$\alpha b = 0.10$
1.8	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 12$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 20$	$\alpha a = 0.92$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 135$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 225$	$\alpha b = 0.08$
1.9	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 12$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 20$	$\alpha a = 0.93$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 160$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 275$	$\alpha b = 0.07$
2.0	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 11$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 18$	$\alpha a = 0.94$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 170$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 340$	$\alpha b = 0.06$
>2.0	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 10$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 16$	$\alpha a = 1.00$	Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura		$\alpha b = 0.00$

Tabla 23. Panel interior de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto.

Fuente: Norma ACI 318 – 02

$\beta = lb/la$	LUZ CORTA ( $la$ )			LUZ LARGA ( $lb$ )		
	Relación de luces	Momento negativo	Momento positivo	Fracción de carga	Momento negativo	Momento positivo
1.0	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 16$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 35$	$\alpha a = 0.67$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 33$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 40$	$\alpha b = 0.33$
1.1	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 15$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 31$	$\alpha a = 0.74$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 35$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 50$	$\alpha b = 0.26$
1.2	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 14$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 28$	$\alpha a = 0.80$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 50$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 65$	$\alpha b = 0.20$
1.3	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 13$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 25$	$\alpha a = 0.85$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 70$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 85$	$\alpha b = 0.15$
1.4	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 13$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 23$	$\alpha a = 0.88$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 90$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 110$	$\alpha b = 0.12$
1.5	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 12$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 22$	$\alpha a = 0.91$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 115$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 135$	$\alpha b = 0.09$
1.6	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 12$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 21$	$\alpha a = 0.93$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 135$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 160$	$\alpha b = 0.07$
1.7	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 12$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 20$	$\alpha a = 0.94$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 165$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 185$	$\alpha b = 0.06$
1.8	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 12$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 20$	$\alpha a = 0.95$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 200$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 220$	$\alpha b = 0.05$
1.9	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 12$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 19$	$\alpha a = 0.96$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 250$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 270$	$\alpha b = 0.04$
2.0	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 11$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 18$	$\alpha a = 0.97$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 330$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 340$	$\alpha b = 0.03$
>2.0	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 10$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 16$	$\alpha a = 1.00$	Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura		$\alpha b = 0.00$

Tabla 24. Panel exterior con  $la$  paralelo al borde de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros.

Fuente: Norma ACI 318 – 02

$\beta = \lambda b/\lambda a$	LUZ CORTA ( $\lambda a$ )			LUZ LARGA ( $\lambda b$ )		
Relación de luces	Momento negativo	Momento positivo	Fracción de carga	Momento negativo	Momento positivo	Fracción de carga
1.0	$M_a(-) = qu \cdot \lambda a^2/30$	$M_a(+) = qu \cdot \lambda a^2/39$	$\alpha a = 0.33$	$M_b(-) = qu \cdot \lambda b^2/16$	$M_b(+) = qu \cdot \lambda b^2/35$	$\alpha b = 0.67$
1.1	$M_a(-) = qu \cdot \lambda a^2/23$	$M_a(+) = qu \cdot \lambda a^2/32$	$\alpha a = 0.42$	$M_b(-) = qu \cdot \lambda b^2/19$	$M_b(+) = qu \cdot \lambda b^2/40$	$\alpha b = 0.58$
1.2	$M_a(-) = qu \cdot \lambda a^2/19$	$M_a(+) = qu \cdot \lambda a^2/26$	$\alpha a = 0.51$	$M_b(-) = qu \cdot \lambda b^2/22$	$M_b(+) = qu \cdot \lambda b^2/50$	$\alpha b = 0.49$
1.3	$M_a(-) = qu \cdot \lambda a^2/17$	$M_a(+) = qu \cdot \lambda a^2/23$	$\alpha a = 0.59$	$M_b(-) = qu \cdot \lambda b^2/27$	$M_b(+) = qu \cdot \lambda b^2/60$	$\alpha b = 0.41$
1.4	$M_a(-) = qu \cdot \lambda a^2/15$	$M_a(+) = qu \cdot \lambda a^2/20$	$\alpha a = 0.66$	$M_b(-) = qu \cdot \lambda b^2/32$	$M_b(+) = qu \cdot \lambda b^2/70$	$\alpha b = 0.34$
1.5	$M_a(-) = qu \cdot \lambda a^2/13$	$M_a(+) = qu \cdot \lambda a^2/19$	$\alpha a = 0.72$	$M_b(-) = qu \cdot \lambda b^2/40$	$M_b(+) = qu \cdot \lambda b^2/85$	$\alpha b = 0.28$
1.6	$M_a(-) = qu \cdot \lambda a^2/12$	$M_a(+) = qu \cdot \lambda a^2/17$	$\alpha a = 0.77$	$M_b(-) = qu \cdot \lambda b^2/50$	$M_b(+) = qu \cdot \lambda b^2/100$	$\alpha b = 0.23$
1.7	$M_a(-) = qu \cdot \lambda a^2/12$	$M_a(+) = qu \cdot \lambda a^2/16$	$\alpha a = 0.81$	$M_b(-) = qu \cdot \lambda b^2/60$	$M_b(+) = qu \cdot \lambda b^2/125$	$\alpha b = 0.19$
1.8	$M_a(-) = qu \cdot \lambda a^2/11$	$M_a(+) = qu \cdot \lambda a^2/15$	$\alpha a = 0.85$	$M_b(-) = qu \cdot \lambda b^2/70$	$M_b(+) = qu \cdot \lambda b^2/150$	$\alpha b = 0.15$
1.9	$M_a(-) = qu \cdot \lambda a^2/11$	$M_a(+) = qu \cdot \lambda a^2/15$	$\alpha a = 0.88$	$M_b(-) = qu \cdot \lambda b^2/85$	$M_b(+) = qu \cdot \lambda b^2/175$	$\alpha b = 0.12$
2.0	$M_a(-) = qu \cdot \lambda a^2/10$	$M_a(+) = qu \cdot \lambda a^2/14$	$\alpha a = 0.92$	$M_b(-) = qu \cdot \lambda b^2/100$	$M_b(+) = qu \cdot \lambda b^2/200$	$\alpha b = 0.08$
>2.0	$M_a(-) = qu \cdot \lambda a^2/9$	$M_a(+) = qu \cdot \lambda a^2/11$	$\alpha a = 1.00$	Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura		$\alpha b = 0.00$

Tabla 25. Panel exterior con  $\lambda b$  paralelo al borde, de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros.

Fuente: Norma ACI 318 – 02

$\beta = lb/la$	LUZ CORTA ( $la$ )			LUZ LARGA ( $lb$ )		
Relación de luces	Momento negativo	Momento positivo	Fracción de carga	Momento negativo	Momento positivo	Fracción de carga
1.0	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 20$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 31$	$\alpha a = 0.50$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 20$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 31$	$\alpha b = 0.50$
1.1	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 17$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 26$	$\alpha a = 0.59$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 25$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 38$	$\alpha b = 0.41$
1.2	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 15$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 23$	$\alpha a = 0.67$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 30$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 45$	$\alpha b = 0.33$
1.3	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 13$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 20$	$\alpha a = 0.74$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 40$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 55$	$\alpha b = 0.26$
1.4	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 13$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 19$	$\alpha a = 0.80$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 50$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 70$	$\alpha b = 0.20$
1.5	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 12$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 17$	$\alpha a = 0.84$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 60$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 85$	$\alpha b = 0.16$
1.6	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 11$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 16$	$\alpha a = 0.87$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 75$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 100$	$\alpha b = 0.13$
1.7	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 11$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 16$	$\alpha a = 0.90$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 100$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 125$	$\alpha b = 0.10$
1.8	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 11$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 15$	$\alpha a = 0.92$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 120$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 150$	$\alpha b = 0.08$
1.9	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 11$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 15$	$\alpha a = 0.94$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 145$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 175$	$\alpha b = 0.06$
2.0	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 10$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 14$	$\alpha a = 0.96$	$Mb(-) = qu \cdot lb^2 / 165$	$Mb(+) = qu \cdot lb^2 / 200$	$\alpha b = 0.04$
>2.0	$Ma(-) = qu \cdot la^2 / 9$	$Ma(+) = qu \cdot la^2 / 11$	$\alpha a = 1.00$	Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura		$\alpha b = 0.00$

Tabla 26 . Panel de esquina de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto.

Fuente: Norma ACI 318 – 02

Figura 28. Panel interior de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto.

Fuente: Norma ACI 318 – 02

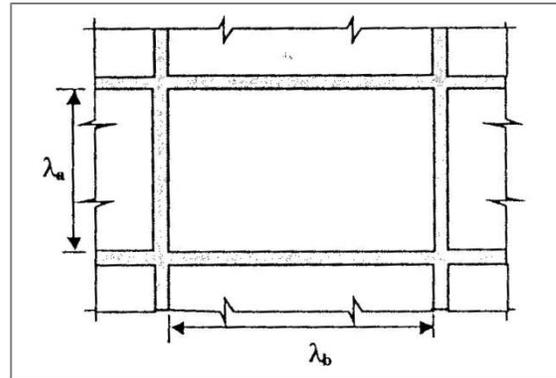


Figura 29. Panel exterior con  $\lambda_a$  paralelo al borde, de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros.

Fuente: Norma ACI 318 – 02

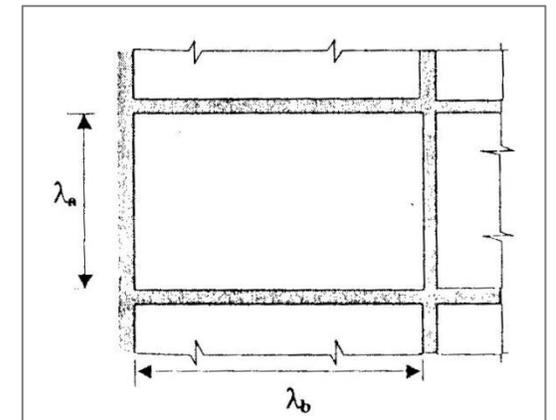


Figura 30. Panel exterior con  $\lambda_b$  paralelo al borde, de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros.

Fuente: Norma ACI 318 – 02

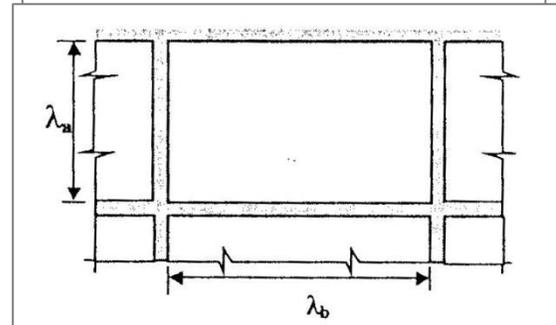
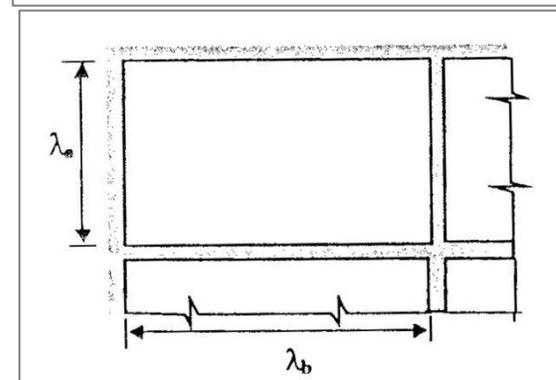


Figura 31. Panel de esquina de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto.

Fuente: Norma ACI 318 – 02



c. *Refuerzo longitudinal a flexión.*

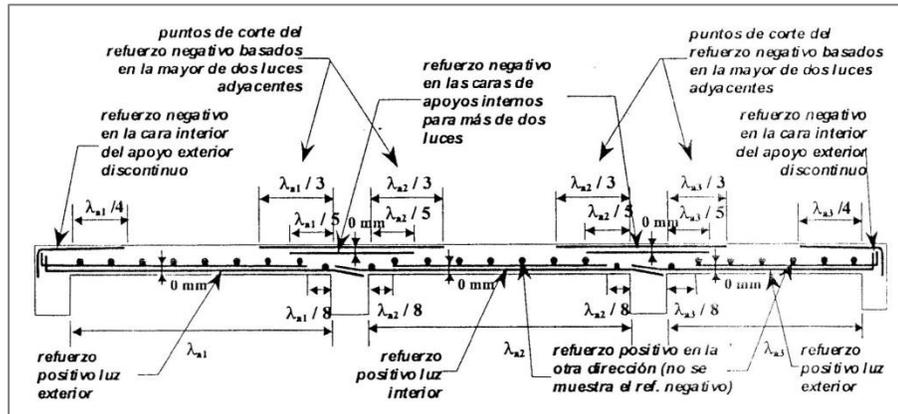
- Refuerzo positivo a flexión.

Se determina a partir de los valores de la resistencia requerida a momento positivo obtenida con las ecuaciones apropiadas de las tablas 24 a 26. La cuantía de acero positiva a flexión,  $\rho$ , para el refuerzo paralelo a la luz corta  $\lambda_a$ , o a la luz larga  $\lambda_b$ , se debe determinar usando el valor correspondiente de  $M_a^+$  o  $M_b^+$ . A una distancia igual a  $\lambda_a/8$  o  $\lambda_b/8$  medida desde la cara de cualquier apoyo interior. No se permite ninguna suspensión del refuerzo positivo a flexión perpendicular a un borde discontinuo.

- Refuerzo negativo a flexión.

Se determina a partir de los valores de resistencia requerida por momento negativo obtenida con las ecuaciones apropiadas de las tablas 24 a 26. La cuantía de acero negativo a flexión,  $\rho$ , para el refuerzo paralelo a la luz corta  $\lambda_a$ , o a la luz larga  $\lambda_b$ , se debe determinar usando el valor correspondiente de  $M_a^-$  o  $M_b^-$ . A una distancia igual a  $\lambda_a/5$  o  $\lambda_b/5$  medida desde la cara de cualquier apoyo interior, se puede suspender hasta la mitad del refuerzo negativo a flexión requerido en el apoyo y a una distancia igual a  $\lambda_a/3$  o  $\lambda_b/3$  medida desde la cara de cualquier apoyo interior, se puede suspender todo el refuerzo negativo a flexión requerido en el apoyo del vano correspondiente a una distancia igual a  $\lambda_a/4$  o  $\lambda_b/4$  medida desde la cara de cualquier apoyo exterior, se puede suspender todo el refuerzo negativo a flexión requerido en el apoyo.

Figura 32. Refuerzo para losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto



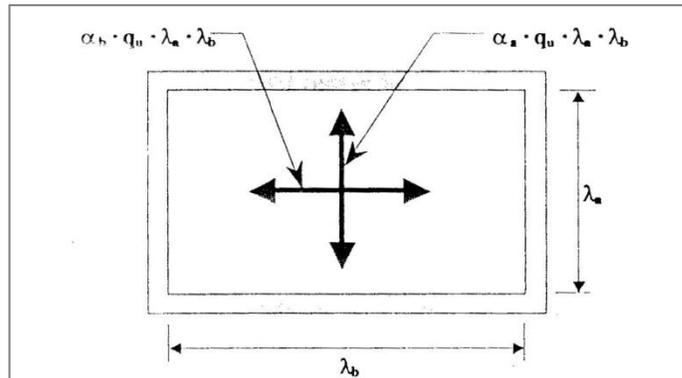
Fuente: Norma ACI 318 – 02

d. Verificación de resistencia a cortante.

La resistencia requerida a cortante  $V_u$ , de la losa en las caras de los apoyos se debe determinar empleando los valores de fracción de carga  $\alpha_a$  y  $\alpha_b$ , transmitida en las direcciones corta y larga respectivamente, dados en las tablas 24 a 26 para las condiciones de borde del panel y su relación entre luces  $\beta$ .

La resistencia requerida a cortante no debe ser menor que el cortante mayorado causado por la carga mayorada de diseño  $q_u$  actuando sobre un área aferente definida por líneas a  $45^\circ$  trazadas desde la esquina del panel y el eje del panel paralelo a la dirección larga del mismo.

Figura 33. Fracción de la carga total transmitida en cada dirección en losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros en concreto



Fuente: Norma ACI 318 – 02

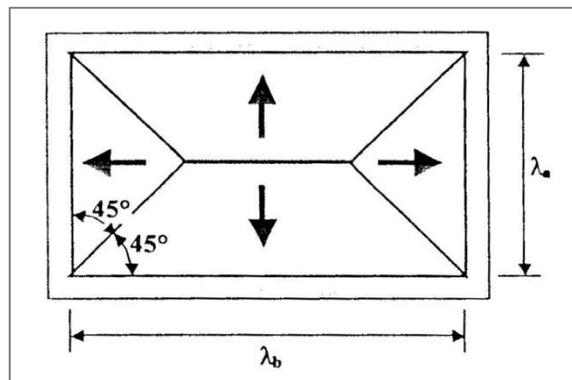
La resistencia requerida a cortante  $V_u$  no debe ser menor que el valor obtenido para el elemento de apoyo de la luz corta con la siguiente ecuación:

$$V_u = \alpha_a \cdot q_u \cdot \lambda_b / 2 \geq q_u \cdot \lambda_b / 4$$

Para el elemento de apoyo de la luz larga con la ecuación:

$$V_u = \alpha_b \cdot q_u \cdot \lambda_a / 2 \geq q_u \{ \lambda_a / 2 - \lambda_a^2 / 4 \cdot \lambda_b \}$$

Figura 34. Áreas tributarias para cortante mínimo en los apoyos de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros en concreto



Fuente: Norma ACI 318 – 02

Con el fin de cumplir con la resistencia de diseño a cortante  $\phi V_n$  se debe emplear una altura efectiva para la losa,  $d$ , mayor o igual al mayor valor obtenido con las siguientes ecuaciones:  $\phi = 0.75$

$$d \geq 3q_u \alpha_a \lambda_a / \phi \sqrt{F'c}$$

$$d \geq 3q_u \alpha_b \lambda_b / \phi \sqrt{F'c}$$

$$d \geq 3q_u \lambda_a / 2\phi \sqrt{F'c}$$

e. *Calculo de las reacciones en los apoyos.*

La reacción uniforme distribuida sobre el apoyo debido a cualquier panel de losas en dos direcciones,  $r_u$ , para la dirección corta debe ser el valor obtenido en la siguiente ecuación:

$$r_u = V_u \lambda / \lambda_a$$

Para la dirección larga el obtenido con la ecuación:

$$r_u = V_u \lambda / \lambda_b$$

- $V_u$ : Resistencia requerida a cortante.
- $\lambda$ : Distancia centro a centro en esa dirección.
- $\lambda_a$  y  $\lambda_b$ : luces libres correspondientes.

## 8.1.7. Resistencia ante fuerzas laterales

### 8.1.7.1. Fuerzas laterales.

#### 8.1.7.1.1. Fuerzas sísmicas.

El punto de aplicación de las fuerzas sísmicas en cada nivel debe ser el centro de masa del diafragma de piso. Se debe calcular el efecto de

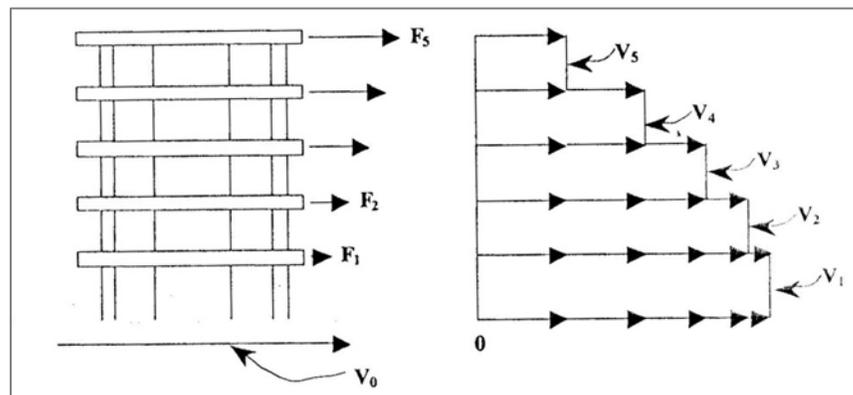
una excentricidad entre el centro de masa del diafragma de piso y el centro de rigidez del sistema de resistencia lateral, así como los efectos torsionales sobre la estructura,  $T_i$ , alrededor de un eje vertical según lo establecido para cada nivel.

**8.1.7.2. Cortantes mayorados requeridos en la base y en el piso.**

El cortante de piso en el nivel  $x$  para cada tipo de fuerza lateral (viento, sismo y empuje lateral de suelos) corresponde a la suma de las fuerzas laterales aplicadas a la estructura en la dirección bajo estudio, desde el nivel  $x$  hasta la cubierta, empleando la siguiente ecuación:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Figura 35. Cálculo del cortante de piso y en la base



Fuente: Norma ACI 318 – 02

El cortante mayorado en el piso,  $V_{xu}$ , y el cortante mayorado en la base,  $V_{0u}$ , se debe obtener multiplicando  $V_x$  y  $V_0$  por el factor de carga apropiado.

### 8.1.7.3. Momento de vuelco mayorado.

El momento de vuelco en el nivel  $x$  para cada tipo de fuerza (viento, sismo y empuje lateral de suelos) corresponde a la suma de los momentos causados por fuerzas laterales aplicadas a la estructura en la dirección analizada, desde el nivel  $x$  hasta la cubierta en la siguiente ecuación:

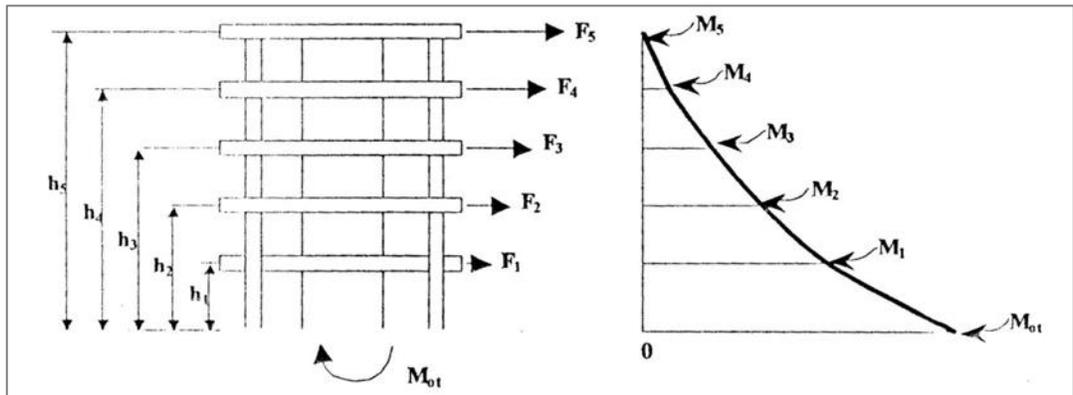
$$M_x = \sum_{i=x}^n \{F_i * (h_i - h_x)\}$$

El momento de vuelco en la base,  $M_{ot}$ , para cada tipo de fuerza lateral (viento, sismo, y empuje lateral de suelos) corresponde a la suma del producto de las fuerzas laterales por la altura del piso, medida desde la base de la estructura en la dirección principal bajo estudio de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$M_{ot} = \sum_{i=1}^n \{F_i * h_i\}$$

El momento mayorado de vuelco en el piso,  $M_{xu}$ , y el momento mayorado de vuelco en la base,  $M_{otu}$ , se debe obtener multiplicando  $M_x$  y  $M_{ot}$  por el factor de carga apropiado.

Figura 36. Cálculo del momento de vuelco.



Fuente: Norma ACI 318 – 02

#### **8.1.7.4. Efectos torsionales.**

En cada piso y para cada dirección, la torsión no mayorada  $T_i$ , se debe determinar como el producto de la fuerza lateral,  $F_i$ , por una excentricidad igual a la distancia transversal entre la línea de acción de la fuerza lateral y el centro de rigidez lateral del piso.

Para fueras de viento o sismo, la torsión no mayorada en el piso,  $T_i$ , se debe tomar como el mayor valor obtenido para las dos direcciones principales. Para el empuje lateral de suelos la torsión no mayorada en el piso,  $T_i$ , se debe tomarse como la suma algebraica de los valores obtenidos para los direcciones principales.

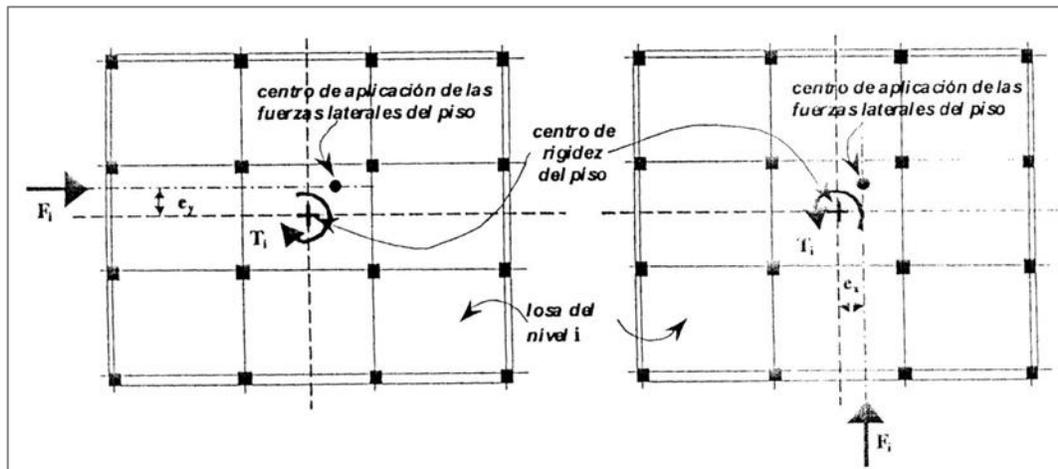
La torsión total no mayorada en el nivel  $X$  para cada tipo de fuerza lateral (viento, sismo y empuje lateral de suelos) corresponde a la suma de la torsión no mayorada aplicada a la estructura desde el piso  $X$  hasta la cubierta, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$T_x = \sum_{i=x}^n T_i$$

La torsión total no mayorada en la base,  $T_0$ , para cada tipo de fuerza lateral (viento, sismo y empuje lateral de suelos) corresponde a la suma de la torsión no mayorada en el piso aplicada a toda la estructura.

La torsión mayorada en el nivel,  $T_{iu}$ , y la torsión mayorada en la base,  $T_{0u}$ , se debe obtener multiplicando  $T_i$  y  $T_0$  por el factor de carga apropiado.

Figura 37. Torsión en el piso



Fuente: Norma ACI 318 – 02

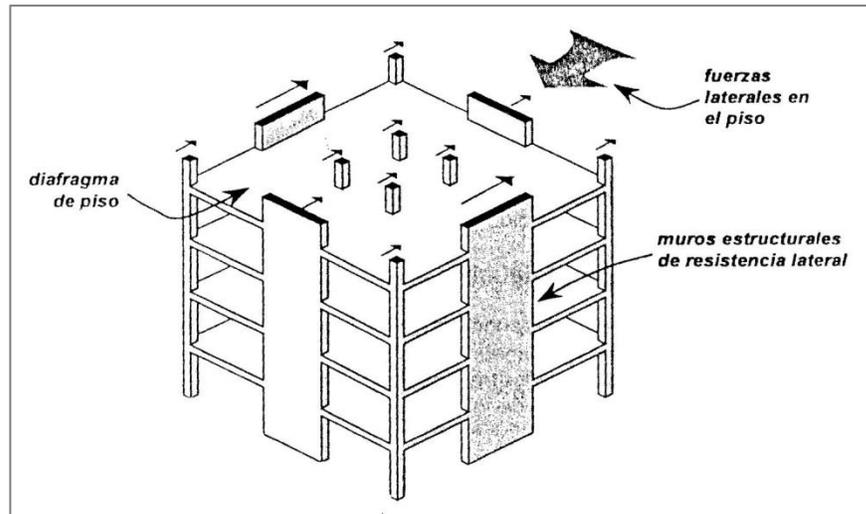
#### 8.1.7.5. Sistema estructural de resistencia a fuerzas laterales.

Son los elementos estructurales que soportan y transmiten conjuntamente al terreno las fuerzas laterales debida a los movimientos sísmicos, viento y presión lateral de tierras.

El sistema de piso debe actuar como un diafragma que transmite en su propio plano la fuerza lateral desde su punto de aplicación hasta los elementos verticales del sistema estructural de resistencia a fuerzas laterales. Los elementos verticales del sistema de resistencia a fuerzas laterales, a su vez, recogen las fuerzas de todos los pisos afectados y la transmiten a la cimentación, y a través de la cimentación al suelo subyacente.

Basado en los requisitos esenciales, los elementos verticales principales del sistema de resistencia a fuerzas laterales deben ser muros de concreto reforzado en las dos direcciones principales en planta. Tales muros no pueden tener abertura para ventanas o puertas.

Figura 38. Sistema estructural de resistencia a fuerzas laterales



Fuente: Norma ACI 318 – 02

#### 8.1.7.5.1. Restricciones del sistema estructural de resistencia sísmica.

Las siguientes restricciones se deben aplicar al sistema estructural empleado en zonas de riesgo sísmico.

##### a. Zona de amenaza sísmica baja o nula.

En las zonas con amenaza sísmica baja o nula, no existe restricción respecto al sistema estructural a emplear. En estas zonas se puede omitir el uso de muros estructurales como sistema de resistencia lateral ante fuerzas sísmicas, pero se debe verificar su necesidad por viento y empuje de tierras.

##### b. Zonas sísmicas.

En las zonas sísmicas no existe restricción respecto al sistema estructural a emplear. La resistencia a fuerzas laterales se deben proveer mediante el uso de muros de concreto reforzado continuos desde la base hasta la cubierta en las dos direcciones principales.

#### 8.1.7.5.2. Efecto diafragma.

La estructura de la edificación debe actuar en conjunto mediante el efecto diafragma de las losas de piso.

Las fuerzas laterales deben transmitirse como fuerzas en el plano del diafragma desde su punto de aplicación hasta los elementos del sistema estructural de resistencia lateral (muros estructurales y pórticos resistentes a momentos).

##### a. Requisitos geométricos de los diafragmas.

- La forma en planta de la losa de piso debe ser tan regular y simétrica como sea posible. Se deben preferir las losas cuadradas o rectangulares. Los diafragmas rectangulares deben tener una relación máxima de cuatro entre sus lados.
- Los elementos estructurales de la losa de piso deben cumplir con el espesor mínimo.
- Ninguna abertura en la losa puede superar el 25 por ciento del área del piso y la suma de todas las aberturas de la losa no debe exceder el 50 por ciento del área del piso.
- La losa debe contar con elementos colectores, según lo establecido, capaces de distribuir dentro de la losa los esfuerzos causados por las fuerzas laterales transmitidas desde el sistema de piso hasta los elementos estructurales del sistema de resistencia lateral.
- Los elementos del diafragma pueden estar inclinados siempre y cuando cumplan con los requisitos esenciales.

#### 8.1.7.5.3. Centroide de masa del piso.

El centroide de masa de cada piso debe corresponder al centroide del área de la losa de piso. El área para la determinación del centroide de

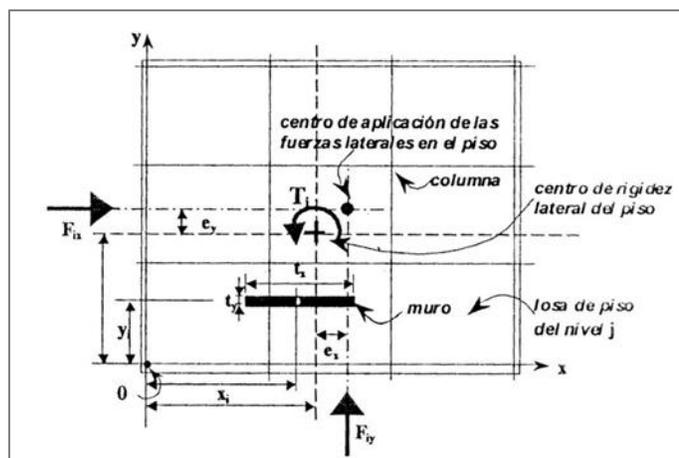
masa debe ser aquella definida por los bordes de losa, menos el área de todas las aberturas que tengan más de 2 mts de lado. Las fuerzas sísmicas laterales prescritas de un piso pueden ser aplicadas en el centroide de masa de la losa de ese piso.

#### 8.1.7.5.4. Centro de rigidez lateral del piso.

El centro de rigidez lateral del piso corresponde al punto alrededor del cual el diafragma tiende a rotar alrededor de un eje vertical cuando es sometido a la torsión en el piso.

La localización en planta del centro de rigidez lateral se puede calcular empleando únicamente la rigidez lateral de los muros estructurales e ignorando la contribución de las columnas de la estructura. Si la localización de los muros estructurales es simétrica con respecto al centro de masa de cada piso de la estructura, se puede suponer que el centro de rigidez lateral en todos los pisos coincide con el centro de masa.

Figura 39. Cálculo del centro de rigidez lateral del piso



Fuente: Norma ACI 318 – 02

- Se debe suponer un origen arbitrario en el punto **0**.
- Se debe calcular la rigidez lateral,  $K_x$  y  $K_y$ , de todos los muros estructurales usando la siguiente ecuación para las dos direcciones principales  $x$  y  $y$ .

$$K_x = t_x^3 * t_y / h_{pi} \quad y \quad K_y = t_y^3 * t_x / h_{pi}$$

Donde  $t_x$  corresponde a la dimensión de la sección horizontal del muro paralela a  $x$ ,  $t_y$  corresponde a la dimensión de la sección transversal del muro paralela a  $y$  y  $h_{pi}$  es la altura del piso.

- Las coordenadas,  $\bar{x}$  y  $\bar{y}$  del centro de rigidez lateral con respecto al origen **0**, deben ser:

$$\bar{x} = \sum(K_y * X_i) / \sum K_y \quad y \quad \bar{y} = \sum(K_x * Y_i) / \sum K_x$$

Donde  $X_i$  corresponde a la distancia desde el origen  $0$  hasta el centroide de la sección horizontal del muro medida en la dirección paralela a  $X_i$  y  $Y_i$  corresponde a la distancia desde el origen **0** hasta el centroide de la sección transversal del muro medida en la dirección paralela a  $y$ .

- La rigidez rotacional total en el piso con respecto al centro de rigidez lateral se debe calcular empleando la siguiente ecuación:

$$K_r = [ \sum(K_y * X_i^2 + K_x * Y_i^2) ] - [ \bar{x}^2 * \sum K_y ] - [ \bar{y}^2 * \sum K_x ]$$

#### **8.1.7.6. Cantidad mínima de muros de concreto reforzado.**

Se debe colocar un número mínimo de muros estructurales de concreto reforzado para brindar la resistencia adecuada ante las fuerzas laterales mayoradas. Tales muros deben cumplir con los siguientes requisitos:

- Los muros estructurales deben tener secciones horizontales rectangulares.
- Los muros estructurales deben ser continuos desde la cimentación hasta la cubierta, excepto que los muros se requieran para resistir empujes de tierra descompensados en el sótano, los cuales se pueden suspenderse en el primer piso.
- Los muros estructurales deben estar alineados verticalmente, y cuando haya reducción en la sección transversal, el muro de un nivel debe ser más grande que el muro del nivel superior y el centroide de la sección transversal del muro del nivel superior debe estar dentro del tercio medio, en cualquier dirección, de la sección del muro inferior.
- Los muros estructurales no pueden tener aberturas para ventanas o puertas.
- En las dos direcciones principales en planta, deben haber por lo menos dos muros paralelos en planos diferentes y los planos deben estar tan separados como sea posible. Los muros se deben ubicar tan cerca como sea posible a la periferia de la edificación.
- Los muros deben estar localizados tan simétricamente como sea posible con respecto a los centros de masa y de rigidez de cada piso.
- Las dimensiones de los muros deben cumplir con lo establecido.

#### 8.1.7.6.1. Área mínima de muros requerida por resistencia a cortante.

En cualquier piso  $i$ , para las dos direcciones principales en planta,  $x$  y  $y$ , la suma de las áreas de las secciones transversales ( $A_g = \lambda_w * b_w$ ) de todos los muros estructurales que actúan en la dirección bajo estudio se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\sum(l_w * b_w) \geq \frac{V_{iu}}{\frac{1}{9} * \sqrt{F_c}}$$

En esta ecuación solo se deben incluir los muros cuya longitud horizontal,  $\lambda_w$ , es paralela a la dirección bajo estudio,  $b_w$  corresponde al espesor del muro, y  $V_{iu}$  se debe obtener a partir de los requisitos **cortantes mayorados requeridos en la base y en el piso**. El área requerida se debe dividir entre un mínimo de los grupos de muros según lo prescrito en **la cantidad mínima de muros de concreto reforzado (En las dos direcciones principales en planta, deben haber por lo menos dos muros paralelos en planos diferentes y los planos deben estar tan separados como sea posible. Los muros se deben ubicar tan cerca como sea posible a la periferia de la edificación)**.

*8.1.7.6.2. Dimensiones requeridas de muros por rigidez lateral.*

La relación de esbeltez ( $h_w/\lambda_w$ ) para cualquier muro individual debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$\frac{h_w}{\lambda_w} \leq 4$$

Donde  $h_w$  corresponde a la altura total del muro desde la cimentación hasta la cubierta, y  $\lambda_w$  corresponde a la longitud horizontal del muro. El espesor del muro,  $b_w$ , debe cumplir con unos requisitos que se mostraran más adelante.

*8.1.7.6.3. Resistencia requerida ante fuerzas laterales en elementos estructurales verticales.*

a. Muros estructurales.

En cualquier piso  $i$ , la cantidad de cortante lateral mayorado,  $V_{iu}$ , que debe soportar el muro se debe obtener con la

siguiente ecuación. La sumatoria de esta ecuación debe realizarse para todos los muros con  $\lambda_w$  paralelo a  $V_{iu}$ .

$$V_u = V_{iu} \cdot b_w^3 / \sum (b_w^3) + \Delta V_u$$

En esta ecuación,  $V_{iu}$  corresponde al cortante mayorado en el piso en la dirección paralela a  $\lambda_w$ ,  $b_w$  y  $\lambda_w$  corresponde a las dimensiones de la sección transversal del muro, y  $\Delta V_u$  debe ser el aumento de cortante debido a efectos torsionales obtenido con la siguiente ecuación.

$$\Delta V_{ux} = T_{iu} \cdot \bar{y} \cdot K_x / K_r \quad \text{y} \quad \Delta V_{uy} = T_{iu} \cdot \bar{x} \cdot K_y / K_r$$

El incremento de cortante,  $\Delta V_u$ , en el muro causado por efectos torsionales se debe obtener empleando esta ecuación. El valor de  $\Delta V_u$  de esta ecuación paralelo a  $\lambda_w$  se debe emplear en la primera ecuación que se mostró anteriormente.

$T_{iu}$  debe ser el valor obtenido en los efectos torsionales,  $\bar{x}$  y  $\bar{y}$  se debe obtener a partir de la ecuación de Las coordenadas,  $\bar{x}$  y  $\bar{y}$ , del centro de rigidez lateral con respecto al origen 0 ( $\bar{x} = \sum(Ky \cdot Xi) / \sum Ky$  y  $\bar{y} = \sum(Kx \cdot Yi) / \sum Kx$ )

$K_x$  y  $K_y$  de la ecuación donde se debe suponer un origen arbitrario en el punto 0, y se debe calcular la rigidez lateral,  $K_x$  y  $K_y$ , de todos los muros estructurales para las dos direcciones principales  $x$  y  $y$  ( $K_x = \sum t_x^3 / h_{pi}$  y  $K_y = \sum t_y^3 / h_{pi}$ )

$K_r$  de la ecuación de Las coordenadas,  $\bar{x}$  y  $\bar{y}$ , del centro de rigidez lateral con respecto al origen 0 ( $\bar{x} = \sum(Ky \cdot Xi) / \sum Ky$  y  $\bar{y} = \sum(Kx \cdot Yi) / \sum Kx$ )

#### 8.1.7.6.4. Elementos colectores.

Los elementos colectores transmiten dentro del diafragma las fuerzas laterales en el piso desde su punto de aplicación hasta los elementos estructurales del sistema de resistencia lateral. Las vigas y vigas maestras pueden cumplir la función de elementos colectores.

La fuerza,  $P_u$ , transmitida por un elemento colector a un muro debe ser la diferencia en cortante entre muros los muros por encima y por debajo del elemento colector.

El cortante en el muro para obtener tan diferencia se debe calcular con la ecuación de los **muros estructurales**.

En el área de refuerzo longitudinal en el elemento colector,  $A_{st}$ , debe ser mayor o igual a aquella requerida en el capítulo de **Requisitos esenciales del concreto – resistencia de diseño para compresión axial sin flexión** y en la ecuación de **resistencia de diseño para tensión axial sin flexión** del mismo capítulo, la que sea mayor de alguna de estas dos ecuaciones.

Al aplicar la ecuación de **resistencia de diseño para compresión axial sin flexión**,  $A_g$  debe ser el área bruta de la sección transversal de la viga o viga maestra, y cuando se usen elementos especiales embebidos, debe ser el área contenida entre las caras superior e inferior de la losa y líneas imaginarias dibujadas a 40 mm por fuera de los estribos.

#### 8.1.7.7. Detalles especiales del refuerzo para zonas sísmicas.

##### 8.1.7.7.1. Muros.

Los muros de concreto reforzado localizados en zonas sísmicas deben cumplir con los requisitos del capítulo de **Muros de concreto reforzado** además de los requisitos de adicionales que se verán a continuación.

a. Elementos de borde.

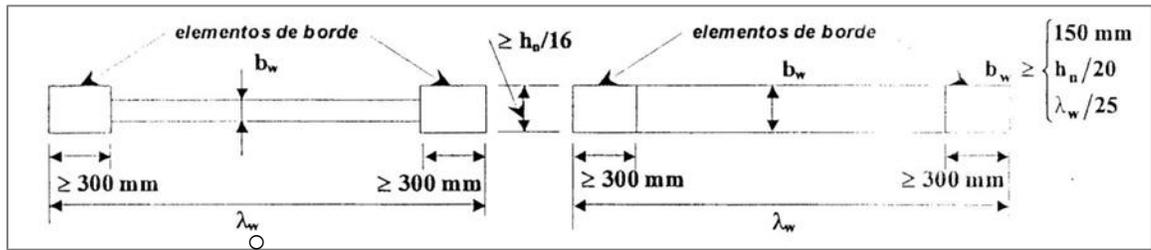
Los elementos de borde en muros estructurales se deben regir por los siguientes requisitos:

- Se deben colocar elementos de borde en ambos extremos de los muros estructurales, cuando el esfuerzo máximo a compresión en la fibra extrema,  $F_{cu}$ , evaluado empleando la siguiente ecuación, para las fuerzas mayoradas,  $P_u$  y  $M_u$ , para las combinaciones de carga que incluyen efectos sísmicos, exceda  $(0.2 \cdot F_c)$ , a menos que todo el muro este reforzado de acuerdo con los requisitos de refuerzo transversal para columnas.

$$F_{cu} = P_u/A_g + 6 \cdot M_u/l_w^2 \cdot b_w$$

- Los elementos de borde pueden suspenderse cuando el esfuerzo mayorado calculado a compresión,  $F_{cu}$ , sea menor de  $(0.15 \cdot F_c)$ .
- El ancho de los elementos de borde, cuando se requieran, no debe ser menor de  $h_n/16$  ni  $b_w$  y deben tener una longitud no menor de 300 mm en cada borde.

Figura 40. Dimensiones de los elementos de borde



Fuente: Norma ACI 318 – 02

- Los elementos de borde, cuando se requieran, deben tener con el refuerzo transversal especificado para columnas.
- Los elementos de borde deben ser dimensionados para resistir todas las cargas gravitacionales en el muro, incluyendo las cargas tributarias y el peso propio, así como la fuerza vertical requerida para resistir el momento de vuelco calculado a partir del efecto sísmico descrito en el siguiente capítulo. La carga axial mayorada a compresión en los elementos de borde,  $P_{cu}$ , se debe obtener mediante la ecuación (1), y la carga axial a tensión,  $P_{tu}$ , mediante la ecuación (2).

$$P_{cu} = P_u/2 + M_u/(l_w - 300 \text{ mm}) \quad (1)$$

$$P_{cu} = P_u/A_g + M_u/(l_w - 300 \text{ mm}) \leq 0 \quad (2)$$

- El refuerzo longitudinal de los elementos de borde debe proporcionarse para la carga axial mayorada a compresión  $P_{cu}$  empleando las ecuaciones del capítulo de **requisitos generales del concreto – resistencia de**

### **diseño para compresión axial sin flexión y resistencia máxima de diseño por carga axial.**

En la ecuación de resistencia de diseño para compresión axial sin flexión,  $A_g$  se debe reemplazar por el área del elemento de borde. La cuantía de refuerzo de los elementos de borde no debe exceder el valor establecido en los requisitos que se mostraran en el siguiente capítulo. Si el refuerzo longitudinal obtenido con las ecuaciones anteriores excede esos límites, debe aumentarse el tamaño del elemento de borde hasta que tales límites se cumplan.

Al aumentar el tamaño de los elementos de borde, el valor de  $P_{cu}$  y  $P_{tu}$  debe corregirse, reemplazando los 300 mm de las ecuaciones anteriores por el nuevo valor.

- El refuerzo longitudinal del elemento de borde se debe verificar para el valor absoluto de la carga axial mayorada a tensión,  $P_{tu}$ , si la hay – un valor mayor de cero en la ecuación **(2)** significa que no hay fuerzas a tensión  $\rightarrow$ , empleando la ecuación del capítulo de **requisitos generales del concreto – resistencia de diseño para tensión axial sin flexión.**
- Cuando los elementos de borde sean columnas que hacen parte de pórticos, estos deben también verificarse como columnas, empleando los requisitos.

#### *8.1.7.7.2. Resistencia a cortante.*

La resistencia a cortante de muros estructurales debe cumplir con los requisitos del siguiente capítulo.

## **8.1.8. Muros de concreto reforzado.**

### **8.1.8.1. Definición de las cargas de diseño.**

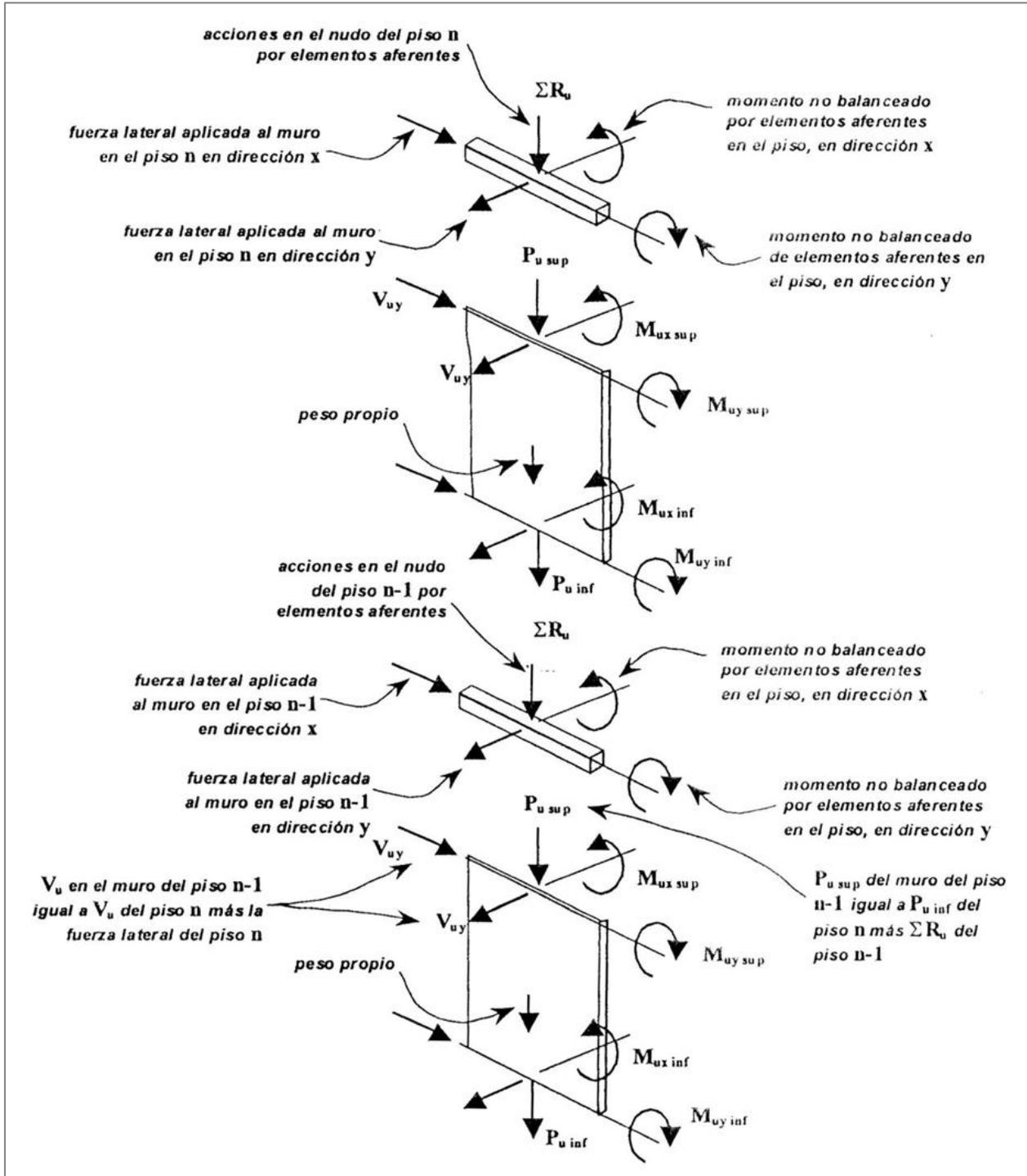
#### *8.1.8.1.1. Cargas a incluir.*

Las cargas de diseño para muros de concreto reforzado se debe establecer a partir de los requisitos del capítulo de **Cargas**.

Las cargas que se deben incluir en el diseño son:

- Carga muerta y viva proveniente de los elementos estructurales aferentes de cada piso localizado por encima. Las cargas aferentes se deben establecer a partir de los requisitos del capítulo de Cargas y los requisitos particulares de cada tipo de elemento aferente.
- Peso propio de muro de concreto reforzado.
- Fuerzas laterales por viento, sismo o empuje de tierra.

Figura 41. Muro de concreto reforzado con las fuerzas mayoradas de diseño



Fuente: Norma ACI 318 – 02

#### 8.1.8.1.2. Carga muerta y carga viva.

$P_d$  debe incluir el peso propio del muro de concreto reforzado. Se permite aplicar el peso propio del muro de un nivel en la parte inferior del muro en ese nivel.

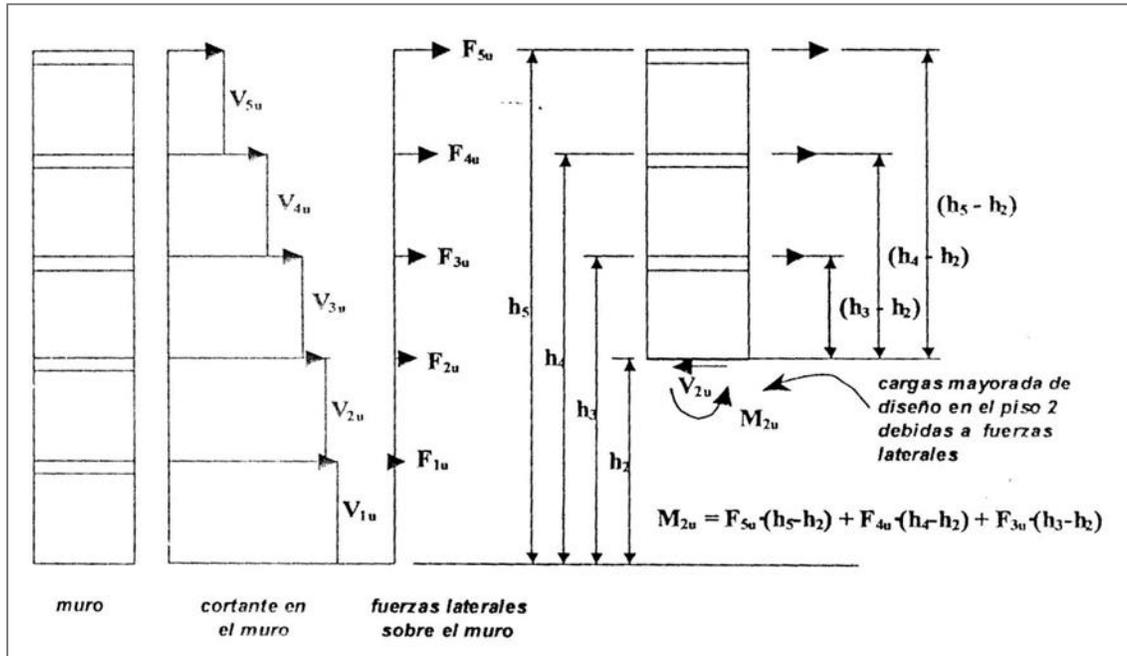
#### 8.1.8.1.3. Carga de diseño por fuerzas laterales.

El valor del cortante horizontal mayorado de diseño  $V_u$  aplicado en cada nivel y en las dos direcciones principales se debe obtener a partir de los requisitos del capítulo de **Resistencia ante fuerzas laterales**. El valor del momento mayorado debido a fuerzas laterales,  $M_u$ , se debe calcular en la parte superior e inferior del muro de concreto reforzado en cada nivel, para las dos direcciones principales en planta de acuerdo con las siguientes especificaciones:

- El cortante mayorado por fuerzas laterales en cada piso  $x$ ,  $V_{xu}$ , se debe obtener con los requisitos para muros del capítulo de **Resistencia ante fuerzas laterales**.
- La fuerza lateral mayorada aplicada en cada piso  $x$ ,  $F_{xu}$ , se debe obtener como la diferencia en cortante mayorado entre dos pisos adyacentes,  $V_{xu}$  y  $V_{(x+1)u}$ .
- El momento mayorado por fuerzas laterales,  $M_{xu}$ , en cada piso  $x$  se debe obtener empleando la siguiente ecuación:

$$M_{xu} = \sum_{i=x}^n [F_{iu} * (h_i - h_x)]$$

Figura 42. Cálculo del momento mayorado por fuerzas laterales

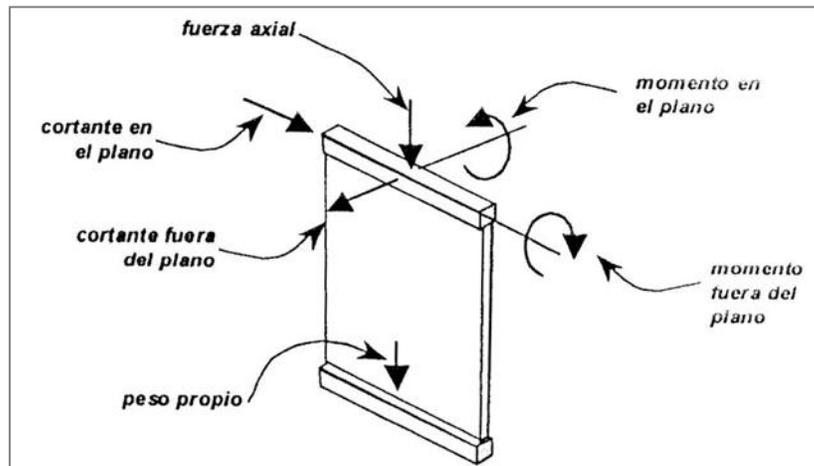


Fuente: Norma ACI 318 – 02

#### 8.1.8.1.4. Carga mayorada de diseño.

El valor de las fuerzas mayorada de diseño  $P_u$ ,  $V_u$  y  $M_u$  se debe establecer en la parte superior e inferior del muro de concreto reforzado en cada nivel. Se debe hacer una distinción sobre la dirección de las fuerzas horizontales, dividiéndolas entre fuerzas en el plano y fuerzas fuera del plano.

Figura 43. Fuerzas en el plano y fuera del plano



Fuente: Norma ACI 318 – 02

### 8.1.8.2. Requisitos dimensionales.

Los muros de concreto reforzado deben estar alineados verticalmente, y deben ser continuos hasta la cimentación.

#### 8.1.8.2.1. Dimensiones límites.

- a. Espesor mínimo de muros de concreto reforzado.

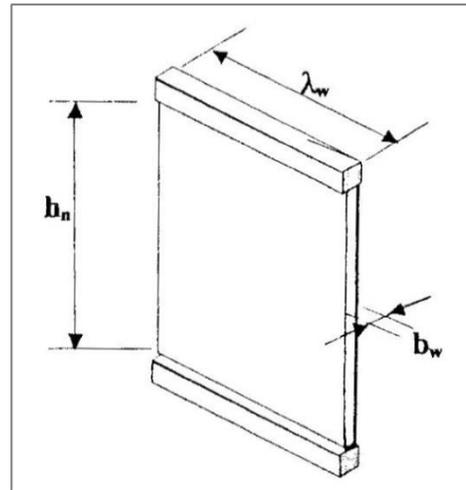
El espesor de los muros de concreto reforzado no puede ser menor del mayor de 150 mm, o  $1/25$  de la longitud del muro  $\lambda w$ . En los pisos adyacentes a un cambio de espesor, se deben cumplir los requisitos del capítulo de **Resistencia a fuerzas laterales – cantidad mínima de muros de concreto reforzado** donde dice que:

- Los muros estructurales deben estar alineados verticalmente, y cuando haya reducción en la

sección transversal, el muro de un nivel debe ser más grande que el muro del nivel superior y el centroide de la sección transversal del muro del nivel superior debe estar dentro del tercio medio, en cualquier dirección, de la sección del muro inferior.

Figura 44. Dimensiones mínimas de la sección transversal en muros de concreto reforzado

$$b_w \geq \left[ \begin{array}{l} 150 \text{ mm} \\ \frac{h_n}{20} \\ \lambda_w / 25 \end{array} \right]$$



Fuente: Norma ACI 318 – 02

b. Columnas embebidas en muros.

Cuando se construyan columnas embebidas monolíticamente en los muros, se puede aumentar el espesor del muro junto a la columna, sin tener que aumentar el espesor de todo el muro. El incremento de espesor se puede hacer a un lado de la sección.

8.1.8.2.2. *Distancia entre apoyos laterales.*

Se debe considerar que el sistema de piso provee apoyo lateral en las dos direcciones en los niveles soportados por el muro. La distancia libre entre apoyos laterales,  $h_n$ , para muros de concreto reforzado no debe exceder 20 veces el espesor del muro.

### 8.1.8.2.3. Vigas sobre muros.

Se deben colocar vigas o vigas maestras sobre toda la longitud del muro en los pisos que sean soportados por él. Estas vigas o vigas maestras deben cumplir con algunos requisitos, y deben reforzarse como elementos colectores siguiendo los requisitos del capítulo de **Resistencia a fuerzas laterales – elementos colectores**.

### 8.1.8.3. Detalles del refuerzo.

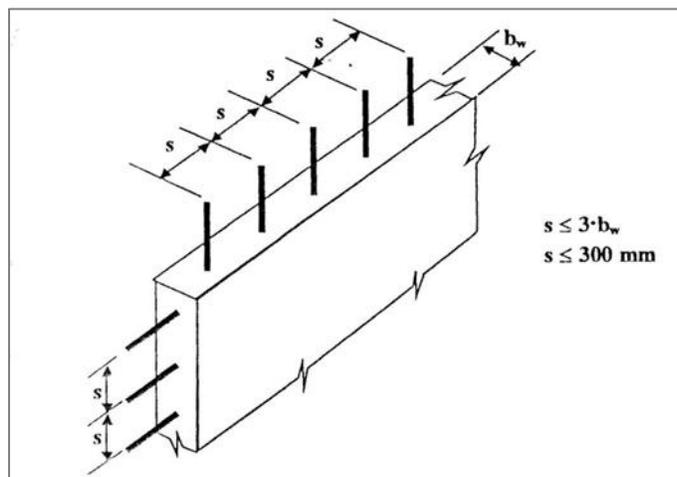
#### 8.1.8.3.1. Separación máxima del refuerzo en muros de concreto reforzado.

En muros de concreto reforzado, el refuerzo horizontal y vertical debe estar espaciado a no más de tres veces el espesor del muro, ni 300 mm.

$$s \leq 3 \cdot b_w$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

Figura 45. Separación del refuerzo en muros de concreto reforzado



Fuente: Norma ACI 318 – 02

#### 8.1.8.3.2. *Numero de cortinas del refuerzo.*

Se deben emplear dos cortinas de refuerzo horizontal y vertical, paralelo a las caras del muro, en los siguientes casos:

- Cuando el muro tenga más de 250 mm de espesor.
- En muros donde la cuantía de refuerzo vertical,  $\rho_v$ , exceda 0.01.
- En muros donde la fuerza cortante mayorada en el plano  $V_u$  exceda  $(\phi * V_c)$  que se calcula con una ecuación dada más adelante.

Cuando se empleen dos cortinas de refuerzo, cada una debe contener aproximadamente la mitad del refuerzo. Las cortinas deben ser colocadas a no menos de 30 mm ni a más de un tercio del espesor del muro de su superficie. Para exposición exterior, la cortina de la cara exterior se debe colocar a no menos de 50 mm, en vez de los 30 mm descritos anteriormente.

En todos los casos no cubiertos con los tres puntos dados anteriormente se puede emplear una sola cortina de refuerzo localizada en la mitad del espesor del muro.

#### 8.1.8.3.3. *Refuerzo vertical.*

El refuerzo vertical debe consistir en una o dos cortinas de barras o mallas de refuerzo dispuestas paralelas a las caras del muro.

- a. Área mínima de refuerzo vertical.

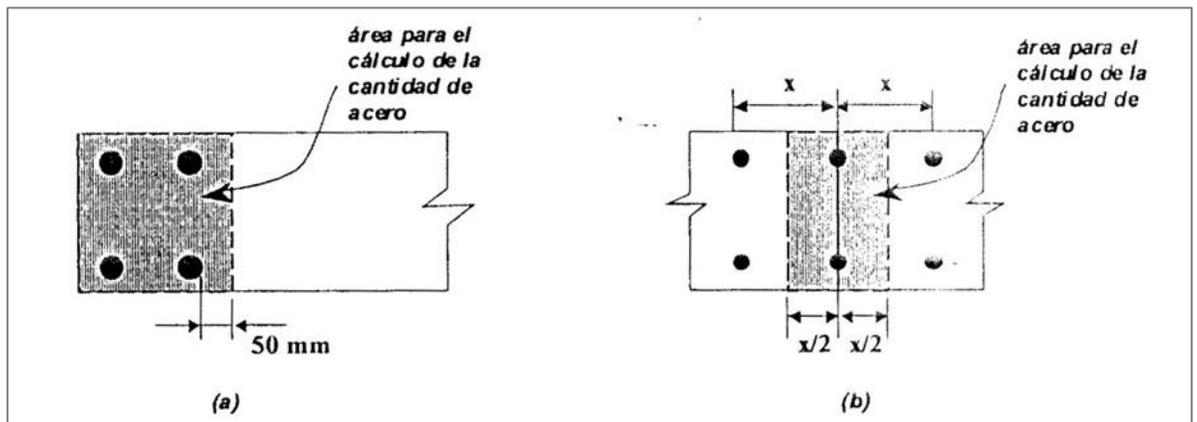
La cuantía mínima del área de refuerzo vertical,  $\rho_v$ , con respecto al área bruta de la sección horizontal de concreto debe ser 0.0025.

b. Área máxima de refuerzo vertical.

La cuantía máxima del área de refuerzo vertical,  $\rho_v$ , con respecto al área bruta de la sección horizontal de concreto debe ser 0.06, pero cuando la cuantía,  $\rho_v$ , exceda 0.01 el refuerzo vertical debe estar encerrado por estribos tal como se establece para columnas.

$$0.0025 \leq \rho_v = (A_{st}/b_w * l_w) \leq 0.06$$

Figura 46. Cálculo de la cuantía de refuerzo vertical



Fuente: Norma ACI 318 – 02

c. Cálculo de la cuantía de refuerzo vertical.

Cuando la cantidad y separación del refuerzo vertical varíe dentro de la sección del muro, o haya columnas embebidas construidas monolíticamente con él, se deben cumplir los siguientes requisitos:

- Donde se concentre el refuerzo vertical, ya sea por aumento del diámetro de las barras verticales o por reducción de la separación entre ellas, la cuantía de

refuerzo vertical,  $\rho_v$ , en esa porción del muro no debe exceder la cuantía máxima establecida en el **Área máxima de refuerzo vertical**. La cuantía de refuerzo vertical se debe evaluar sobre el área circunscrita por las caras del muro y 50 mm medidos en la dirección de la longitud del muro desde la última barra con menor separación o mayor diámetro.

- Donde se reduzca el refuerzo vertical, ya sea por aumento de la separación entre barras o reducción de su diámetro, la cuantía de refuerzo vertical,  $\rho_v$ , no debe ser menor que el mínimo establecido en el **Área máxima de refuerzo vertical**.

d. Empalmes por traslapeo del refuerzo.

Los empalmes por traslapeo del refuerzo vertical de un muro deben cumplir con la longitud del capítulo de **Requisitos generales del concreto reforzado – Dimensiones de empalmes por traslapeo**. Se puede empalmar traslapar todo el refuerzo vertical en cualquier sección, excepto dentro de los elementos de apoyo del sistema de piso.

e. Anclaje final del refuerzo.

El refuerzo vertical en el extremo superior de muros de concreto reforzado y en los elementos de la cimentación, debe extenderse hasta el extremo opuesto y terminar con un gancho estándar.

#### 8.1.8.3.4. Refuerzo horizontal.

El refuerzo horizontal debe consistir en una o dos cortinas de barras o mallas de refuerzo, dispuestas paralelas a las caras del muro, y en la

circunstancia descrita en el **Área máxima de refuerzo vertical** se debe colocar refuerzo transversal, como en columnas. La cantidad de refuerzo horizontal debe ser la requerida para resistir el cortante mayorado en el plano en la sección del muro.

a. Muros con refuerzo transversal como en columnas.

Cuando la cuantía de refuerzo vertical,  $\rho_v$ , exceda 0.01 el refuerzo vertical debe estar encerrado por estribos. La separación vertical de este refuerzo debe cumplir con los requisitos establecidos para columnas.

b. Área mínima de refuerzo horizontal.

La cuantía mínima del área de refuerzo horizontal,  $\rho_h$ , con respecto al área bruta de la sección vertical de concreto debe ser 0.0025.

c. Empalmes del refuerzo.

Se puede empalmar por traslapo el refuerzo horizontal cumpliendo con la longitud de traslapo del capítulo de **Requisitos generales del concreto reforzado – Dimensiones de empalmes por traslapo.**

d. Anclaje final del refuerzo.

El refuerzo horizontal que termine en el borde de muros estructurales debe tener un gancho estándar que abrace el refuerzo vertical perimetral, o debe tener estribos en forma de U con el mismo diámetro y separación del refuerzo horizontal y además estar empalmado a él.

#### *8.1.8.3.5. Refuerzo de muros de concreto en zonas sísmicas.*

El refuerzo de los muros de concreto reforzado que hacen parte del sistema de resistencia lateral en zonas sísmicas debe cumplir con los requisitos adicionales del capítulo de **Resistencia a fuerzas laterales – Muros.**

#### **8.1.8.4. Requisitos por cortante.**

##### *8.1.8.4.1. Resistencia requerida a cortante.*

La resistencia requerida por cortante en el plano,  $V_u$ , se debe determinar para las cargas verticales y horizontales según lo establecido en la **Definición de las cargas de diseño.**

##### *8.1.8.4.2. Resistencia a cortante en muros de concreto reforzado.*

Se debe tener en cuenta los requisitos del capítulo de **Requisitos generales del concreto reforzado – Resistencia de elementos sometidos a esfuerzos cortantes.** Se deben emplear los siguientes requisitos.

- El diseño a fuerzas cortantes perpendiculares a la cara del muro de concreto reforzado, debe hacerse de acuerdo con los requisitos para losas macizas. El diseño a fuerzas cortantes en el plano del muro se debe realizar siguiendo los requisitos de esta sección.
- El muro de concreto reforzado debe ser continuo desde la cubierta hasta la cimentación y no puede tener aberturas para puertas o ventanas.
- El muro de concreto reforzado debe tener refuerzo horizontal y vertical distribuido, teniendo en cuenta el área mínima y separación máxima de **Detalles del refuerzo**, de este capítulo.

- Cuando se use refuerzo a cortante, la resistencia de diseño a cortante,  $\phi^*V_n$ , se debe calcular usando:

$$\phi^*V_n = \phi^*(V_c + V_s)$$

Donde  $\phi^*V_c$  es la contribución del concreto a la resistencia de diseño a cortante,  $\phi^*V_s$  es la contribución del refuerzo a la resistencia de diseño a cortante, y  $\phi=0.75$ .

- a. Contribución del concreto a la resistencia a cortante.

En cada sección crítica, solo se debe tener en cuenta la contribución del concreto del alma del muro de concreto reforzado la cual se debe calcular usando la siguiente ecuación con  $\phi=0.75$ .

$$\phi^*V_c = \phi^*\left[\frac{\sqrt{F_c}}{6}\right]*b_w*I_w$$

Donde  $b_w$  es el espesor del alma del muro y  $I_w$  es la longitud horizontal.

- b. Contribución del refuerzo a la resistencia a cortante.

La contribución a la resistencia de diseño a cortante del refuerzo horizontal localizado en el alma del muro es:

$$\phi^*V_s = \phi^*[\rho_h*F_y*b_w*I_w]$$

Donde  $\rho_h$  es la cuantía de refuerzo horizontal,  $F_y$  es su esfuerzo de fluencia y  $\phi=0.75$ .

- c. Diseño del refuerzo a cortante.

Cuando la resistencia requerida a cortante  $V_u$  excede  $\phi^*V_c$ , la cuantía de refuerzo horizontal no debe ser menor que la cantidad determinada con siguiente ecuación, con  $\phi=0.75$ .

$$P_h \geq \frac{V_u - \phi^*V_c}{\phi^*F_y*b_w*I_w}$$

Se debe cumplir, además los siguientes requisitos:

- Se deben emplear dos cortinas de refuerzo horizontal y vertical.
- Si  $h_w/\lambda_w$  es menor de 2, la cuantía de refuerzo vertical,  $\rho_v$ , no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal,  $\rho_h$ .
- El valor de  $\phi^*V_n$  no debe exceder el valor dado por la siguiente ecuación, con  $\phi=0.75$ .

$$\phi^*V_n = \phi^*(V_c + V_s) \leq \phi^*\left[\frac{5}{6}\right] * \sqrt{F_c} * b_w * l_w$$

#### 8.1.8.4.3. Verificación de la resistencia a cortante.

La resistencia a cortante del muro se debe verificar así:

- La resistencia a cortante fuera del plano de acuerdo con las provisiones para losas macizas. Si el cortante resistente requerido,  $V_n$ , excede  $(\phi^*V_c)$  empleando  $\lambda_w$  en vez de  $b$ , se debe aumentar el espesor del muro corrigiendo su peso propio.
- La resistencia a cortante en el plano empleando los requisitos de **Resistencia a cortante en muros de concreto reforzado** de este capítulo. Si el cortante resistente requerido,  $V_u$ , excede  $(\phi^*V_n)$  de acuerdo con la ecuación dada de **Resistencia a cortante en muros de concreto reforzado**, la cantidad de refuerzo horizontal se debe incrementar cumpliendo con el **Diseño del refuerzo a cortante**, de este capítulo, donde la cuantía requerida de refuerzo horizontal,  $\rho_h$ , se debe obtener usando la ecuación de Diseño del refuerzo a cortante. Si el cortante

resistente requerido,  $V_u$ , excede  $(\phi \cdot V_n)$ , se debe aumentar el espesor del muro corrigiendo su peso propio.

#### **8.1.8.5. Cálculo de las reacciones en la cimentación.**

##### *8.1.8.5.1. Reacción por cargas verticales.*

La reacción por cargas verticales,  $R_u$ , en la cimentación debe ser igual al valor de  $P_u$  en el extremo inferior del muro de concreto reforzado apoyado directamente sobre la cimentación.

##### *8.1.8.5.2. Reacción por momento.*

La reacción por momento no balanceado,  $\Delta M_u$ , en cada dirección principal al nivel de la cimentación debe ser igual al valor de  $M_u$  en esa dirección en el extremo inferior del muro de concreto reforzado apoyado directamente sobre la cimentación. Tales momentos no balanceados se deben distribuir entre los elementos de la cimentación.

#### **8.1.9. Zapatas de muros.**

##### **8.1.9.1. Requisitos especiales por cortante.**

###### *8.1.9.1.1. Punzonamiento.*

Se puede ignorar el efecto de punzonamiento en zapatas de muros.

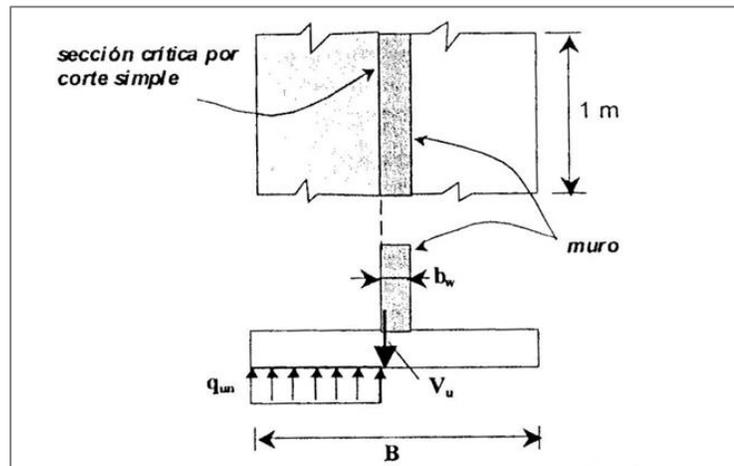
### 8.1.9.1.2. Cortante simple.

La resistencia requerida por cortante simple se debe calcular por unidad de longitud de la zapata en la cara del muro empleando la ecuación (1). La altura efectiva mínima de la zapata,  $d$ , requerida por cortante simple se debe obtener mediante la ecuación (2).

$$V_u = q_{un} * (B - b_w / 2) * 1 \text{ m} \quad (1)$$

$$d \geq 3 * q_{un} * (B - b_w) * 1 \text{ m} / \phi * \sqrt{F_c} \quad (2)$$

Figura 47. Cortante simple y en zapatas de muro

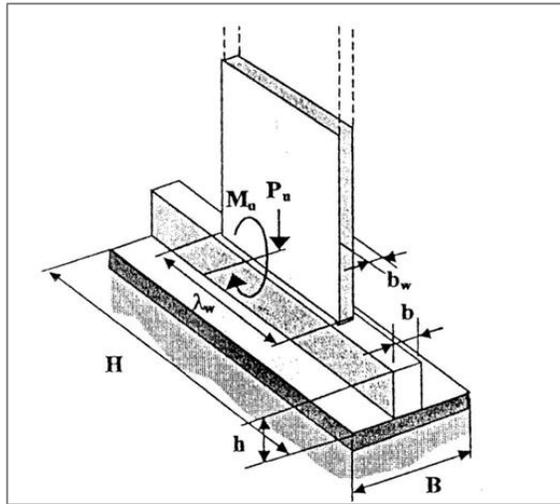


Fuente: Norma ACI 318 - 02

### 8.1.9.1.3. Momentos de muros en la cimentación.

Debido a que las fuerzas laterales son resistidas esencialmente por muros de concreto reforzado, es posible que los momentos de vuelco de los muros en la cimentación produzcan excentricidades por fuera de la zapata dimensionada sólo para cargas verticales. Para grandes excentricidades se debe estudiar la posibilidad de extender la zapata bajo una viga de cimentación. La viga de cimentación debe extenderse simétricamente en ambos extremos del muro. Si no es posible tal extensión simétrica, no se debe adoptar esta solución.

Figura 48. Zapata de muro extendida mediante una viga de cimentación



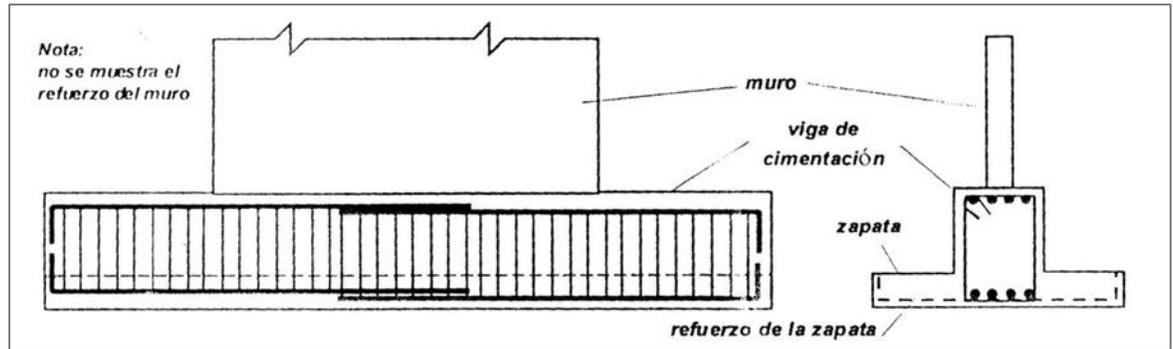
Fuente: Norma ACI 318 – 02

La viga de cimentación debe diseñarse empleando los requisitos para la resistencia requerida a flexión y a cortante obtenidos con las siguientes ecuaciones:

$$M_u = \frac{P_u \cdot H}{3} \text{ y } V_u = P_u$$

La resistencia requerida a flexión de la ecuación (1), dividida por el factor de reducción de resistencia, debe usarse en la obtención del refuerzo superior e inferior de la viga. El refuerzo transversal obtenido para la resistencia requerida a cortante de la ecuación (2), debe emplearse en toda la longitud de la viga. Los empalmes por traslapeo del refuerzo longitudinal de la viga se deben localizar bajo el muro, cerca de su centro. La distribución del refuerzo se muestra con la siguiente figura:

Figura 49. Refuerzo de zapata de muro y viga de cimentación



Fuente: Norma ACI 318 – 02

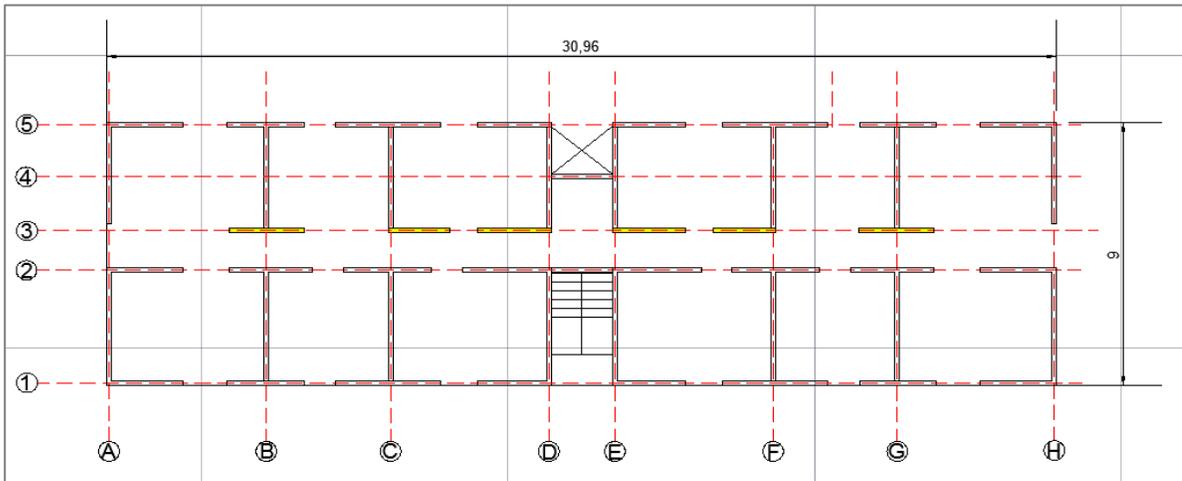
## 8.2. DISEÑO DE EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO EN SISTEMA DE MUROS POR CORTANTE DE 1 A 5 PISOS SEGÚN ESTÁNDARES DE LA NSR-10 Y LA ACI 318-02, PARA EL MUNICIPIO DE PEREIRA.

Para el diseño se hizo un ejemplo de un edificio de cinco pisos con las siguientes especificaciones:

- Ubicación: Centro del municipio de Pereira
- Sistema estructural: Muros de concreto por cortante.
- Numero de niveles: 5 pisos.
- Tipo de cubierta: Terraza.
- Tipo de losa: Maciza ( $e= 0.15\text{m}$ ).
- Tipo de muros: Hormigón reforzado ( $e= 0.15\text{m}$ ).
- Altura del edificio: 13 mts.
- Ancho del edificio: 9 mts.
- Longitud del edificio: 30.96 mts.
- Área por construir:  $279 \text{ m}^2$

Los muros que se encuentran de color amarillo son muros no estructurales como se muestra en la siguiente figura:

Figura 50. Planta del edificio



Fuente: Trabajo de investigación

Se debe tener en cuenta para el diseño y construcción de un edificio de uno a cinco pisos de muros en concreto reforzado por cortante los siguientes requisitos generales dados por las normas **NSR-10** y la **ACI 318-02**.

I. Uso y ocupación (**norma ACI 318.02 Capítulo 1 – Requisitos generales – Pagina 4**)

Grupo de Ocupación	Subgrupo de ocupación	Permitido	
Grupo R - Residencial	R-1	Hoteles con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios	SI
	R-2	Edificios de apartamentos y residencias estudiantiles	SI
	R-3	Casas	SI
	R-4	Instalaciones residenciales con posibilidades de asistencia primaria	SI

Tabla 27. Usos y ocupaciones permitidos

Fuente: Norma ACI 318-02

II. Número máximo de pisos (**Norma ACI 318-02 Capítulo 1 – Requisitos generales 1.3.2 – Número máximo de pisos Página 3**)

*El número máximo de pisos debe ser cinco incluyendo el que se encuentra al nivel del terreno o del sótano, sin contar la cubierta. Se permite como máximo un sótano.*

Para este caso el ejemplo del edificio que se está analizando es de cinco pisos. El edificio no tiene sótano por lo tanto se tiene en cuenta a partir del nivel del terreno.

III. Área máxima por piso (**Norma ACI 318-02 Capítulo 1 – Requisitos generales 1.3.3 – Área máxima por piso. Página 3**)

*El área por piso no debe exceder 1000 m<sup>2</sup>.*

El edificio tiene un área de 279 m<sup>2</sup>. Por lo tanto cumple con las especificaciones requeridas por la norma.

IV. Altura máxima de entrepiso (**Norma ACI 318-02 Capítulo 1 – Requisitos generales 1.3.4 – Altura máxima de entrepiso. Página 3**)

*La altura máxima de entrepiso, medida entre el acabado de un piso y el acabado del piso inmediatamente inferior, no debe ser mayor de 4m.*

La altura de entrepiso del edificio es de 2.40 mts. Por lo tanto cumple con el requisito de la norma.

V. Luz máxima (**Norma ACI 318-02 Capítulo 1 – Requisitos generales 1.3.5 – Luz máxima. Página 4**).

*La luz para vigas maestras, vigas y sistemas de losa- columna, medida centro a centro de los apoyos respectivos, no debe exceder 10m.*

VI. Diferencia entre luces (**Norma ACI 318-02 Capítulo 1 – Requisitos generales 1.3.6 – Diferencia máxima entre luces. Página 4**).

*Las luces deben ser aproximadamente iguales y la menor de dos luces adyacentes debe ser por lo menos igual al 80% de la luz mayor, excepto en las zonas de ascensores y escaleras.*

VII. Numero de luces (**Norma ACI 318-02 Capitulo 1 – Requisitos generales 1.3.7 – Número mínimo de luces. Página 4**).

*Debe haber por lo menos dos luces en cada dirección principal en planta.*

El edificio que se está analizando cumple con la luz máxima, la diferencia máxima entre luces y el número mínimo de luces.

Después de cumplir con los requisitos generales exigidos por las normas **NSR-10** y **ACI 318-02** para el diseño y construcción del edificio, el siguiente paso es hallar el espectro de aceleraciones de diseño.

**Espectro elástico de aceleraciones en el Municipio de Pereira.**

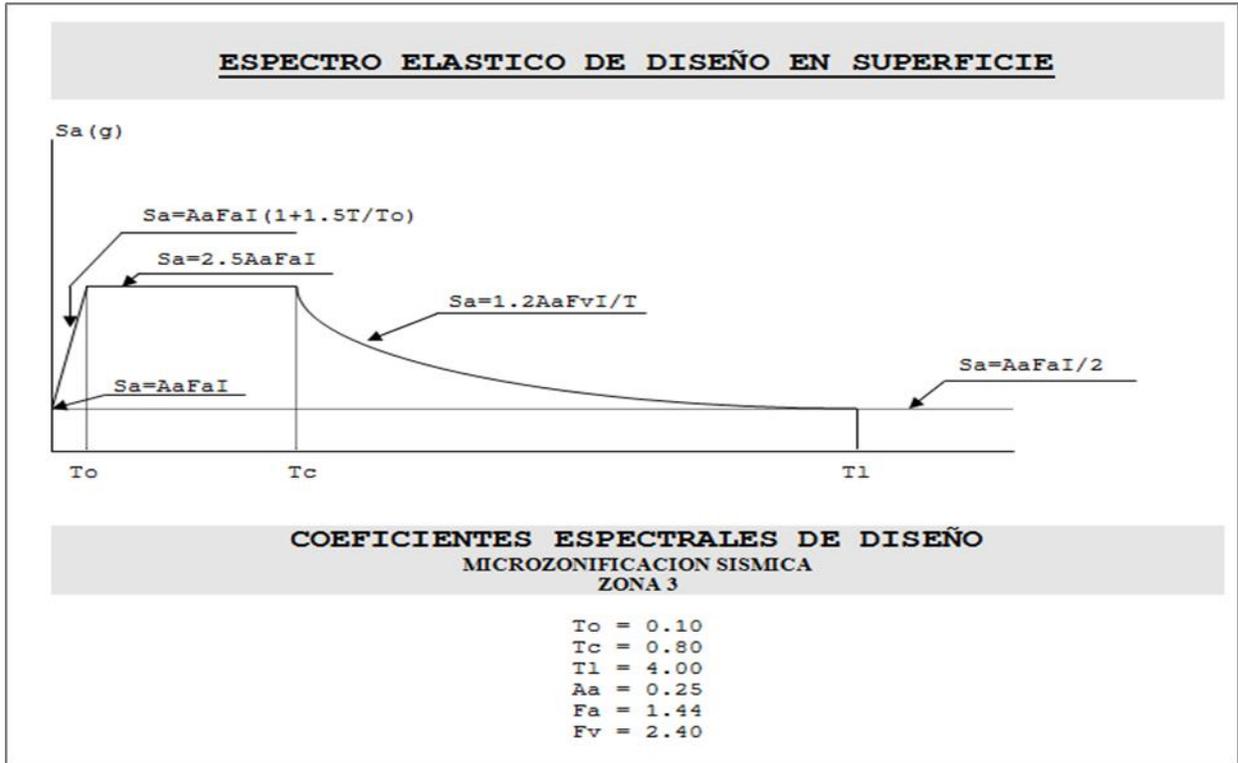
Para el diseño del edificio el espectro elástico de aceleraciones,  $S_a$  expresada como fracción de la gravedad para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, a que se ve sometido un sistema de un grado de libertad, se halla para este caso con la **ecuación (A.2.6-3)** dada por la norma **NSR-10 Capitulo A.2 – Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño Pagina A-26 y A-27**, ya que los periodos de vibración,  $T_c$  deben ser menores.

El edificio está ubicado en el centro de Pereira, por lo tanto para el diseño se calcula el espectro elástico de aceleraciones,  $S_a$  con la **zona 3**.

Entonces:

### Zona 3:

Figura 51. Espectro elástico de aceleraciones



Fuente: Plan de ordenamiento territorial del municipio de Pereira

$$S_a = 2.5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I$$

$$S_a = 2.5 \cdot (0.25) \cdot (1.44) \cdot (1.00)$$

$$S_a = 0.9$$

Los datos de la aceleración horizontal pico efectiva,  $A_a$ , el coeficiente de amplificación,  $F_a$  y el coeficiente de importancia,  $I$ , se explicaran más adelante con más claridad.

El siguiente paso para el diseño del edificio es hallar las cargas verticales y horizontales de la estructura.

Las cargas verticales son todas las cargas estructurales que hay que tener en cuenta a la hora de diseñar cualquier clase de estructura. Estas se dividen en:

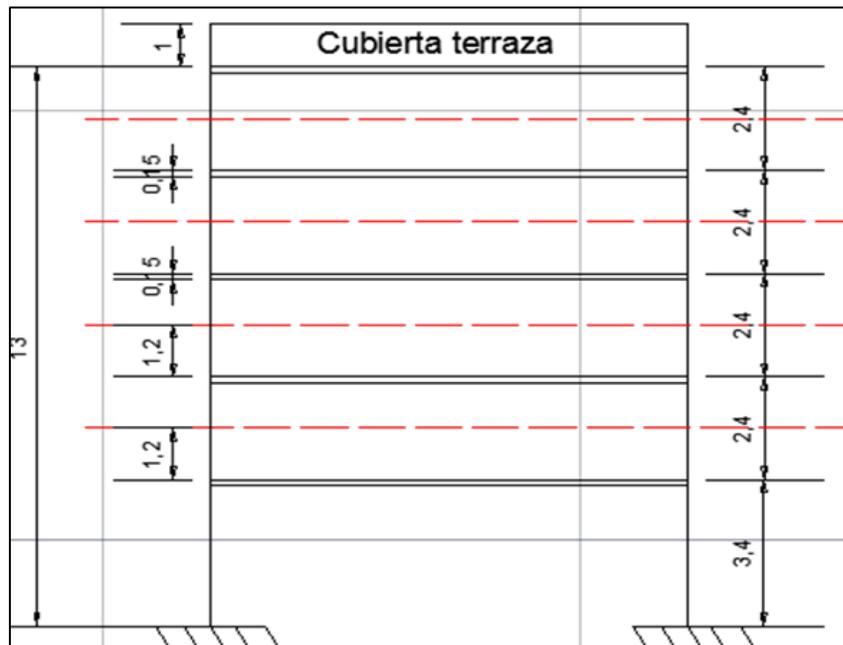
Cargas muertas, cargas vivas, cargas de viento, cargas de sismo, entre otras.

Tenemos que:

### 8.2.1. Cargas verticales.

Los siguientes datos cumplen con las especificaciones dadas de los requisitos de la norma **NSR-10 – Capítulo B – Cargas.**

Figura 52. Corte del edificio



Fuente: Trabajo de investigación.

**Área por piso:**  $30.96\text{m} \times 9\text{m} = 278.64 \text{ m}^2$

**Altura máxima:** 2.40m

**Número máximo de pisos:** 5 pisos

**Masa de la estructura.**

**Último piso:**

- **Peso entrepiso ( $\text{M}^2$ ):**

**Espesor de piso x Densidad del concreto**

$$0.15\text{m} \times 24\text{KN}/\text{m}^3 = 3.6\text{KN}/\text{m}^2$$

- **Peso baldosa cerámica:**

En la norma **NSR-10 – Capítulo B.3 – Cargas muertas, pagina B-11** se encuentran la siguiente tabla donde muestra los diferentes tipos de pisos y acabados con su respectivo peso.

Componente	Carga (KN) de área en planta
<b>PISOS Y ACABADOS</b>	
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)
Afinado (25mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50
Baldosa cerámica (20mm) sobre 12mm de mortero	0.80
Baldosa cerámica (20mm) sobre 25mm de mortero	1.10
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10
Bloque de asfalto (50mm) sobre 12 mm de mortero	1.50
Bloque de madera (75mm) sin relleno	0.50
Bloque de asfalto (75mm) sobre 12 mm de mortero	0.80

Durmientes de madera, 20 mm	0.15
Madera densa, 25 mm	0.20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05
Pizarra	0.0300 (por mm de espesor)
Terrazo (25mm) concreto 50 mm	1.50
Terrazo (40mm) directamente sobre la losa	0.90
Terrazo (25mm) sobre afinado en concreto	1.50

Tabla 28. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – pisos  
Fuente: Norma NSR-10 – Capítulo B.3 – Cargas muertas - Tabla B.3.4.1-3

Para este ejemplo se usa la **baldosa cerámica (20mm) sobre 25mm de mortero**, lo cual tiene un peso de **1.10KN/m<sup>2</sup>**.

- **Peso entrepiso: (M<sup>2</sup>)**

**Peso entrepiso (m<sup>2</sup>) + peso acabado de piso**

$$3.6\text{KN/m}^2 + 1.10\text{KN/m}^2 = \mathbf{4.7\text{KN/m}^2}$$

- **Espesor parapeto: (0.10m)**

**Espesor parapeto x Altura de cubierta x Densidad del concreto**

$$0.10\text{m} \times 1.00\text{m} \times 24\text{KN/m}^3 = \mathbf{2.4\text{KN/m}}$$

$$\text{Metro lineal} = 79.69\text{m} \times 2.4\text{KN/m}$$

$$\mathbf{\text{PESO TOTAL} = 191.81\text{KN}}$$

- **Peso total entrepiso:**

- **ÁREA EDIFICIO – VACIO**

- $278.64\text{m}^2 - 3.3\text{m}^2 = \mathbf{275.34\text{m}^2}$

- Área de edificio (m<sup>2</sup>) x Peso total entrepiso (m<sup>2</sup>)**

- $275.28\text{m}^2 \times 4.7\text{KN/m}^2$

- $= \mathbf{1293.82\text{KN}}$

- **Área aferente:**

- $h = 1.10\text{m}$

- **Longitud total de todos los muros: (117.21m)**

- **Peso muros:**

- Densidad del concreto x Espesor de muros x Área aferente**

- $24\text{KN/m}^3 \times 0.15\text{m} \times 1.10\text{m} = \mathbf{3.96\text{KN/m}}$

- **Total peso muros:**

- Longitud de todos los muros x Peso de los muros por metro lineal**

- $117.21\text{m} \times 3.96\text{KN/m}$

- $= \mathbf{464.15\text{KN}}$

- TOTAL PESO POR PISO**

- $191.81\text{KN} + 1293.82\text{KN} + 464.15\text{KN}$

- $\mathbf{TOTAL PESO = 1949.78\text{KN}}$

**Piso 4 y 3:**

- **Peso entrepiso (M<sup>2</sup>):**

**Espesor de piso x Densidad del concreto**

$$0.15\text{m} \times 24\text{KN/m}^3 = \mathbf{3.6\text{KN/m}^2}$$

- **Peso baldosa: 1.10KN/m<sup>2</sup>**

- **Peso total entrepiso (M<sup>2</sup>):**

$$3.6\text{KN/m}^2 + 1.10\text{KN/m}^2 = \mathbf{4.7\text{KN/m}^2}$$

- **Peso total entrepiso:**

$$= \mathbf{1293.82\text{KN}}$$

- **Peso muros (M<sup>2</sup>):**

**Densidad del concreto x Espesor de muros x Área aferente**

$$24\text{KN/m}^3 \times 0.15\text{m} \times 2.20\text{m} = \mathbf{7.92\text{KN/m}}$$

- **Peso total muros:**

**Longitud de todos los muros x peso muros (m<sup>l</sup>)**

$$117.21\text{m} \times 7.92\text{KN/m}$$

$$= \mathbf{928.30\text{KN}}$$

*TOTAL PESO POR PISO*

$$1293.82\text{KN} + 928.30\text{KN}$$

$$\mathbf{TOTAL PESO= 2222.12\text{KN}}$$

## Piso 2:

- **Peso total entrepiso:**

$$=1293.82\text{KN}$$

- **Peso muros (M<sup>l</sup>):**

**Densidad del concreto x Espesor de muro x Área aferente**

$$24\text{KN/m}^3 \times 0.15\text{m} \times 4.40\text{m} = 15.84\text{KN/m}$$

- **Total peso muros:**

**Longitud de todos los muros x peso muros (m<sup>2</sup>)**

$$117.21\text{m} \times 15.84\text{KN/m}$$

$$= 1856.60\text{KN}$$

*TOTAL PESO POR PISO*

$$1293.82\text{KN} + 1856.60\text{KN}$$

$$\mathbf{TOTAL PESO= 3150.42\text{KN}}$$

### 8.2.2. Fuerza horizontal equivalente.

La fuerza horizontal equivalente son las fuerzas laterales que representan las fuerzas de inercia aplicables en cada piso de la edificación estas son producidas por la vibración del terreno. A medida del tiempo la estructura sufrirá varios tipos de deformaciones inelásticas y disipación de energía sin llegar a colapsar. Por ello es muy importante calcular la fuerza horizontal equivalente para este tipo de estructura de muros en concreto reforzado.

Se debe tener en cuenta en el diseño de la edificación los **Requisitos geométricos de los diafragmas de la norma ACI 318-02 Capítulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales, pagina 171.**

El diafragma debe cumplir con los siguientes requisitos:

- La forma en planta de losa de piso debe ser tan rectangular y simétrica como sea posible. Se deben preferir las losas cuadradas o rectangulares. Los diafragmas rectangulares deben tener una relación máxima de 4 entre sus lados.
- Los elementos estructurales deben cumplir con el espesor mínimo según la **ACI 318-02** en el **Capítulo 6 – Sistemas de piso, página 75**.
- Ninguna abertura en la losa puede superar el 25 por ciento del área del piso y la suma de todas las aberturas de la losa no debe exceder el 50 por ciento del área del piso.
- La losa debe contar con elementos colectores, capaces de distribuir dentro de la losa los esfuerzos causados por las fuerzas laterales transmitidas desde el sistema de piso hasta los elementos estructurales del sistema de resistencia lateral.
- Los elementos del diafragma pueden estar inclinados siempre y cuando la pendiente de los elementos no exceda a 15°.

El edificio cumple con los requisitos geométricos de los diafragmas exigidos por la norma **ACI 318-02** dados en el **Capítulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales**, ya que para este caso tenemos que:

- El espesor de la losa es de 150 mm.
- Longitud del edificio: 31 mts
- Ancho del edificio: 9 mts

$$31/9 = 3.44$$

Los diafragmas rectangulares del edificio tienen una relación de **3.44** entre sus lados, por lo tanto cumple con lo requerido de la norma. El edificio es rectangular y completamente simétrico.

Cumpliendo con lo requerido de las norma **ACI 318-02**, el siguiente paso es empezar a hallar la fuerza horizontal equivalente de todo la estructura

utilizando las formulas dadas por la normas **NSR-10** y **ACI 318-02** y dando así los resultados en la **tabla 29** y la **tabla 30**. Para los cálculos del método de la fuerza horizontal equivalente del edificio se usan las formulas y tablas de la norma **NSR-10**.

Aa	0.25
T	0.3355
Sa	0.90
K	1
I	1.00
Fa	1.44
R	5.0

Tabla 29. Datos para los cálculos del método de la fuerza horizontal.

*Fuente: Trabajo de investigación*

PISO	ALTURA	PESO (KN)	mxh <sup>k</sup>	Cvx	Vs	Fx	V
5	13	2181,15	2893,36	0,302	2160,553	652,3	652,35
4	10,6	2233,40	2415,72	0,252	2160,553	544,7	1197,01
3	8,2	2233,40	1868,76	0,195	2160,553	421,3	1618,35
2	5,8	2233,40	1321,81	0,138	2160,553	298,0	1916,37
1	3,4	3121,72	1083,05	0,113	2160,553	244,2	2160,55
	TOTAL	12003,07	9582,70				

Tabla 30. Resultados de los cálculos para todos los pisos del edificio.

*Fuente: Trabajo de investigación*

A continuación se explica el procedimiento de los resultados obtenidos de la **tabla 29**.

La aceleración horizontal pico efectiva, **Aa** se define para las diferentes regiones del país de acuerdo a la zona de amenaza sísmica. En la norma **NSR-10 Capítulo A.2 – Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño Pagina A-14** muestra los resultados de acuerdo a la región o capitales de departamentos.

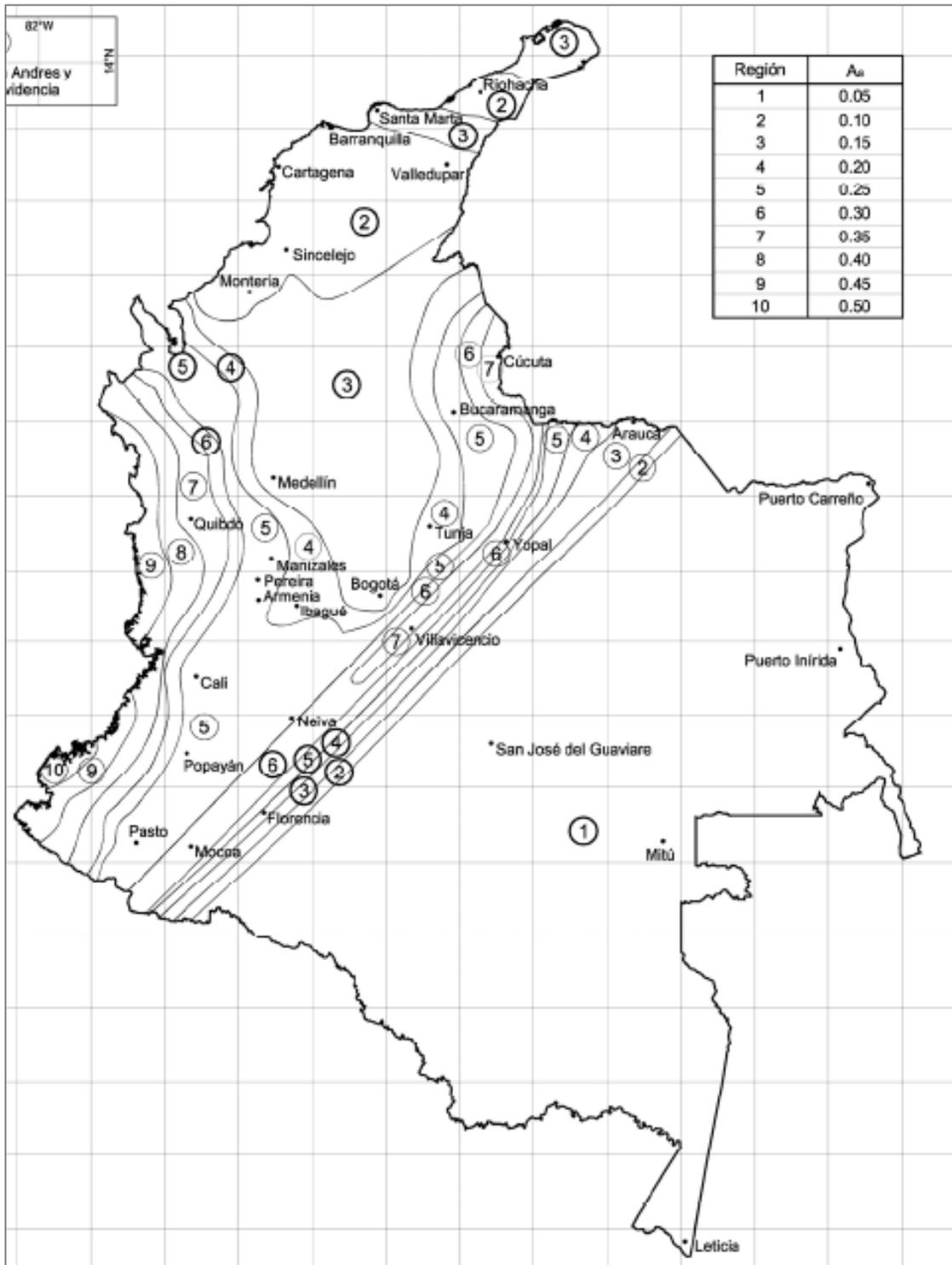
Para este ejemplo la ubicación del edificio es la ciudad de Pereira que tiene una aceleración pico efectiva, **Aa=0.25**

REGION N°	Valor de Aa o de Av
10	0.50
9	0.45
8	0.40
7	0.35
6	0.30
5	0.25
4	0.20
3	0.15
2	0.10
1	0.05

Tabla 31. Valores de Aa y de Av según las regiones del mapa de la figura 53.

Fuente: Norma NSR-10 Capítulo A.2 – Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño

Figura 53. Mapa de valores de A<sub>a</sub>



Fuente: NSR-10 Capítulo A.2 – Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño – Mapa de los valores de A<sub>a</sub>.

Ciudad	Aa	Av	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D.C	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José Del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia

Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

Tabla 32. Valor de  $A_a$  y de  $A_v$  para las ciudades capitales de departamento.  
Fuente: NSR-10 Capítulo A.2 – Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño

El periodo fundamental,  $T$ , del edificio es igual al periodo de vibración fundamental aproximado,  $T_a$ . Con la siguiente ecuación se halla el periodo fundamental aproximado dada por la norma **NSR-10 Capítulo A.4 – Método de la fuerza horizontal equivalente – Pagina A-64 – Ecuación (A.4.2-3)**.

$$T_a = C_t \cdot h^\alpha$$

Dónde:

- $h$ , es la altura del edificio.
- $C_t$  y  $\alpha$  tienen valores obtenidos en la **tabla A.4.2-1** de la **norma NSR-10 Capítulo A.4 – Método de la fuerza Horizontal equivalente – Pagina A-64**.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SISMICA	$C_t$	$\alpha$
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8

Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería.	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros $C_t$ y $\alpha$ , donde $C_w$ se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Tabla 33. Valores de los parámetros  $C_t$  y  $\alpha$  para el cálculo del periodo aproximado  $T_a$

Fuente: Norma NSR-10.

Para este caso se utiliza  $C_t = 0.049$  y  $\alpha = 0.75$  (*Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería*) ya que el edificio tiene sistemas estructurales basados en muros de rigidez.

Entonces:

$$T_a = C_t * h^\alpha$$

$$T_a = 0.049 * 13^{0.75}$$

$$T_a = 0.3355$$

Donde **13** es la altura del edificio.

**K** es un exponente relacionado con el periodo fundamental, **T** de la edificación dado en la norma **NSR-10 – Capítulo A.4 – Método de la fuerza horizontal equivalente – Pagina A-65** de la siguiente manera:

- Para **T** menos igual a **0.5** segundos, **k= 1.0**
- Para **T** entre **0.5** y **2.5** segundos, **k= 0.75 + 0.5T**
- Para **T** mayor que **2.5** segundos, **k= 2.0**

Tenemos que **T<sub>a</sub> = 0.0335** por lo tanto el valor de **K= 1.0**

**I** es el coeficiente de importancia, lo cual se definen los grupos de tipo de uso. En la tabla (A.2.5-1) de la **NSR-10 Capítulo A.2 – Zona de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño, pagina A-25 y A-26** se muestran los valores de cada grupo de tipo de uso. El coeficiente de importancia, **I**, modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño.

GRUPO DE USO	COEFICIENTE DE IMPORTANCIA, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Tabla 34. Valores del coeficiente de importancia, I  
Fuente: Norma NSR-10.

En este ejemplo se usa el **Grupo I – Estructuras de ocupación normal**. Donde el coeficiente de importancia, **I= 1.00**.

El coeficiente de amplificación, **F<sub>a</sub>** afecta la zona del espectro de periodos cortos y periodos intermedios. Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse con base en los perfiles de suelo independientemente del tipo de cimentación empleado. La identificación del perfil de suelo se realiza a partir de la superficie del terreno.

La norma **NSR-10 – Capítulo A.2 – Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño – Pagina A-20** y la norma **ACI 318-02 – Capítulo 4- Cargas (4.11.2.4 – Tipos de perfil del suelo) Pagina 47** muestra los tipos de perfil de suelo que hay que tener en cuenta a la hora de construir cualquier tipo de edificación. Los datos que muestran las dos normas son iguales.

Para el diseño del edificio se trabaja con un coeficiente de amplificación  $F_a=1.44$  mostrado anteriormente en la **figura 2 – Espectro elástico de aceleraciones** vista en este ejemplo.

R, coeficiente de capacidad de disipación de energía es dado en la tabla (**A.3-1. Sistema estructural de muros de carga**) de la Norma **NSR-10 – Capítulo A.3 – Requisitos generales de diseño sismo resistente – Pagina A-52.**

Figura 54. Sistema estructural de muros de carga

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor $R_0$ (Nota 2)	Valor $\Omega_0$ (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		Baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	Altura máx.
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	3.0	2.5	si	6 m	si	9 m	si	12 m
<b>2. Muros estructurales</b>									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	4.0	2.5	no se permite		si	50 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	el mismo	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	50 m
d. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	el mismo	3.5	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	el mismo	2.5	2.5	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. Muros de mampostería confinada	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	Grupo I	12 m	Grupo I	18 m
h. Muros de mampostería de cavidad reforzada	el mismo	4.0	2.5	si	45 m	si	60 m	si	Sin límite
i. Muros de mampostería no reforzada (no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	1.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I (Nota 3)	2 pisos
<b>3. Pórticos con diagonales (las diagonales llevan fuerza vertical)</b>									
a. Pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	24 m	si	30 m	si	Sin límite
b. Pórticos con diagonales de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
c. Pórticos de madera con diagonales	el mismo	2.0	2.5	si	12 m	si	15 m	si	18 m

Fuente: Norma NSR-10 – Capítulo A.3 – Requisitos generales de diseño sismo resistente – Tabla A.3-1 Sistema estructural de muros de carga.

En este caso en la tabla anterior se usa el dato de **(a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES))** ya que el edificio tiene un sistema de muros de carga y está ubicado en una zona de alta sismicidad, entonces el coeficiente de capacidad de disipación de energía, **R= 5.0**

El espectro de aceleración de diseño, **S<sub>a</sub>**, fue hallado anteriormente con la siguiente ecuación dada por la norma **NSR-10 – Capítulo A.2 – Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño.**

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

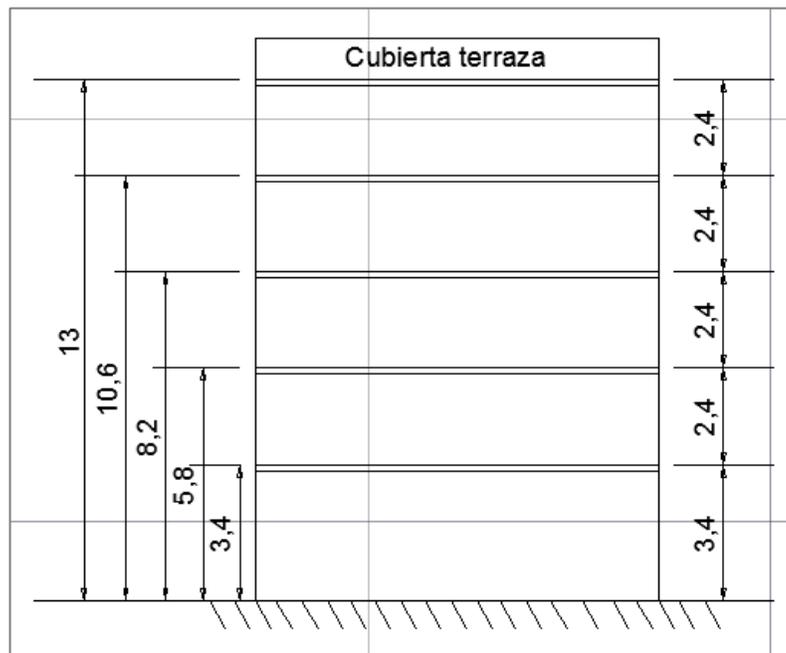
$$S_a = 2.5 * (0.25) * (1.44) * (1.00)$$

$$S_a = 0.9$$

A continuación se explica el procedimiento de los resultados obtenidos de la **tabla 4.**

#### **Altura del edificio:**

Figura 55. Corte de altura del edificio

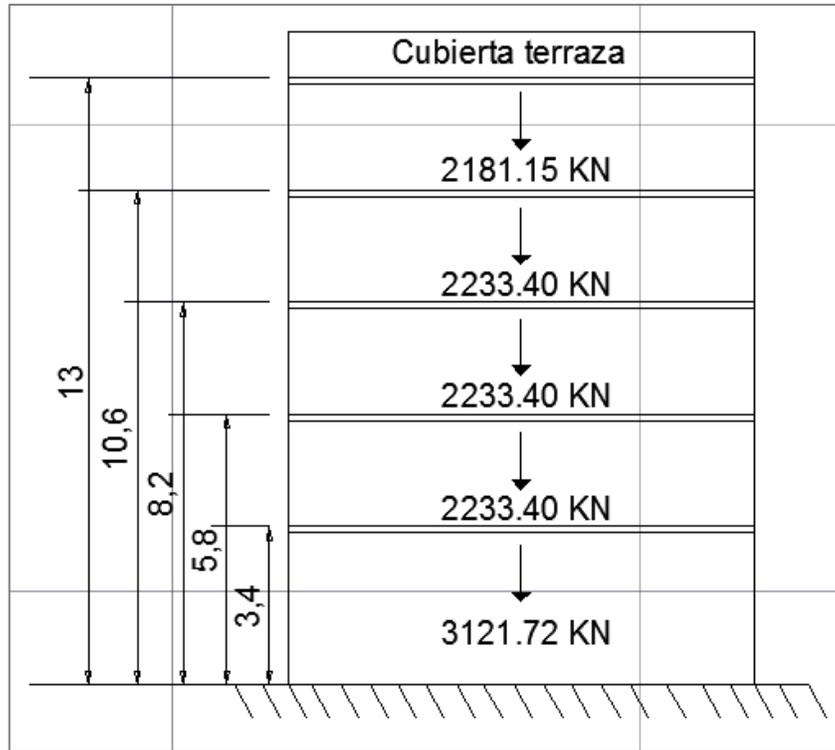


Fuente: Trabajo de investigación

### Peso por piso del edificio:

Esta carga incluye el peso del entrepiso y el peso de los muros donde luego se mostrará con más claridad.

Figura 56. Corte de peso por piso del edificio.



Fuente: Trabajo de investigación

La fórmula  $m \cdot h^k$  que se muestra en la **tabla 4** sirve para hallar el coeficiente de repartición de la fuerza sísmica en la altura de la edificación,  $C_{vx}$ . Para periodos cortos la fuerza horizontal es equivalente a una fuerza uniforme; de tipo triangular con valor cero en la base; para periodos largos, edificios altos. La forma es parabólica.

Con la **ecuación (A.4.3-3)** dada por la norma **NSR-10 – Capítulo A.4 – Método de la fuerza horizontal equivalente – Pagina A-65.**

Tenemos que:

$$Cvx = \frac{m_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_j \cdot h_i^k)}$$

Dónde:

- **m**, es el peso por piso de la estructura.
- **h**, es la altura por piso elevado por **K** que es el exponente relacionado con el periodo fundamental, **T**.

Estos datos se dividen por la sumatoria total de  $m_x \cdot h_i^k$

El cortante sísmico en la base, **V<sub>s</sub>** sirve para calcular los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos. Se halla utilizando la **ecuación (A.4.3-2)** dada por la norma **NSR-10 Capítulo A.4 – Método de la fuerza horizontal equivalente Pagina A-65.**

Entonces:

$$V_s = S_a \cdot g \cdot M$$

$$V_s = 2160.553$$

Este cortante sísmico en la base, **V<sub>s</sub>** es de todo el edificio.

Dónde:

- **S<sub>a</sub>** es el espectro de aceleración de diseño hallado anteriormente con un valor de **S<sub>a</sub>=0.9**
- **M** es la masa total de la edificación. El edificio tiene una carga total **12003.07 KN.**

La fuerza sísmica horizontal,  $F_x$  es la que representa la fuerza de inercia aplicable en cada piso de la edificación, se obtiene mediante la ecuación (A.4.3-2) de la norma **NSR-10 – Capítulo A.4 - Método de la fuerza horizontal equivalente – Pagina A-65.**

Entonces:

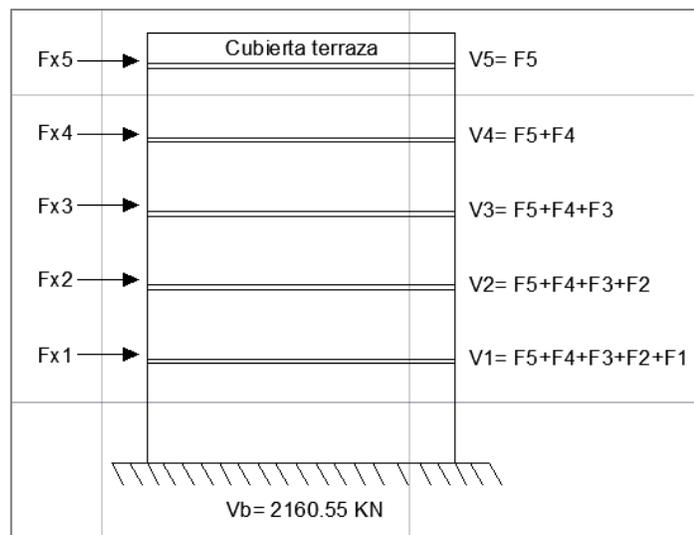
$$F_x = C_{vx} * V_s$$

Dónde:

$C_{vx}$ , es el coeficiente de repartición de la fuerza sísmica en la altura de la edificación hallada anteriormente, igual que el cortante sísmico en la base,  $V_s$ .

$V$ , es el cortante sísmico en la base de todo el edificio. El siguiente esquema muestra el procedimiento para la comprobación de este.

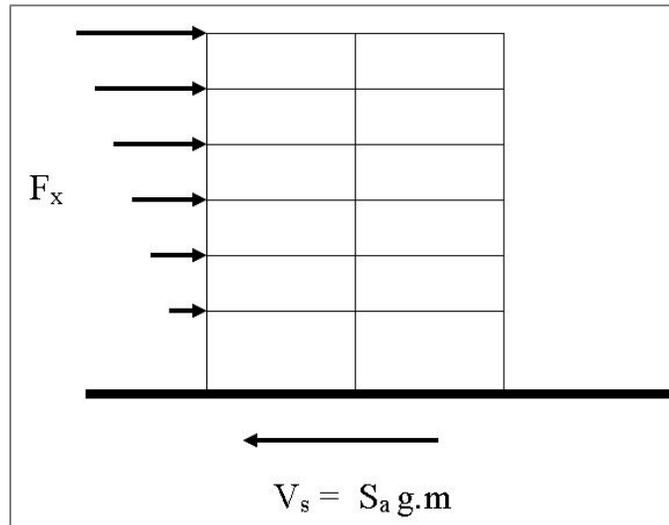
Figura 57. Corte de la demostración del cortante sísmico total en la base, V.



Fuente: Trabajo de investigación

Al llegar al primer piso del edificio, el dato debe ser igual al cortante sísmico de cada piso,  $V_s$ , que fue hallado anteriormente con un valor de  $V_s = 2160.55$  KN.

Figura 58. Esquema de la fuerza horizontal equivalente



Fuente: Ingeniería estructural I José Oscar Jaramillo Jiménez.

### 8.2.3. Sistema de piso.

Las losas son aquellos elementos estructurales planos que permiten en primer lugar suministrar superficies de apoyo a las cargas verticales sean estas vivas o muertas y en segundo término actuar como elemento de amarre al sistema de columnas y muros que es en definitiva el que soporta la estructura (Bolívar, 2003).

El sistema de piso del edificio es una losa maciza que trabaja en dos direcciones y cumple con las especificaciones dadas por las normas **NSR-10 – Capítulo C.13 – Sistemas de losa de una y dos direcciones – Pagina C-271** y **ACI 318-02 – Capítulo 6 – Sistemas de piso – Pagina 74**. Estas especificaciones son iguales y el edificio está cumpliendo con ellas.

Se considera que una losa trabaja en dos direcciones cuando:

- El panel de la losa tiene una forma rectangular en planta, tiene vigas, vigas maestras o muros de concreto reforzado que proveen apoyo vertical en todo los bordes, con una relación de luz larga a luz corta menor o igual a dos.

La norma **ACI 318-02 – Capítulo 6 – Sistemas de piso (6.5.4 – Losas en dos direcciones apoyadas sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto reforzado) Pagina 76** da las siguientes especificaciones en cuanto a la altura mínima admisible que debe tener la losa. Estas especificaciones son iguales a las de la norma **NSR-10** y cumple con el diseño del edificio.

La altura mínima admisible para losas en dos direcciones, incluyendo los sistemas de viguetas en dos direcciones y el reticular celular, apoyados sobre vigas, vigas maestras o muros de concreto reforzado en todos los bordes del panel se deben obtener con la ecuación **(6-1)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 6 - Sistemas de piso – Pagina 77**.

$$h = \frac{\lambda_n}{30+3*\beta}$$

*El espesor de las losas macizas no debe ser menor de 120 mm para luces,  $\lambda_n$ , mayores de 3 m, y no debe ser menor de 100 mm para luces,  $\lambda_n$ , menores o igual a 3 m.*

El edificio tiene una losa con un espesor de **150 mm** por lo tanto cumple con las especificaciones dadas por la norma ACI 318-02.

La losa del edificio también cumple con los requisitos dimensionales que exige la norma **ACI 318-02 – Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros – Pagina 95 (7.9.1 – Requisitos dimensionales)**. Estos requisitos dimensionales son iguales a los exigidos por la norma NSR-10.

Las restricciones son las siguientes:

- Debe haber dos o más luces.
- Los vanos son aproximadamente iguales, y el menor de dos vanos adyacentes no debe ser menor de 80 por ciento del vano más largo.
- Las vigas o vigas maestras de apoyo se construyen monolíticamente con la losa y deben tener una altura no menor a tres veces el espesor de la losa.
- Las cargas están distribuidas uniformemente.
- La carga viva unitaria,  $q_l$ , no excede tres veces la carga muerta unitaria,  $q_d$ .

El panel de la losa se debe dividir, en las dos direcciones, en dos regiones de borde y una región central. La región central corresponde a la mitad central del panel mientras que las regiones de borde tienen un ancho de un cuarto de panel a cada lado de la región central.

En la norma **NSR-10 – Capítulo C.13 – Sistemas de losa en una y dos direcciones – Pagina C-274 a la C-277** se muestran las tablas (**C.13.9-1 – Coeficientes para momento negativo en la losa, C.13.9-2 – Coeficientes para momento positivo de carga muerta en la losa, C.13.9-3 – Coeficientes para momento positivo de carga viva en la losa, C.13.9-4 – Relación de la carga  $q_u$  en las direcciones  $l_{na}$  y  $l_{nb}$  para determinar el cortante de la losa en el apoyo y la carga en los apoyos**). Estas tablas son iguales a la de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros – Pagina 100 y 101 se muestran las tablas (7.7 – Panel exterior con,  $\lambda_b$  paralelo al borde, de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros, 7.8 – Panel de esquina de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto)**

Con estas tablas se hallan los momentos positivos y los momentos negativos de la luz larga y luz corta de la losa. Para el diseño del edificio se toman las

tablas de la norma **ACI-318-02** ya que estas son iguales a la norma **NSR-10** por lo tanto cumple con lo requerido.

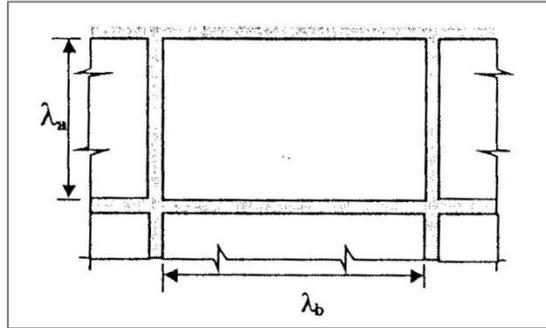
A continuación se muestra el procedimiento constructivo de la losa maciza en dos direcciones del edificio. Usando las tablas de la norma **ACI 318-02**.

$\beta = \lambda b/\lambda a$	LUZ CORTA ( $\lambda a$ )			LUZ LARGA ( $\lambda b$ )		
	Momento negativo	Momento positivo	Fracción de carga	Momento negativo	Momento positivo	Fracción de carga
1.0	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda a^2 / 30$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda a^2 / 39$	$\alpha a = 0.33$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda b^2 / 16$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda b^2 / 35$	$\alpha b = 0.67$
1.1	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda a^2 / 23$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda a^2 / 32$	$\alpha a = 0.42$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda b^2 / 19$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda b^2 / 40$	$\alpha b = 0.58$
1.2	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda a^2 / 19$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda a^2 / 26$	$\alpha a = 0.51$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda b^2 / 22$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda b^2 / 50$	$\alpha b = 0.49$
1.3	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda a^2 / 17$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda a^2 / 23$	$\alpha a = 0.59$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda b^2 / 27$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda b^2 / 60$	$\alpha b = 0.41$
1.4	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda a^2 / 15$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda a^2 / 20$	$\alpha a = 0.66$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda b^2 / 32$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda b^2 / 70$	$\alpha b = 0.34$
1.5	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda a^2 / 13$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda a^2 / 19$	$\alpha a = 0.72$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda b^2 / 40$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda b^2 / 85$	$\alpha b = 0.28$
1.6	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda a^2 / 12$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda a^2 / 17$	$\alpha a = 0.77$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda b^2 / 50$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda b^2 / 100$	$\alpha b = 0.23$
1.7	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda a^2 / 12$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda a^2 / 16$	$\alpha a = 0.81$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda b^2 / 60$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda b^2 / 125$	$\alpha b = 0.19$
1.8	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda a^2 / 11$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda a^2 / 15$	$\alpha a = 0.85$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda b^2 / 70$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda b^2 / 150$	$\alpha b = 0.15$
1.9	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda a^2 / 11$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda a^2 / 15$	$\alpha a = 0.88$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda b^2 / 85$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda b^2 / 175$	$\alpha b = 0.12$
2.0	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda a^2 / 10$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda a^2 / 14$	$\alpha a = 0.92$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda b^2 / 100$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda b^2 / 200$	$\alpha b = 0.08$
>2.0	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda a^2 / 9$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda a^2 / 11$	$\alpha a = 1.00$	Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura		$\alpha b = 0.00$

Tabla 35. Panel exterior con  $\lambda b$  paralelo al borde, de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros.

Fuente: Norma ACI 318-02 – Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros

Figura 59. Panel exterior con  $\lambda_b$  paralelo al borde, de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros.



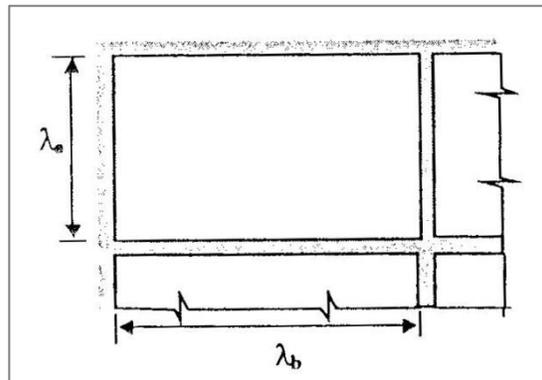
Fuente: Norma ACI 318-02 – Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros – Fig. 7.20

$\beta = \lambda_b/\lambda_a$	LUZ CORTA ( $\lambda_a$ )			LUZ LARGA ( $\lambda_b$ )		
	Relación de luces	Momento negativo	Momento positivo	Fracción de carga	Momento negativo	Momento positivo
1.0	$Ma(-) = qu \cdot \lambda_a^2 / 20$	$Ma(+) = qu \cdot \lambda_a^2 / 31$	$\alpha_a = 0.50$	$Mb(-) = qu \cdot \lambda_b^2 / 20$	$Mb(+) = qu \cdot \lambda_b^2 / 31$	$\alpha_b = 0.50$
1.1	$Ma(-) = qu \cdot \lambda_a^2 / 17$	$Ma(+) = qu \cdot \lambda_a^2 / 26$	$\alpha_a = 0.59$	$Mb(-) = qu \cdot \lambda_b^2 / 25$	$Mb(+) = qu \cdot \lambda_b^2 / 38$	$\alpha_b = 0.41$
1.2	$Ma(-) = qu \cdot \lambda_a^2 / 15$	$Ma(+) = qu \cdot \lambda_a^2 / 23$	$\alpha_a = 0.67$	$Mb(-) = qu \cdot \lambda_b^2 / 30$	$Mb(+) = qu \cdot \lambda_b^2 / 45$	$\alpha_b = 0.33$
1.3	$Ma(-) = qu \cdot \lambda_a^2 / 13$	$Ma(+) = qu \cdot \lambda_a^2 / 20$	$\alpha_a = 0.74$	$Mb(-) = qu \cdot \lambda_b^2 / 40$	$Mb(+) = qu \cdot \lambda_b^2 / 55$	$\alpha_b = 0.26$
1.4	$Ma(-) = qu \cdot \lambda_a^2 / 13$	$Ma(+) = qu \cdot \lambda_a^2 / 19$	$\alpha_a = 0.80$	$Mb(-) = qu \cdot \lambda_b^2 / 50$	$Mb(+) = qu \cdot \lambda_b^2 / 70$	$\alpha_b = 0.20$
1.5	$Ma(-) = qu \cdot \lambda_a^2 / 12$	$Ma(+) = qu \cdot \lambda_a^2 / 17$	$\alpha_a = 0.84$	$Mb(-) = qu \cdot \lambda_b^2 / 60$	$Mb(+) = qu \cdot \lambda_b^2 / 85$	$\alpha_b = 0.16$
1.6	$Ma(-) = qu \cdot \lambda_a^2 / 11$	$Ma(+) = qu \cdot \lambda_a^2 / 16$	$\alpha_a = 0.87$	$Mb(-) = qu \cdot \lambda_b^2 / 75$	$Mb(+) = qu \cdot \lambda_b^2 / 100$	$\alpha_b = 0.13$
1.7	$Ma(-) = qu \cdot \lambda_a^2 / 11$	$Ma(+) = qu \cdot \lambda_a^2 / 16$	$\alpha_a = 0.90$	$Mb(-) = qu \cdot \lambda_b^2 / 100$	$Mb(+) = qu \cdot \lambda_b^2 / 125$	$\alpha_b = 0.10$

1.8	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda_a^2 / 11$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda_a^2 / 15$	$\alpha_a = 0.92$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda_b^2 / 120$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda_b^2 / 150$	$\alpha_b = 0.08$
1.9	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda_a^2 / 11$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda_a^2 / 15$	$\alpha_a = 0.94$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda_b^2 / 145$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda_b^2 / 175$	$\alpha_b = 0.06$
2.0	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda_a^2 / 10$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda_a^2 / 14$	$\alpha_a = 0.96$	$M_b(-) = q_u \cdot \lambda_b^2 / 165$	$M_b(+) = q_u \cdot \lambda_b^2 / 200$	$\alpha_b = 0.04$
>2.0	$M_a(-) = q_u \cdot \lambda_a^2 / 9$	$M_a(+) = q_u \cdot \lambda_a^2 / 11$	$\alpha_a = 1.00$	Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura		$\alpha_b = 0.00$

Tabla 36 . Panel de esquina de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto.  
Fuente: Norma ACI 318-02 – Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros – Tabla 7.8

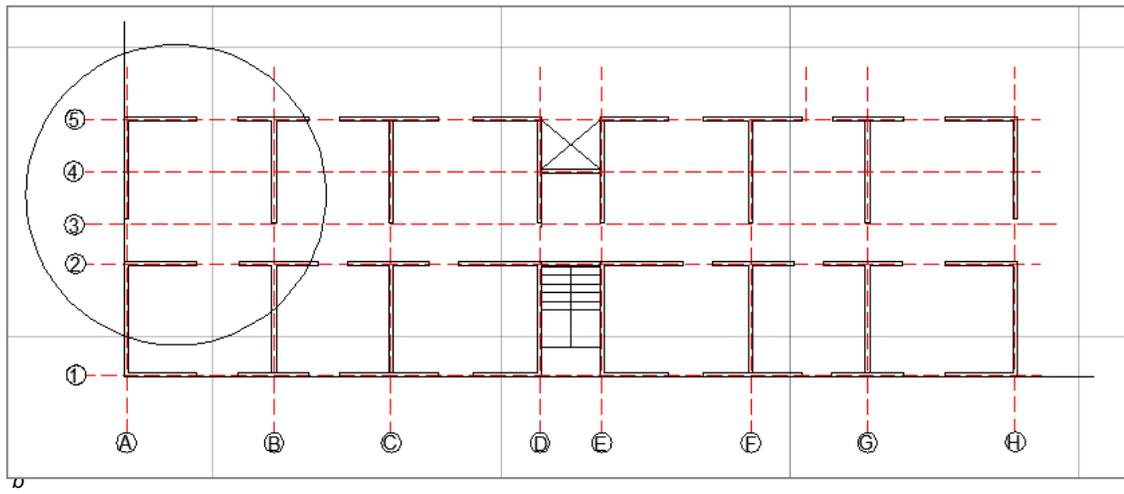
Figura 60. Panel de esquina de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto.



Fuente: Norma ACI 318-02 – Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros – Fig. 7.21

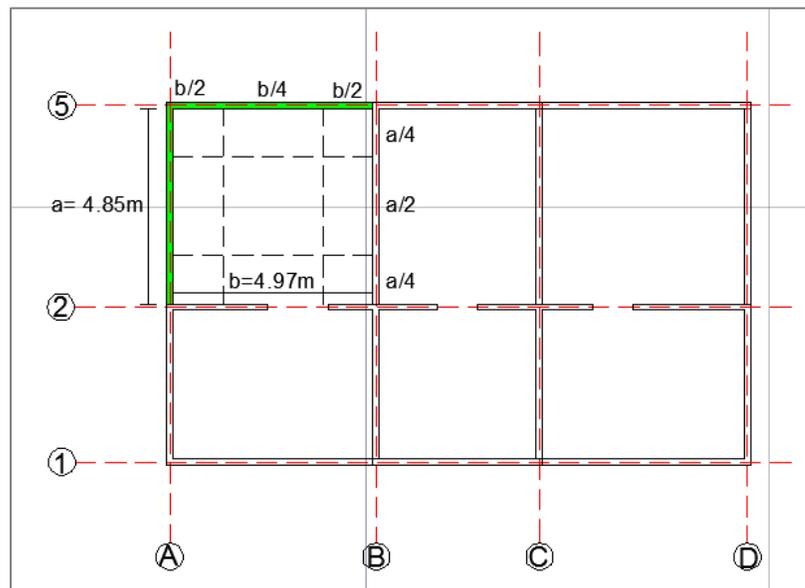
Para el diseño de la losa maciza en dos direcciones del edificio, sólo se realizan los cálculos de la parte que se encuentra enmarcada dentro del círculo como se muestra en la figura, teniendo en cuenta que el resto de la edificación tendría el mismo procedimiento.

Figura 61. Esquema de planta del edificio



ajo de investigación

Figura 62. Esquema en planta de la relación de luces,  $\lambda_a$  y  $\lambda_b$ .



Fuente: Trabajo de investigación

#### **8.2.3.1. Pisos 1, 2, 3 y 4**

El diseño de una losa en dos direcciones apoyada sobre vigas maestras, vigas o muros en concreto reforzado en sus bordes debe llevar a cabo los siguientes requisitos exigidos por la norma **ACI 318-02 – Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros**. Estos mismos requisitos son iguales a las de la norma **NSR-10 – Capítulo C.13 – Sistemas de losa en una y dos direcciones**. Por lo tanto la norma **ACI 318-02 – Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros – 7.2.1 – Cargas a incluir** cumple con lo requerido para el diseño.

Las cargas de diseño para losas macizas apoyadas sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto reforzado se deben establecer usando los requisitos del capítulo de cargas de las normas **ACI 318-02** o **NSR-10**.

Las cargas que se deben incluir en el diseño según la norma **ACI 318-02** - son las siguientes:

- Cargas muertas: peso propio de los elementos estructurales, elementos no estructurales (horizontales y verticales) y cargas por equipos fijos, si las hay.
- Cargas vivas.
- Si la losa es parte del sistema de cubierta, se deben emplear los valores apropiados de carga viva en cubierta, carga por lluvia y nieve

También se debe tener en cuenta la carga mayorada de diseño,  $q_u$ , de acuerdo con lo establecido en el capítulo de cargas de las normas **ACI 318-02** y **NSR-10**.

### **Carga muerta entrepiso:**

**Acabado de piso:** 1.10 Kn/m<sup>2</sup> (dato sacado de la norma ACI 318-02 pagina 39 tabla 4.4 – *Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – pisos.*). Estos datos son iguales a exigidos por la norma **NSR-10 – Capítulo B.3 – Cargas muertas.**

- **Espesor de muro:** 0.15m
- **Densidad del concreto:** 24 Kn/m<sup>3</sup>

$$0.15\text{m} \cdot 24\text{Kn/m}^3 = 3.6 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{Kn/m}^2 + 1.10 \text{ Kn/m}^2 = \mathbf{4.70 \text{ Kn/m}^2}$$

### **Carga viva entrepiso:**

Estos datos son sacados de la norma **ACI 318-02 - Página 43 - Tabla 4.12 – cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas**). Los datos de esta norma son mayores a los de la **NSR-10 – Capítulo B.4 – Cargas vivas** por lo tanto es recomendable usar los datos mayores para el diseño del edificio.

- **Cuartos privados y sus corredores:** 2.2 Kn/m<sup>2</sup>
- **Terraza:** 5.5 Kn/m<sup>2</sup>

### **Franja central:**

La franja central se debe sacar como lo muestran las tablas para saber la relación de luces en la losa y empezar a hallar los momentos.

$$\frac{\lambda_a}{\lambda_b}$$

- **$\lambda_a$ : lado menor**
- **$\lambda_b$ : lado mayor.**

$$\beta = \frac{\lambda_a}{\lambda_b}$$

$$\beta = \frac{4.97}{4.85} = \beta = 1.02$$

**Momento negativo (bordes): Luz corta**

Estos datos son sacados de la norma **ACI 3018-02 - Página 101 - Tabla 7.8 – panel de esquina de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto.**

Como la relación de luces dio  $\beta=1.02$  se debe hacer una relación  $\beta=1.0$  y  $\beta=1.1$  para calcular el momento negativo y el momento positivo de este valor tanto para la luz larga como la luz corta.

- **Relación 1.0**

$$M_a^- = q_u \cdot \lambda_a^2 / 20$$

- **Carga mayoradas:**  $q_u$
- **Carga muerta:** CM
- **Carga viva:** CV

$$q_u = 1.2 \text{ (CM)} + 1.6 \text{ (CV)}$$

$$q_u = 1.2 (4.70) + 1.6 (2.2)$$

$$q_u = 9.16 \text{ KN}$$

$$M_a^- = q_u \cdot \lambda_a^2 / 20$$

$$M_a^- = (9.16)(4.85^2) / 20$$

$$M_a^- = 10.77 \text{ Kn.m}$$

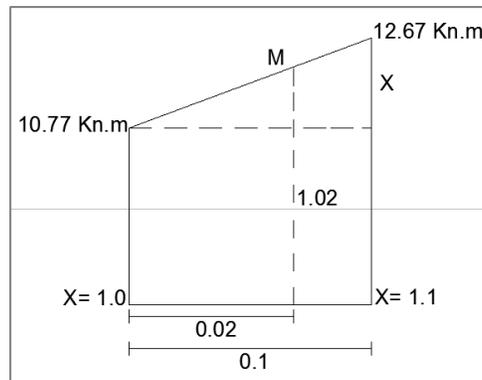
- **Relación 1.1**

$$M_a^- = q_u \cdot \lambda_a^2 / 17$$

$$M_a^- = (9.16)(4.85^2) / 17$$

$$\mathbf{M_a^- = 12.67 \text{ Kn.m}}$$

Figura 63. Esquema de relación de 1.0 y 1.1



*Fuente: Trabajo de investigación*

$$\mathbf{X = 12.67 \text{ Kn.m} - 10.77 \text{ Kn.m}}$$

$$\mathbf{X = 1.9 \text{ Kn.m}}$$

$$\frac{M}{0.02} = \frac{1.9}{0.1} \quad M = (1.9 \cdot 0.02) / 0.1 \quad \mathbf{M = 0.38 \text{ Kn.m}}$$

$$\mathbf{\text{Momento negativo total: } M_{a^- \text{ TOTAL}} = 10.77 \text{ Kn.m} + 0.38 \text{ Kn.m}} \\ \mathbf{M_{a^- \text{ TOTAL}} = 11.15 \text{ Kn.m}}$$

**Momento positivo (Bordes): Luz corta**

- **Relación 1.0**

$$M_a^+ = q_u \cdot \lambda_a^2 / 31$$

$$\mathbf{M_a^+ = 6.95 \text{ Kn.m}}$$

- **Relación 1.1**

$$M_a^+ = q_u \cdot \lambda_a^2 / 26$$

$$\mathbf{M_a^+ = 8.28 \text{ Kn.m}}$$

$$X = 8.28 \text{ Kn.m} - 6.95 \text{ Kn.m}$$

$$\mathbf{X = 1.33 \text{ Kn.m}}$$

$$\frac{M}{0.02} = \frac{1.33}{0.1} \quad M = (1.33 \cdot 0.02) / 0.1 \quad \mathbf{M = 0.26 \text{ Kn.m}}$$

**Momento positivo total:  $M_a^+_{TOTAL} = 6.95 \text{ Kn.m} + 0.26 \text{ Kn.m}$**

$$\mathbf{M_a^+_{TOTAL} = 7.21 \text{ Kn.m}}$$

**Momento negativo (Bordes): Luz larga**

- **Relación 1.0**

$$M_b^- = q_u \cdot \lambda_b^2 / 20$$

$$M_b^- = 11.31 \text{ Kn.m}$$

- **Relación 1.1**

$$M_b^- = q_u \cdot \lambda_b^2 / 25$$

$$M_b^- = 9.05 \text{ Kn.m}$$

$$X = 11.31 \text{ Kn.m} - 9.05 \text{ Kn.m} \quad X = 2.26 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{M}{0.02} = \frac{2.26}{0.1} \quad M = (2.26 \cdot 0.02) / 0.1 \quad M = 0.45 \text{ Kn.m}$$

**Momento negativo total:**  $M_{b\text{-TOTAL}}^- = 9.05 \text{ Kn.m} + 0.45 \text{ Kn.m}$

$$M_{\text{TOTAL}}^- = 9.50 \text{ Kn.m}$$

**Momento positivo (Bordes): Luz larga**

- **Relación 1.0**

$$M_b^+ = q_u \cdot \lambda_b^2 / 31$$

$$M_b^+ = 7.29 \text{ Kn.m}$$

- **Relación 1.1**

$$M_b^+ = q_u \cdot \lambda_b^2 / 38$$

$$M_b^+ = 5.95 \text{ Kn.m}$$

$$X = 7.29 \text{ Kn.m} - 5.95 \text{ Kn.m} \quad X = 1.34 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{M}{0.02} = \frac{1.34}{0.1} \quad M = (1.34 \cdot 0.02) / 0.1 \quad M = 0.26 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Momento positivo total: } M_b^+_{\text{TOTAL}} = 5.95 \text{ Kn.m} + 0.26 \text{ Kn.m}$$

$$M^+_{\text{TOTAL}} = 6.21 \text{ Kn.m}$$

***Acero de refuerzo de la losa maciza:***

Después de hallar los momentos negativos y positivos en la luz larga y la luz corta, se inicia el cálculo de la cantidad de refuerzo de acero en la losa.

Para la parte inferior de la losa se trabaja con los momentos positivos en la luz larga y la luz corta de la placa, y para la parte superior en los bordes de

la losa se trabaja con los momentos negativos de la luz larga y la luz corta de la placa.

A continuación se muestra el procedimiento para calcular el acero inferior de la losa con la siguiente tabla:

N	4	un
$\phi$	0,9	
As	284	mm <sup>2</sup>
Fy	420	Mpa
F'c	21	MPa
b	1000	mm
h	150	mm
d	130	mm
a	6,68235294	mm
$\phi * Mn$	13,597078	Kn.m
S	0,25	m
$\rho$	0,00218462	

Tabla: 37. Valores del acero de la losa de entrepiso

*Fuente: Trabajo de investigación*

**N**, es la cantidad de varillas. Para este ejemplo se calcula la cantidad de varillas para 1000 mm. El resto de varillas se reparte según el espaciamiento establecido en la norma **ACI 318-02** que se explicara más adelante con más claridad.

$\phi$ , es el factor de reducción de resistencia. Se trabaja con un  $\phi = 0.90$  tal como lo exige la norma **ACI 318-02 – Capítulo – 7 Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros – 7.3.4.4 – Resistencia aproximada de diseño a flexión.**

**As**, área de refuerzo longitudinal a tensión, en mm<sup>2</sup>. Para el diseño del edificio se calcula con varilla #3 (3/8") que tiene un área de 71 mm<sup>2</sup>.

**Fy**, es el esfuerzo de fluencia especificado de refuerzo.

**Fc**, es la resistencia especificada a la compresión del concreto.

**b**, es el ancho del entrepiso. Para este ejemplo se usa un ancho de 1000mm ya que cumple para comprobar el momento y la cuantía mínima exigida por la norma.

**h**, es la altura del entrepiso cumpliendo con lo exigido de la norma visto anteriormente.

**a**, es la altura que va desde la parte superior de la losa hasta llegar al recubrimiento de la parte inferior. El recubrimiento es **20cm** cumpliendo con lo exigido por la norma **ACI 318-02 – Capítulo 5 – Requisitos generales del concreto reforzado**.

**φ\*Mn**, es la resistencia aproximada de diseño a flexión. Se calcula con la **ecuación (7-1)** de la norma **ACI 318-02 Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros**.

$$\phi * M_n = \phi * 0.85 * A_s * F_y * d$$

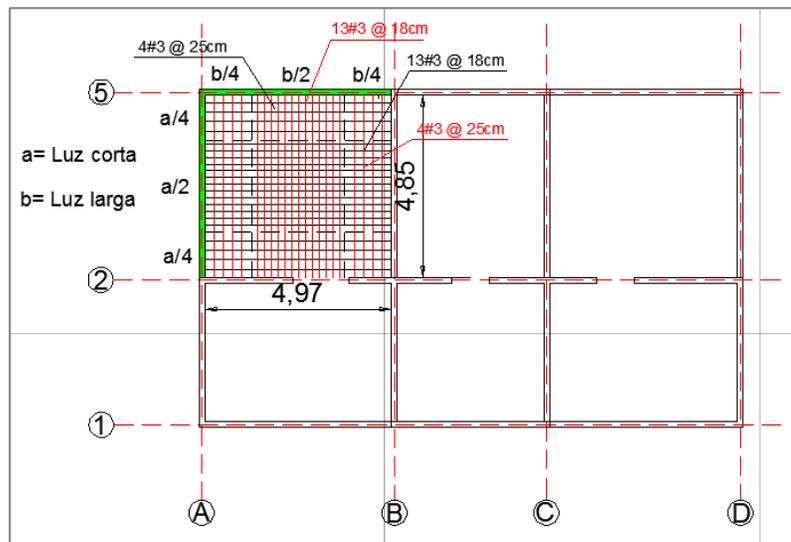
La separación máxima, **S** en las losas macizas, el refuerzo por retracción de fraguado y temperatura se debe separar a no más de cuatro veces el espesor de la losa, ni 350mm. Según lo establecido por la norma **ACI 318-02 Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros – 7.3.3.3 – Separación máxima**.

En las losas macizas, el refuerzo principal a flexión, no se debe separar a más de tres veces el espesor de la losa ni 300mm según lo exigido por la norma **ACI 318-02 - Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros – 7.3.4.1 – Separación máxima del refuerzo a flexión en losas macizas**.

El espaciamiento entre varillas,  $S$ , de la losa maciza del edificio cumple con lo exigido anteriormente por la norma.

$P$ , es la cuantía de acero. La cuantía en losas de dos direcciones no debe ser mayor a  $\rho=0.0018$  establecido por la norma **ACI 318-02 - Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros – 7.3.3.4 – Área mínima.**

Figura 64. Esquema del refuerzo de acero en parte inferior de la losa



Fuente: Trabajo de investigación

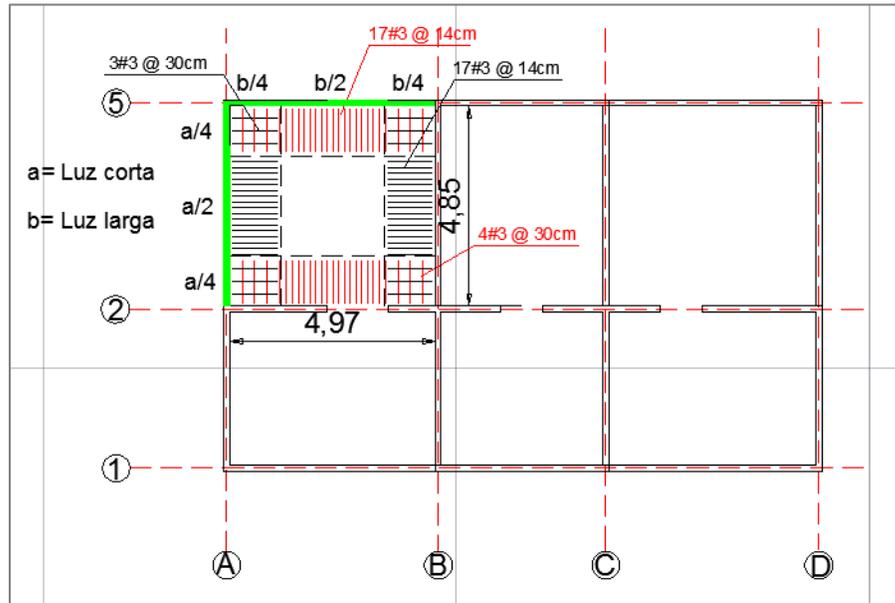
Para el refuerzo de acero en la parte superior de la losa tenemos que:

N	7	un
$\varphi$	0,9	
As	497	mm <sup>2</sup>
Fy	420	Mpa
F`c	21	MPa
b	1000	mm

h	150	mm
d	130	mm
a	11,6941176	mm
$\phi^*M_n$	23,3241164	Kn.m
S	0,14285714	m
$\rho$	0,00382308	

Tabla 38. Valores de refuerzo de acero en la parte superior de la losa  
Fuente: Trabajo de investigación

Figura 65. Esquema del refuerzo de acero en la parte superior de la losa



Fuente: Trabajo de investigación

Este mismo cálculo se hace para toda la losa maciza del edificio de los pisos 1, 2, 3 y 4 recordando que el edificio es completamente simétrico. Los momentos negativos y positivos de la luz larga y la luz corta de esta sección que se está calculando son los momentos mayores de toda la losa

de entrepiso, por lo tanto el acero es repartido de la misma manera ya que cumple con lo requerido.

**Momentos positivos y negativos de toda la losa de los 1, 2, 3 y 4:**

TIPO DE PANEL	RELACIÓN DE LUCES	LUZ CORTA ( $\lambda_a$ )		LUZ LARGA ( $\lambda_b$ )	
		MOMENTO NEGATIVO (KN.M)	MOMENTO POSITIVO (KN.M)	MOMENTO NEGATIVO (KN.M)	MOMENTO POSITIVO (KN.M)
	$\beta=1.24$	7.67	5.63	8.70	3.87
	$\beta=1.03$	11.34	7.34	9.84	6.42
	$\beta=1.03$	9.64	6.40	4.97	3.58
	$\beta=1.05$	4.81	3.56	8.01	3.73
	$\beta=1.35$	9.64	6.43	5.15	3.71

Tabla 39. Valores de los momentos negativos y positivos de los pisos 1, 2, 3 y 4

Fuente: Trabajo de investigación

### 8.2.3.2. Último piso (terraza)

#### Carga muerta entrepiso:

- **Acabado de piso:** 1.10 Kn/m<sup>2</sup> (dato sacado de la norma ACI 318-02 pagina 39 tabla 4.4 – *Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – pisos.*). Estos datos son iguales a exigidos por la norma **NSR-10 – Capítulo B.3 – Cargas muertas.**
- **Espesor de muro:** 0.15m
- **Densidad del concreto:** 24 Kn/m<sup>3</sup>

$$0.15\text{m} \cdot 24\text{Kn/m}^3 = 3.6 \text{ Kn/m}^2$$

$$3.6 \text{ Kn/m}^2 + 1.10 \text{ Kn/m}^2 = 4.70 \text{ Kn/m}^2$$

#### Carga viva entrepiso:

Estos datos son sacados de la norma **ACI 318-02 pagina 43 tabla 4.12 – cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas**). Los datos de esta norma son mayores a los de la **NSR-10 – Capítulo B.4 – Cargas vivas** por lo tanto es recomendable usar los datos mayores para el diseño del edificio.

- **Cuartos privados y sus corredores:** 2.2 Kn/m<sup>2</sup>
- **Terraza:** 5.5 Kn/m<sup>2</sup>

#### Franja central:

$$\frac{\lambda_a}{\lambda_b}$$

- **$\lambda_a$ : lado menor**

- $\lambda_b$ : lado mayor.

$$\beta = \frac{\lambda_a}{\lambda_b}$$

$$\beta = \frac{4.97}{4.85} = \beta = 1.02$$

**Momento negativo (bordes): Luz corta**

Datos sacados de la norma **ACI 3018-02 - Pagina 101 - Tabla 7.8 – panel de esquina de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto.**

- **Relación 1.0**

$$M_a^- = q_u \cdot \lambda_a^2 / 20$$

- **Carga mayoradas:**  $q_u$
- **Carga muerta:** CM
- **Carga viva:** CV

$$q_u = 1.2 \text{ (CM)} + 1.6 \text{ (CV)}$$

$$q_u = 1.2 (4.70) + 1.6 (5.5)$$

$$q_u = 14.44 \text{ KN}$$

$$M_a^- = (14.44)(4.85^2)/20$$

$$M_a^- = 16.98 \text{ Kn.m}$$

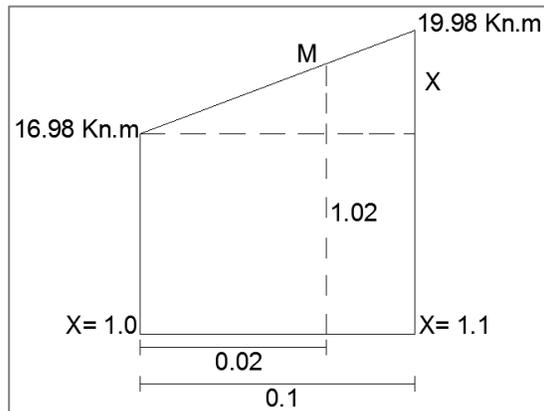
- **Relación 1.1**

$$M_a^- = q_u \cdot \lambda_a^2 / 17$$

$$M_a^- = (14.44)(4.85^2) / 17$$

$$\mathbf{M_a^- = 19.98 \text{ Kn.m}}$$

Figura 66. Esquema de relación entre 1.0 y 1.1



*Fuente: Trabajo de investigación*

$$\mathbf{X = 19.98 \text{ Kn.m} - 16.98 \text{ Kn.m}}$$

$$\mathbf{X = 3 \text{ Kn.m}}$$

$$\frac{M}{0.02} = \frac{3}{0.1} \quad M = (3 \cdot 0.02) / 0.1 \quad \mathbf{M = 0.6 \text{ Kn.m}}$$

$$\mathbf{\text{Momento negativo total: } M_{a^- \text{ TOTAL}} = 16.98 \text{ Kn.m} + 0.6 \text{ Kn.m}}$$

$$\mathbf{M_{a^- \text{ TOTAL}} = 17.58 \text{ Kn.m}}$$

**Momento positivo (Bordes): Luz corta**

- **Relación 1.0**

$$M_a^+ = q_u * \lambda_a^2 / 31$$

$$M_a^+ = 10.95 \text{ Kn.m}$$

- **Relación 1.1**

$$M_a^+ = q_u * \lambda_a^2 / 26$$

$$M_a^+ = 13.06 \text{ Kn.m}$$

$$X = 13.06 \text{ Kn.m} - 10.95 \text{ Kn.m}$$

$$X = 2.65 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{M}{0.02} = \frac{2.65}{0.1} \quad M = (2.65 * 0.02) / 0.1 \quad \mathbf{M = 0.53 \text{ Kn.m}}$$

**Momento positivo total:  $M_a^+_{TOTAL} = 10.95 \text{ Kn.m} + 0.53 \text{ Kn.m}$**

$$\mathbf{M_a^+_{TOTAL} = 11.48 \text{ Kn.m}}$$

**Momento negativo (Bordes): Luz larga**

- **Relación 1.0**

$$M_b^- = q_u \cdot \lambda_b^2 / 20$$

$$M_b^- = 17.83 \text{ Kn.m}$$

- **Relación 1.1**

$$M_b^- = q_u \cdot \lambda_b^2 / 25$$

$$M_b^- = 14.26 \text{ Kn.m}$$

$$X = 17.83 \text{ Kn.m} - 14.26 \text{ Kn.m} \quad X = 3.57 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{M}{0.02} = \frac{3.57}{0.1} \quad M = (3.57 \cdot 0.02) / 0.1 \quad M = 0.71 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Momento negativo total: } M_{b^- \text{ TOTAL}} = 14.26 \text{ Kn.m} + 0.71 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{TOTAL}}^- = 14.97 \text{ Kn.m}$$

**Momento positivo (Bordes): Luz larga**

- **Relación 1.0**

$$M_b^+ = q_u \cdot \lambda_b^2 / 31$$

$$M_b^+ = 11.50 \text{ Kn.m}$$

- **Relación 1.1**

$$M_b^+ = q_u \cdot \lambda_b^2 / 38$$

$$M_b^+ = 9.38 \text{ Kn.m}$$

$$X = 11.50 \text{ Kn.m} - 9.38 \text{ Kn.m} \quad X = 2.12 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{M}{0.02} = \frac{2.12}{0.1} \quad M = (2.12 \cdot 0.02) / 0.1 \quad M = 0.42 \text{ Kn.m}$$

**Momento positivo total:**  $M_b^+_{TOTAL} = 9.38 \text{ Kn.m} + 0.42 \text{ Kn.m}$

$$M^+_{TOTAL} = 9.8 \text{ Kn.m}$$

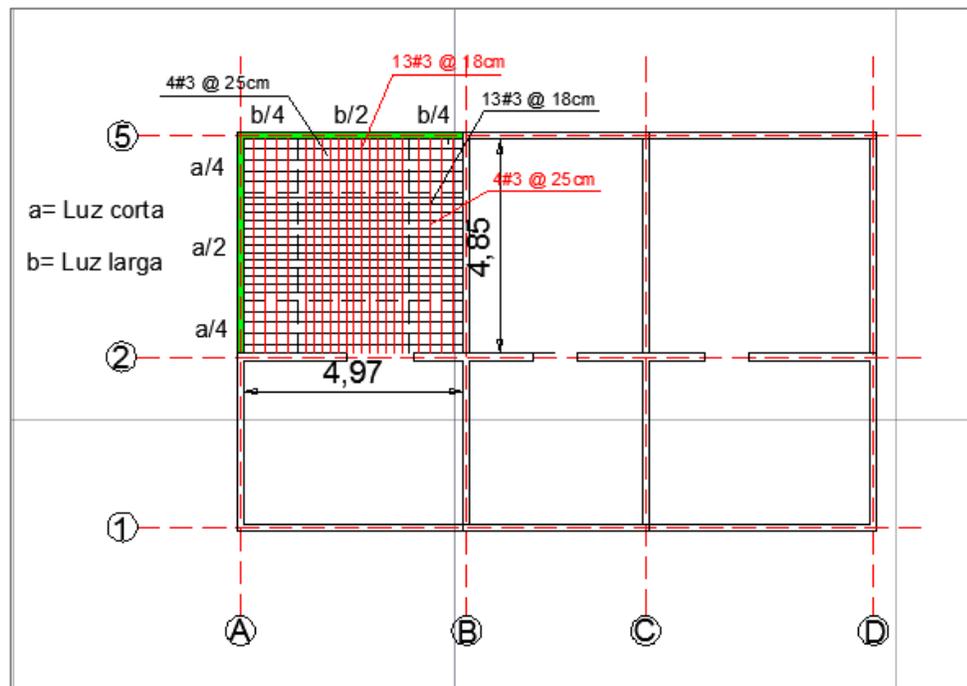
### **Acero de la losa del edificio del último piso.**

Después de hallar los momentos negativos y positivos en la luz larga y la luz corta, se realiza el mismo procedimiento visto anteriormente para el cálculo del acero del último piso.

El acero para este piso es igual al acero de los pisos 1, 2, 3 y 4 de la edificación ya que los momentos positivos y negativos en la luz larga y la luz corta no varían, por lo tanto la repartición del acero es la misma.

Acero en la parte inferior de la losa del último piso:

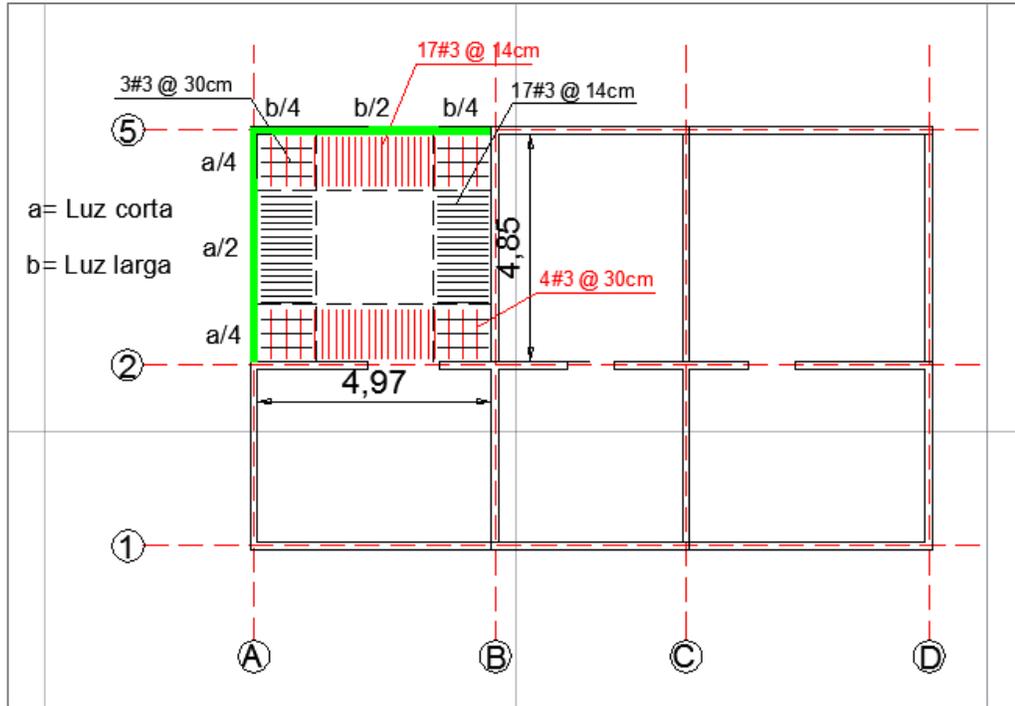
Figura 67. Esquema del acero en la parte inferior de la losa



Fuente: Trabajo de investigación

## Acero en la parte superior de la losa del último piso:

Figura 68. Esquema del acero en la parte superior de la losa



Fuente: Trabajo de investigación

**Momentos negativos y positivos de toda la losa maciza del último piso:**

TIPO DE PANEL	RELACIÓN DE LUCES	LUZ CORTA ( $\lambda_a$ )		LUZ LARGA ( $\lambda_b$ )	
		MOMENTO NEGATIVO (KN.M)	MOMENTO POSITIVO (KN.M)	MOMENTO NEGATIVO (KN.M)	MOMENTO POSITIVO (KN.M)
	$\beta=1.24$	18.71	13.74	8.87	3.95
	$\beta=1.03$	17.88	11.58	15.32	10.14
	$\beta=1.34$	15.20	10.08	7.84	5.64
	$\beta=1.05$	7.58	5.63	12.65	5.88
	$\beta=1.35$	15.20	10.14	8.12	5.85

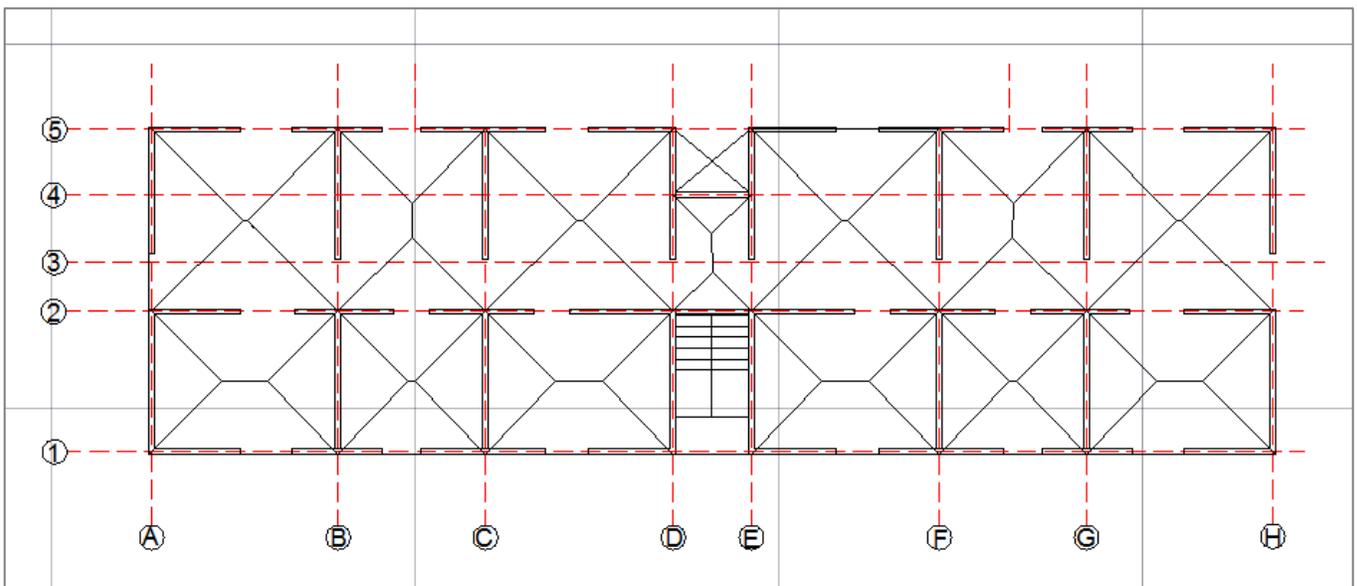
Tabla 40. Valores del momento positivo y negativo del último piso.

*Fuente: Trabajo de investigación*

El siguiente paso es verificar la resistencia a cortante,  $V_u$  de la losa, exigida por la norma **ACI 318-02 – Capítulo 7 – Losas macizas sobre vigas maestras, vigas, viguetas o muros (7.9.4 – Verificación de resistencia a cortante) Pagina 102 y 103.**

La resistencia requerida a cortante no debe ser menor que el cortante mayorado causado por la carga mayorada de diseño,  $q_u$  actuando sobre un área aferente definida por líneas a 45° trazadas desde la esquina del panel y el eje del panel paralelo a la dirección larga del mismo tal y como lo muestra la siguiente figura.

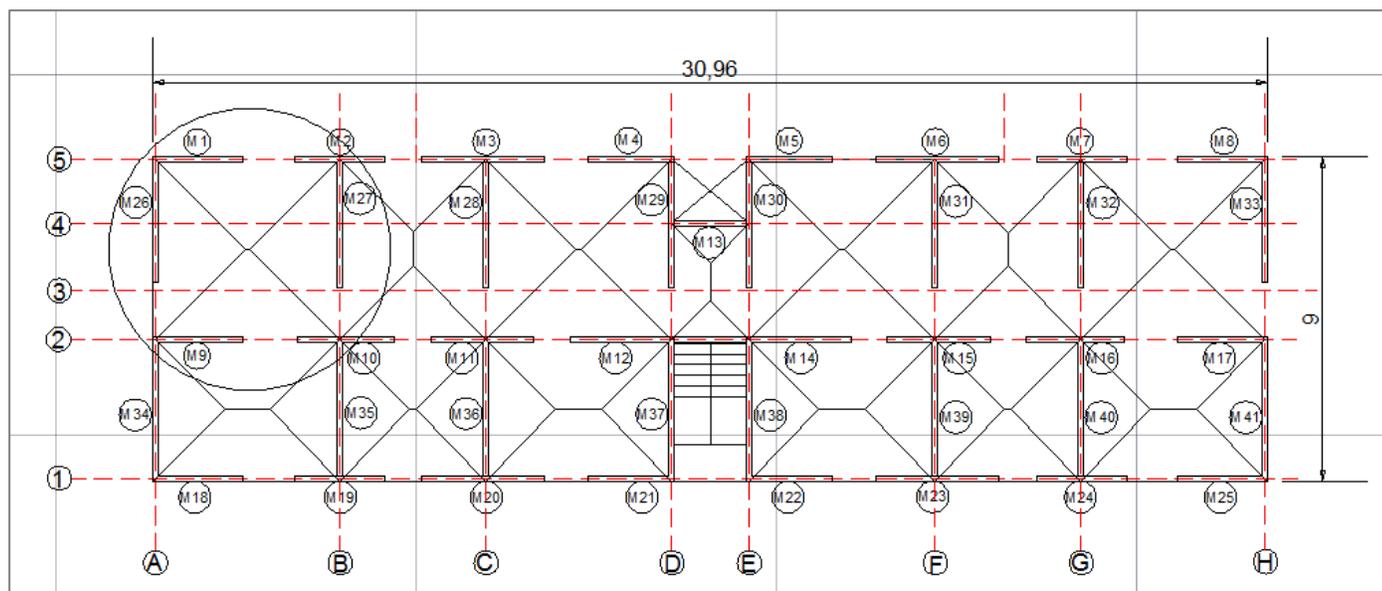
Figura 69. Esquema de las áreas aferentes de la losa



*Fuente: Trabajo de investigación*

Para verificar la resistencia a cortante,  $V_u$  de la losa se calcula utilizando el mismo esquema usado anteriormente enmarcado dentro del círculo. También hay que tener en cuenta el peso de los muros de la edificación, para poder realizar los cálculos, estos pesos son mostrados más adelante. Para el cálculo se usaran el **muro 1** y **2** tal como lo muestra la siguiente figura:

Figura 70. Esquema del área aferente de la losa a calcular



Fuente: Trabajo de investigación

La siguiente tabla muestra los resultados en el último piso de las cargas vivas y las cargas muertas del entrepiso con sus respectivas áreas aferentes igual que la carga muerta de los muros.

PISO	Piso 5	
MURO	1	2
LONGITUD DEL MURO (M)	2,5	2,5
ALTURA DEL MURO (M)	2,25	2,25
ESPESOR DEL MURO (M)	0,15	0,15
a (M)	5,19	4,05
$A\Delta$ (M <sup>2</sup> )	6,73	4,10
CME (KN)	24,24	14,76
CVE (KN)	37,04	22,55
PESO MURO (KN)	20,25	20,25

LM (AFERENTE IZQUIERDO)	0	1,27
LM (AFERENTE DERECHO)	2,5	1,22
CMP (LADO IZQUIERDO)	0	8,17
CMP (LADO DERECHO)	16,08	14,76
TOTAL CM	36,33	43,18
CVP (LADO IZQUIERDO)	0	12,48
CVP (LADO DERECHO)	24,56	22,55
TOTAL CV	24,56	35,03

Tabla 41. Valores de las cargas vivas y muertas del último piso  
Fuente: Trabajo de investigación

A continuación se muestra el procedimiento de la tabla anterior.

**a**, es la base mayor del triángulo, como se muestra en la figura anterior.

**AΔ**, es el área del triángulo. Se calcula usando la siguiente formula:

$$A\Delta = a^2/4$$

**CME**, es la carga muerta del entrepiso, se calcula usando la siguiente formula:

$$\text{Espesor de la losa} \cdot \text{Densidad del concreto} \cdot A\Delta$$

Dónde:

- La densidad del concreto es 24KN/m<sup>3</sup>
- El espesor de la losa e=0.15m

**CVE**, es la carga viva del entrepiso, se calcula usando **5.5 KN/m<sup>2</sup>** como carga viva en terraza como indica la norma **ACI 318-02 - Tabla 4.12** –

**Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas** multiplicado por el área del triángulo, **AΔ**.

**LM**, es el lado derecho e izquierdo del muro de acuerdo al área aferente en donde esté ubicado el muro como lo indica la figura anterior.

**CMP**, es la carga muerta del piso en el lado izquierdo y derecho según la ubicación y el área aferente del muro.

**CM total**, es la carga muerta total, se calcula sumando el peso del muro más la carga muerta del piso en el lado izquierdo y el lado derecho.

**CVP**, es la carga viva del piso en el lado izquierdo y derecho según la ubicación y el área aferente del muro, teniendo en cuenta el **5.5 KN/m<sup>2</sup>** (terrace) y el área del triángulo, **AΔ**.

**CV total**, es la carga viva total, se calcula sumando la carga viva del piso del lado izquierdo y el lado derecho.

La siguiente tabla muestra los resultados de los pisos 1, 2, 3 y 4 del edificio de las cargas vivas y las cargas muertas del entrepiso con sus respectivas áreas aferentes igual que la carga muerta de los muros.

PISO	Piso 1, 2, 3 y 4	
MURO	1	2
LONGITUD DEL MURO (M)	2,5	2,5
ALTURA DEL MURO (M)	2,25	2,25
ESPESOR DEL MURO (M)	0,15	0,15
a (M)	5,19	4,05
AΔ (M2)	6,73	4,10

CME (KN)	24,24	14,76
CVE (KN)	37,04	22,55
PESO MURO (KN)	20,25	20,25
LM (AFERENTE IZQUIERDO)	0	1,27
LM (AFERENTE DERECHO)	2,5	1,22
CMP (LADO IZQUIERDO)	0	8,17
CMP (LADO DERECHO)	16,08	14,76
TOTAL CM	36,33	43,18
CVP (LADO IZQUIERDO)	0	4,99
CVP (LADO DERECHO)	9,82	9,02
TOTAL CV	9,82	14,01

Tabla 42 . Valores de las cargas vivas y muertas de los pisos 1, 2, 3 y 4

*Fuente: Trabajo de investigación*

Para esta tabla se hace el mismo procedimiento de la tabla anterior para los pisos 1, 2, 3 y 4 del edificio. El único valor que cambia es que en la carga viva el dato ya no es por terraza si no por cuartos privados y sus corredores **2.2 KN/m<sup>2</sup>**. Dato dado por la norma **ACI 318-02 – Tabla 4.12 – Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas.**

Este mismo proceso es igual para todo el entrepiso del edificio. A continuación se muestra los resultados de las cargas vivas y muertas de los pisos 1, 2, 3, 4 y 5 del edificio:

MURO	PESO MUROS (KN)	CARGA MUERTA (KN)	TOTAL CARGA VIVA (5 piso)	TOTAL CARGA VIVA (1,2,3 y 4 piso)	TOTAL CARGA MUERTA (KN)	TOTAL CARGA VIVA (KN)
M1	20,25	36,33	24,56	9,82	282,88	63,86
M2	20,25	34,44	21,68	8,67	273,45	56,37
M3	27,621	56,91	28,16	11,26	422,67	73,21
M4	19,44	33,70	21,80	8,72	265,69	56,69
M5	19,44	33,70	21,78	8,71	265,69	56,63
M6	27,621	51,12	49,93	19,97	393,72	129,81
M7	20,25	38,31	21,68	8,67	292,79	56,37
M8	20,25	36,33	24,56	9,82	282,88	63,86
M9	20,25	36,67	25,09	10,04	284,62	65,24
M10	22,032	34,15	23,18	9,27	280,91	60,28
M11	23,166	42,72	22,82	9,13	329,44	59,34
M12	23,49	39,92	25,10	10,04	317,04	65,26
M13	16,2	4,16	6,36	2,54	101,80	16,53
M14	23,49	39,92	25,10	10,04	317,04	65,26
M15	23,166	35,19	22,79	9,12	291,77	59,25
M16	22,032	41,97	23,22	9,29	320,02	60,37
M17	20,25	36,67	25,09	10,04	284,62	65,24
M18	20,25	35,67	23,56	9,42	279,61	61,26
M19	20,25	31,65	21,51	8,60	259,48	55,92
M20	27,621	50,79	28,21	11,28	392,08	73,34
M21	19,44	33,31	21,16	8,46	263,76	55,01
M22	19,44	33,31	21,19	8,48	263,76	55,10
M23	27,621	42,84	28,18	11,27	352,29	73,28
M24	20,25	37,62	21,55	8,62	289,35	56,04
M25	20,25	35,67	23,56	9,42	279,61	61,26
M26	27,135	23,13	35,34	14,14	251,35	91,90
M27	28,35	44,17	67,49	26,99	362,61	175,46
M28	28,35	44,17	67,49	26,99	362,61	175,46
M29	28,35	22,50	34,38	13,75	254,25	89,38
M30	28,35	22,50	34,38	13,75	254,25	89,38
M31	28,35	44,17	67,49	26,99	362,61	175,46
M32	28,35	44,17	67,49	26,99	362,61	175,46
M33	28,35	23,15	35,37	14,15	257,49	91,95
M34	29,97	14,11	21,56	8,62	220,41	56,06
M35	29,97	27,18	41,53	16,61	285,75	107,97
M36	29,97	27,18	41,53	16,61	285,75	107,97
M37	29,97	13,57	20,74	8,29	217,71	53,91

M38	29,97	13,57	20,74	8,29	217,71	53,91
M39	29,97	27,18	41,53	16,61	285,75	107,97
M40	29,97	27,18	41,53	16,61	285,75	107,97
M41	29,97	14,11	21,56	8,62	220,41	56,06

Tabla 43 . Valores de las cargas vivas y muertas de todo el edificio

*Fuente: Trabajo de investigación*

La norma **ACI 318-02 – Capítulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales (11.2 – Fuerzas laterales)** y la norma **NSR-10 – Capítulo B** muestra los diferentes tipos de fuerzas que se debe tener en cuenta a la hora de diseñar cualquier tipo de edificación, esto depende de la ubicación en la que se vaya a construir.

Existen tres tipos de fuerzas:

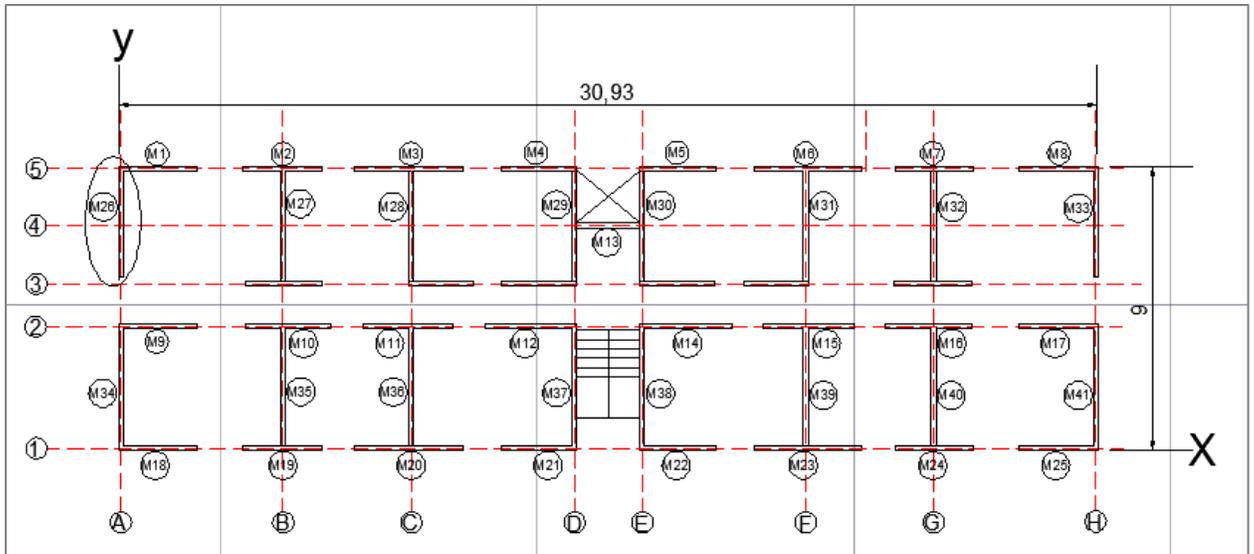
- Fuerzas de viento.
- Fuerzas sísmicas.
- Empuje lateral de suelo.

En las normas **NSR-10 y ACI 318-02** se muestran los mismos datos y especificaciones dados en los capítulos de cada norma. Para los cálculos de diagrama de cortante mayorado, momento de vuelco mayorado y el refuerzo de acero en los muros se utilizan los datos de la norma **ACI 318-02** ya que cumple con los requisitos.

A continuación se muestra el procedimiento del cortante mayorado, el momento de vuelco mayorado y el acero de refuerzo que lleva el **muro 26** del edificio. Este mismo procedimiento se hace con todos los muros de la estructura.

## Muro 26

Figura 71. Planta del edificio, esquema muro 16

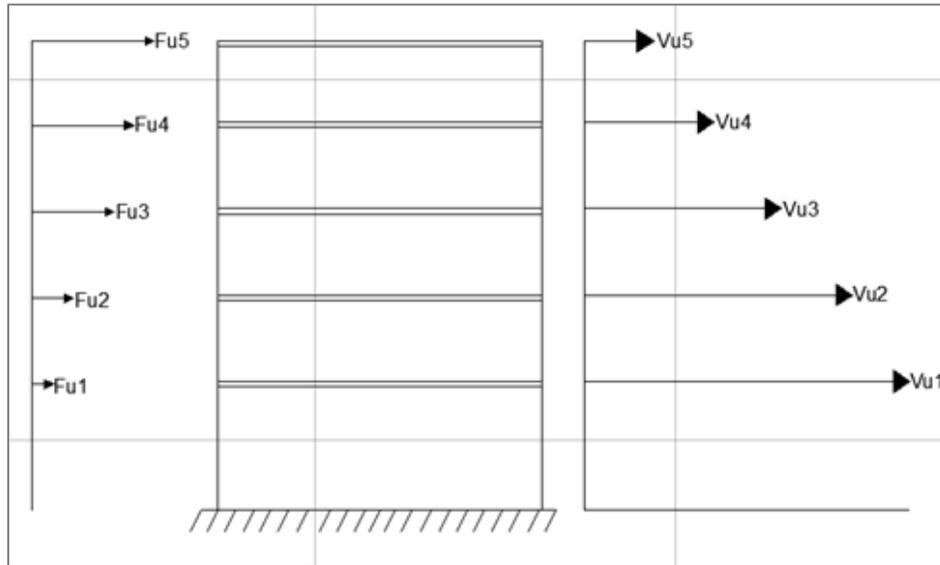


Fuente: Trabajo de investigación

### 8.2.4. Diagrama cortante mayorado:

El cortante en la base debido al viento, sismo y empuje lateral de suelo, se debe determinar independientemente para las dos direcciones principales en planta. El cortante de piso en el nivel  $x$  para cada tipo de fuerza lateral (viento, sísmico y empuje lateral de suelos) corresponde a la suma de las fuerzas laterales aplicadas a la estructura en la dirección bajo estudio, desde el nivel  $x$  hasta la cubierta. (**Norma ACI 318-02 – Capítulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales - 11.2.3 – Cortantes mayorados requeridos en la base y en el piso**).

Figura 72. Esquema diagrama de cortante mayorado

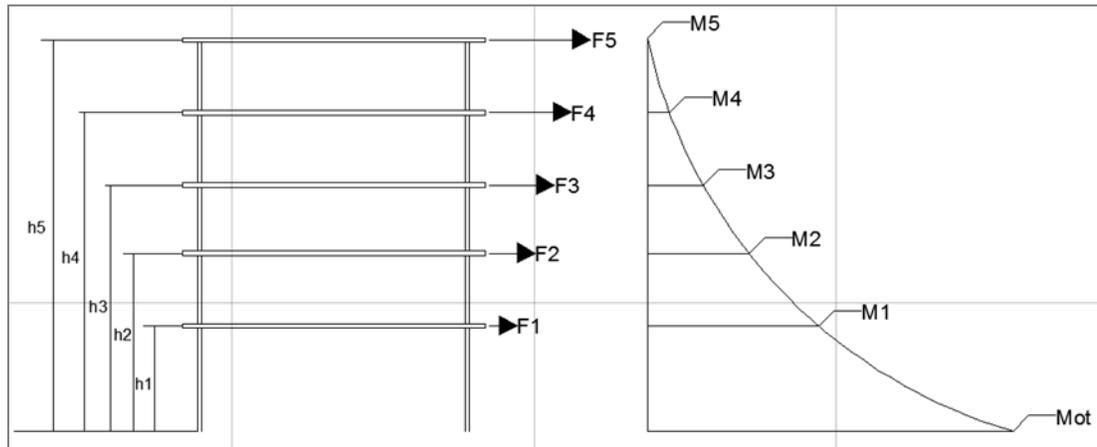


Fuente: Trabajo de investigación

### 8.2.5. Momento de vuelco mayorado:

El momento de vuelco causado por viento, sismo o empuje de tierras se debe determinar independientemente para las dos direcciones principales en planta. El momento de vuelco en el nivel  $x$  para cada tipo de fuerza lateral (viento, sismo y empuje lateral de suelos) corresponde a la suma de los momentos causados por fuerzas laterales aplicadas a la estructura en la dirección analizada, desde el nivel  $x$  hasta la cubierta. **(Norma ACI 318-02 – Capítulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales – 11.2.4 – Momento de vuelco mayorado)**

Figura 73. Esquema Diagrama de momento de vuelco mayorado



Fuente: Trabajo de investigación

### Peso del muro 26:

Se debe incluir el peso propio del muro de concreto reforzado. Se permite aplicar el peso propio del muro de un nivel en la parte inferior del muro en ese nivel.

MURO	LONGITUD (M) MURO	ALTURA (M) MURO	ESPESOR DEL MURO (M)	PESO MUROS (KN)
M26	3,35	2,25	0,15	27,135

Tabla 42. Valores del peso del muro 26.

Fuente: Trabajo de investigación

**Longitud del muro\*Altura del muro\*Espesor del muro\*La densidad del concreto**

$$3.35\text{m} \cdot 2.25\text{m} \cdot 0.15\text{m} \cdot 24\text{KN/m}^3 = 27.135\text{KN}$$

Dónde:

$24\text{KN/m}^3$ , es la densidad del concreto

**Resultado del peso de todos los muros del edificio:**

Se debe multiplicar siempre por la densidad del concreto  $24\text{KN/m}^3$

MURO	LONGITUD MURO	ALTURA MURO	ESPESOR DEL MURO	PESO MUROS (KN)
M1	2,5	2,25	0,15	20,25
M2	2,5	2,25	0,15	20,25
M3	3,41	2,25	0,15	27,621
M4	2,4	2,25	0,15	19,44
M5	2,4	2,25	0,15	19,44
M6	3,41	2,25	0,15	27,621
M7	2,5	2,25	0,15	20,25
M8	2,5	2,25	0,15	20,25
M9	2,5	2,25	0,15	20,25
M10	2,72	2,25	0,15	22,032
M11	2,86	2,25	0,15	23,166
M12	2,9	2,25	0,15	23,49
M13	2	2,25	0,15	16,2
M14	2,9	2,25	0,15	23,49
M15	2,86	2,25	0,15	23,166
M16	2,72	2,25	0,15	22,032
M17	2,5	2,25	0,15	20,25
M18	2,5	2,25	0,15	20,25
M19	2,5	2,25	0,15	20,25
M20	3,41	2,25	0,15	27,621
M21	2,4	2,25	0,15	19,44

M22	2,4	2,25	0,15	19,44
M23	3,41	2,25	0,15	27,621
M24	2,5	2,25	0,15	20,25
M25	2,5	2,25	0,15	20,25
M26	3,35	2,25	0,15	27,135
M27	3,5	2,25	0,15	28,35
M28	3,5	2,25	0,15	28,35
M29	3,5	2,25	0,15	28,35
M30	3,5	2,25	0,15	28,35
M31	3,5	2,25	0,15	28,35
M32	3,5	2,25	0,15	28,35
M33	3,5	2,25	0,15	28,35
M34	3,7	2,25	0,15	29,97
M35	3,7	2,25	0,15	29,97
M36	3,7	2,25	0,15	29,97
M37	3,7	2,25	0,15	29,97
M38	3,7	2,25	0,15	29,97
M39	3,7	2,25	0,15	29,97
M40	3,7	2,25	0,15	29,97
M41	3,7	2,25	0,15	29,97

Tabla 44. Resultados del peso de los muros del edificio  
Fuente: Trabajo de investigación

Se debe tener en cuenta a la hora de diseñar los muros en un edificio que estén cumpliendo con los requisitos dimensionales que exigen las normas **ACI 318-02** y la **NSR-10**. Para este diseño se trabaja con las especificaciones y formulas dadas en la norma **ACI 318-02 – Capitulo 12 Muros de concreto reforzado** ya que cumplen con los requisitos.

Los muros de concreto reforzado deben ser rectangulares y deben estar alineados verticalmente y deben ser continuos hasta la cimentación.

El espesor mínimo de muros de concreto reforzado no puede ser menor del mayor de 150mm. **(ACI 318-02 – Capítulo 12 – Muros de concreto reforzado – 12.3.2.1 – Espesor mínimo de muros de concreto reforzado).**

Por lo tanto los muros del edificio están cumpliendo con lo establecido de la norma.

La distancia entre apoyos laterales,  $h_n$ , para muros de concreto reforzado no debe exceder 20 veces el espesor del muro. **(ACI 318-02 – Capítulo 12 – Muros de concreto reforzado – 12.3.3 – Distancia entre apoyos laterales).**

Los muros del edificio están cumpliendo con lo establecido de la norma.

La siguiente tabla muestra los valores del **muro 26** en cada piso, con estos datos se halla el cortante mayorado y el momento de vuelco mayorado.

A continuación se explica el procedimiento de la **tabla 45**

PISO	MURO	h	tx	ty	ky	xi	kyXxi	X	Kr	Ky.x^2	CR	Vuy	Fi	ex	Ti	$\Delta vuy$	Vu
Piso 1	M26	2,4	3,35	0,15	2,3497	0	0,00	15,3	4945	0,0	0,05	2161	110,1	1,5	3342	24,2	134,4
Piso 2	M26	2,4	3,35	0,15	2,3497	0	0,00	15,3	4945	0,0	0,05	1968	100,3	1,5	3043,5	22,1	122,4
Piso 3	M26	2,4	3,35	0,15	2,3497	0	0,00	15,3	4945	0,0	0,05	1700	86,7	1,5	2629,7	19,1	105,7
Piso 4	M26	2,4	3,35	0,15	2,3497	0	0,00	15,3	4945	0,0	0,05	1287	66,6	1,5	1990,7	14,4	80
Piso 5	M26	2,4	3,35	0,15	2,3497	0	0,00	15,3	4945	0,0	0,05	718	36,6	1,5	1110	8,1	44,6

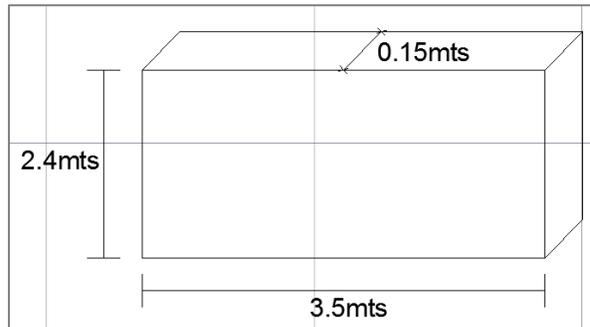
Tabla 45 . Valores de la fuerza horizontal equivalente del muro 26

*Fuente: Trabajo de investigación*

El muro tiene las siguientes dimensiones como lo muestra la **tabla 45**:

- **tx**, es la dimensión de la dirección horizontal del muro paralela a **x**.  
**tx= 3.5mts**
- **ty**, es la dimensión de la sección transversal del muro paralela a **y**.  
**ty= 0.15mts**
- **h**, es la altura del muro **h= 2.40 mts**

Figura 74. Esquema de dimensiones muro 26



*Fuente: Trabajo de investigación*

**K<sub>y</sub>**, es la rigidez lateral en la dirección **y**. Se debe calcular la rigidez lateral, **K<sub>x</sub>** y **K<sub>y</sub>**, de todos los muros estructurales para las dos direcciones principales **x** y **y** con la **ecuación (11-6)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales**.

Entonces:

$$K_x = t_x^3 \cdot t_y / h_{pi}$$

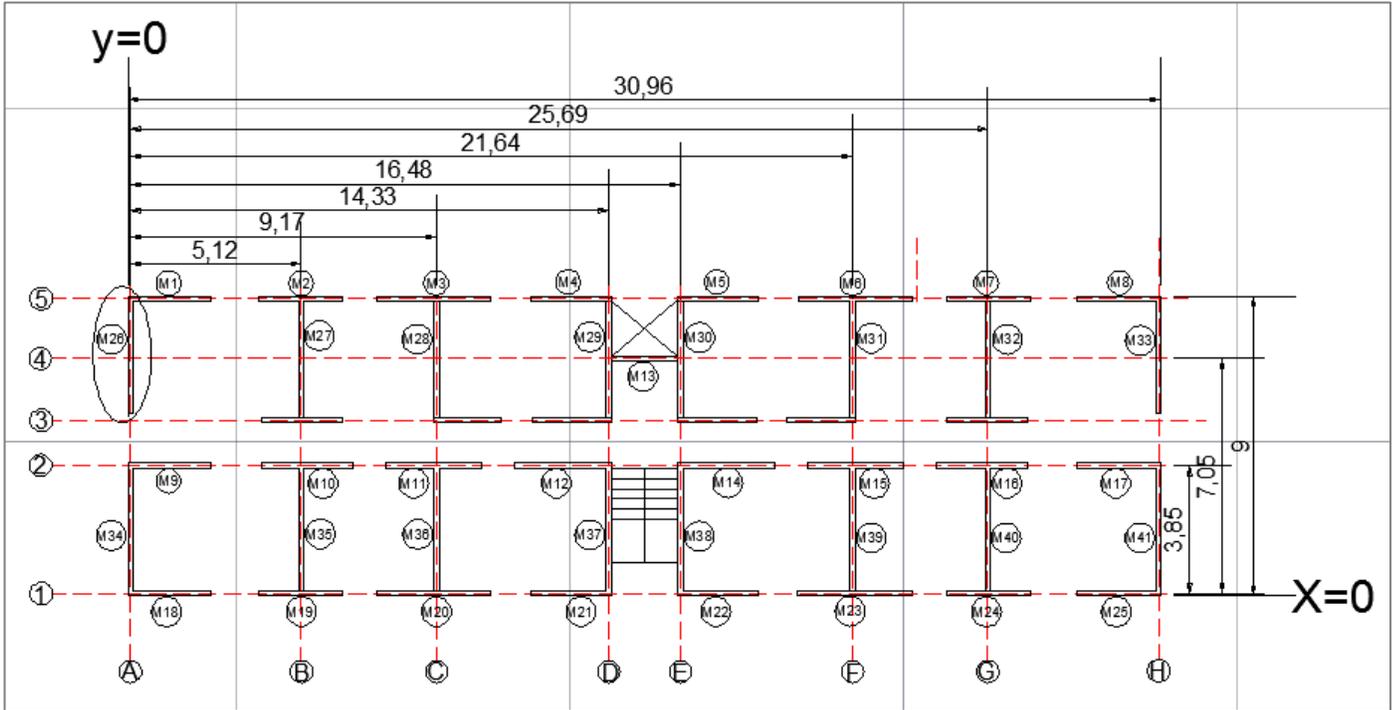
$$K_y = t_y^3 \cdot t_x / h_{pi}$$

En este caso el **muro 26** está ubicado en la dirección **y**, por lo tanto se usa la ecuación

$$K_y = t_y^3 \cdot t_x / h_{pi}$$

**X<sub>i</sub>**, es la distancia desde el origen cero hasta el centroide de la sección horizontal del muro medida en la dirección paralela a **x**, para el **muro 26** la distancia **X<sub>i</sub> = 0**, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 75. Esquema de distancias desde el punto 0 a ejes



Fuente: Trabajo de investigación

$K_y \cdot X_{xi}$ , son las coordenadas,  $x$  y  $y$ , del centro de rigidez lateral con respecto al origen  $0$ . Donde  $x_i$  corresponde a la distancia desde el origen  $0$  hasta el centroide de la sección horizontal del muro medida en la dirección paralela a  $x$ , y  $y_i$  corresponde a la distancia desde el origen  $0$  hasta el centroide de la sección transversal del muro medida en la dirección paralela a  $y$ . (ACI 318-02 – Capítulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales – Pagina 173).

$X$ , es el centro de rigidez lateral del piso corresponde al punto alrededor del cual el diafragma tiende a rotar alrededor de un eje vertical cuando es sometido a la torsión en el piso. La localización en planta del centro de rigidez lateral se puede calcular empleando únicamente la rigidez lateral de los muros estructurales e ignorando la contribución de las columnas de la

estructura. Si la localización de los muros estructurales es simétrica con respecto al centro de masa de cada piso de la estructura, se puede suponer que el centro de rigidez lateral en todos los pisos coincide con el centro de masa. **(Norma ACI 318-02 – Capítulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales – 11.3.5 – Centro de rigidez lateral del piso)**

El edificio es totalmente simétrico por lo tanto se puede suponer que el centro de rigidez lateral en todos los pisos coincide con el centro de masa, para el cálculo del centro de rigidez lateral se usa la **ecuación (11.7)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales**.

$$X = \frac{\sum(K_y \cdot X_i)}{\sum K_y}$$

$$Y = \frac{\sum(K_x \cdot Y_i)}{\sum K_x}$$

El **muro 26** está en el eje **y** por lo tanto se usa la formula  $X = \frac{\sum(K_y \cdot X_i)}{\sum K_y}$

$K_r$ , es la rigidez rotacional total en el piso con respecto al centro de rigidez lateral se debe calcular con la **ecuación (11.8)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales**.

$$k_r = \left[ \sum (k_y \cdot x_i^2 + k_x \cdot y_i^2) \right] - \left[ \bar{x}^2 \cdot \sum k_y \right] - \left[ \bar{y}^2 \cdot \sum k_x \right]$$

$K_y \cdot X^2$ , se halla con los datos de  $K_y$  y  $X_i$  dados anteriormente.

**CR**, es el coeficiente de rigidez. Se calcula usando la siguiente formula:

$$CR = \frac{K_y}{\sum K_y}$$

$V_{ux}$ , es el cortante por piso calculado y mostrado anteriormente en la **tabla 45** del presente diseño.

$F_i$ , es el cortante por muro. Se calcula usando la siguiente formula:

$$F_i = CR * V_{ux}$$

Dónde:

- $CR$ , es el coeficiente de rigidez y  $V_{ux}$ , es el cortante por piso hallados anteriormente.

$e$ , es la excentricidad accidental. Se debe usar cuando sea mayor a la excentricidad obtenida. Se calcula de la siguiente manera:

$$30.93m/0.05$$

Dónde:

- 30.93mts es la longitud del edificio en la dirección  $x$ .
- 0.05 es la excentricidad dada por la norma **ACI 318-02 – Capitulo 11 Resistencia a fuerzas laterales.**

$T_i$ , es la fuerza de torsión. En cada piso y para cada dirección se debe determinar como el producto de la fuerza lateral,  $F_i$ , por una excentricidad igual a la distancia transversal entre la línea de acción de la fuerza lateral y el centro de rigidez lateral del piso. Para fuerzas de viento o sismos, la torsión no mayorada en el piso,  $T_i$ , se debe tomar como el mayor valor obtenido para las dos direcciones principales. **(Norma ACI 318-02 – Capitulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales – 11.2.5 – Efectos torsionales).**

La fuerza de torsión del piso,  $T_i$  se calcula de la siguiente manera:

$$T_i = V_u * e$$

Dónde:

- $V_u$ , es el cortante por piso y  $e$ , es la excentricidad accidental hallados anteriormente.

$\Delta V_u$ , es el incremento de cortante en el muro causado por efectos torsionales. Se calcula usando la **ecuación (11-12)** de la norma **ACI 318-02 – Capitulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales**.

$$\Delta V_{ux} = T_{iu} * \frac{y * K_x}{K_r}$$

$$\Delta V_{uy} = T_{iu} * \frac{x * K_y}{K_r}$$

Para el **muro 26** está ubicado en el eje **y** por lo tanto se usa la formula

$$\Delta V_{uy} = T_{iu} * \frac{x * K_y}{K_r}$$

$V_u$ , es el cortante del muro. Se calcula con la siguiente formula:

$$V_u = F_i + \Delta V_u$$

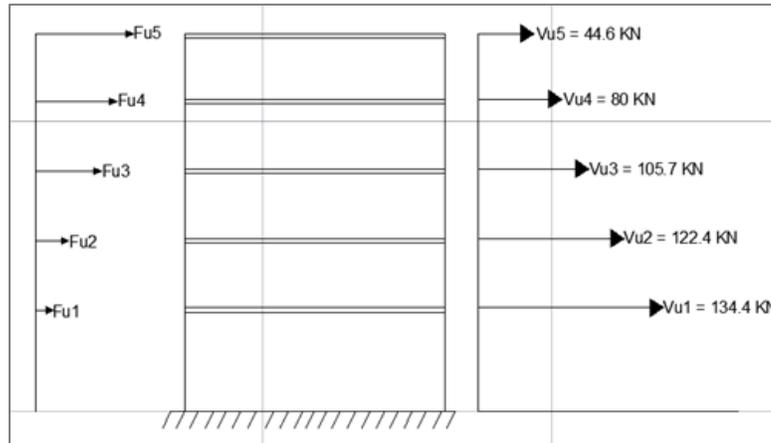
Dónde:

- **F<sub>i</sub>**, es el cortante por muro y  **$\Delta V_u$** , es el incremento de cortante en el muro hallados anteriormente.

Teniendo el cortante del **muro 26** en cada piso, se empieza a calcular el cortante mayorado y el momento de vuelco mayorado de la siguiente manera:

## Cortante mayorado del muro 26:

Figura 76. Esquema de cortante mayorado del muro 26



Fuente: Trabajo de investigación

<b>Fu = Vu</b>
Fu5 = Vu5
Fu4 = Vu4
Fu3 = Vu3
Fu2 = Vu2
Fu1 = Vu1

Tabla 46 . Fuerza lateral y cortante del muro

Fuente: Trabajo de investigación

Vu5	Vu4	Vu3	Vu2	Vu1
44,6	80	105,7	122,4	134,4

Tabla 47. Valores de cortante del muro por piso

Fuente: Trabajo de investigación

Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	$\Sigma=$	134,4
44,6	35,4	25,7	16,7	12		

Tabla 48. Valores de la fuerza lateral del muro por piso

*Fuente: Trabajo de investigación*

El cortante mayorado es igual a la fuerza lateral como se muestra en la figura 76 del presente diseño.

Entonces:

Para verificar el cortante mayorado del **muro 26** en el primer piso, se hace de la siguiente manera.

$$\mathbf{Fu5= Vu5}$$

$$\mathbf{Fu4= Vu3 - Fu4 - Vu5}$$

$$\mathbf{Fu3= Vu3 - Fu4 - Vu5}$$

$$\mathbf{Fu2= Vu2 - Fu3 - Fu4 - Vu5}$$

$$\mathbf{Fu1= Vu1 - Fu2 - Fu3 - Fu4 - Vu5}$$

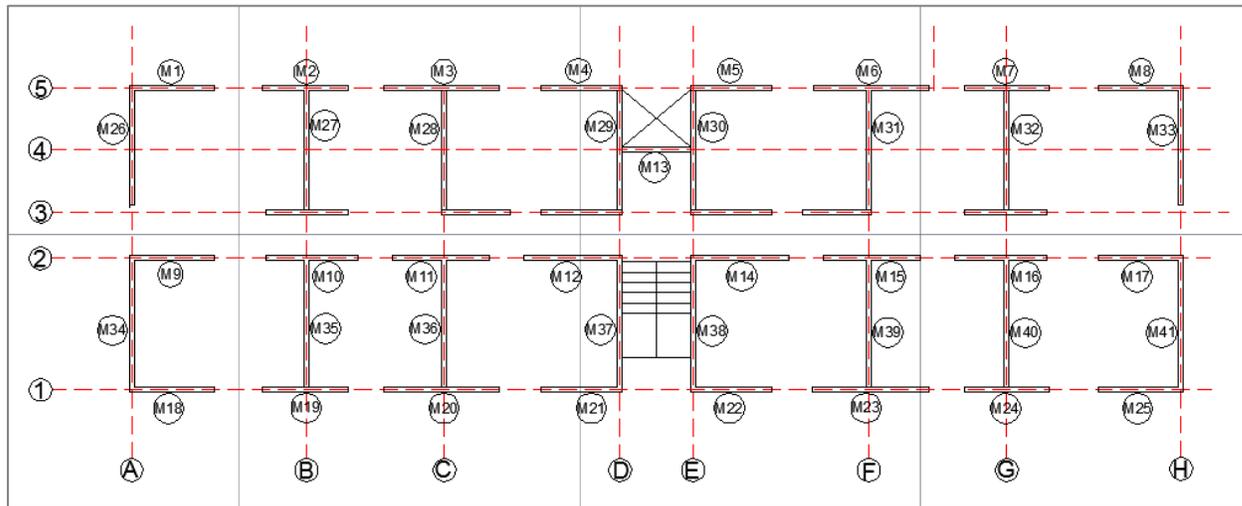
Teniendo los datos de la fuerza lateral, **Fu**, del **muro 26** en cada piso, se comprueba haciendo la sumatoria de la fuerza lateral del muro dando así como resultado el mismo valor del cortante mayorado del **muro 26** en el primer piso.

### **Resultados del cortante mayorado de todos los muros del edificio:**

Los cálculos se hicieron con los muros del **eje A – B (1 – 5)** ya que el edificio es simétrico, por lo tanto los muros del **eje E – H (1 – 5)** tienen los mismos resultados. Los muros que no están enumerados son muros no estructurales como lo muestra la siguiente figura:

Algunos muros tienen los mismos resultados ya que las dimensiones son iguales.

Figura 77. Enumeración de muros estructurales



Fuente: Trabajo de investigación

DIAGRAMA CORTANTE - MURO 1, 2, 9, 18 y 19						
Vu5	Vu4	Vu3	Vu2	Vu1		
22,1	39,6	52,3	60,6	66,5		
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	Σ=	66,5
22,1	17,5	12,7	8,3	5,9		
MURO 3 y 20						
Vu5	Vu4	Vu3	Vu2	Vu1		
56,1	100,6	132,8	153,8	168,8		
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	Σ=	168,8

56,1	44,5	32,2	21	15		
MURO 4 y 21						
Vu5	Vu4	Vu3	Vu2	Vu1		
19,6	35,1	46,3	53,6	58,8		
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	Σ=	58,8
19,6	15,5	11,2	7,3	5,2		
MURO 27, 28 y 29						
Vu5	Vu4	Vu3	Vu2	Vu1		
50,9	91,3	120,6	139,6	153,2		
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	Σ=	153,2
50,9	40,4	29,3	19	13,6		
MURO 10						
Vu5	Vu4	Vu3	Vu2	Vu1		
28,5	51	67,4	78	85,7		
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	Σ=	85,7
28,5	22,5	16,4	10,6	7,7		
MURO 11						
Vu5	Vu4	Vu3	Vu2	Vu1		
33,1	59,3	78,4	90,7	99,6		
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	Σ=	99,6
33,1	26,2	19,1	12,3	8,9		
MURO 12						
Vu5	Vu4	Vu3	Vu2	Vu1		
34,5	61,9	81,7	94,6	103,8		
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	Σ=	103,8
34,5	27,4	19,8	12,9	9,2		
MURO 13						
Vu5	Vu4	Vu3	Vu2	Vu1		
11,3	20,3	26,8	31	34,1		
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	Σ=	34,1
11,3	9	6,5	4,2	3,1		

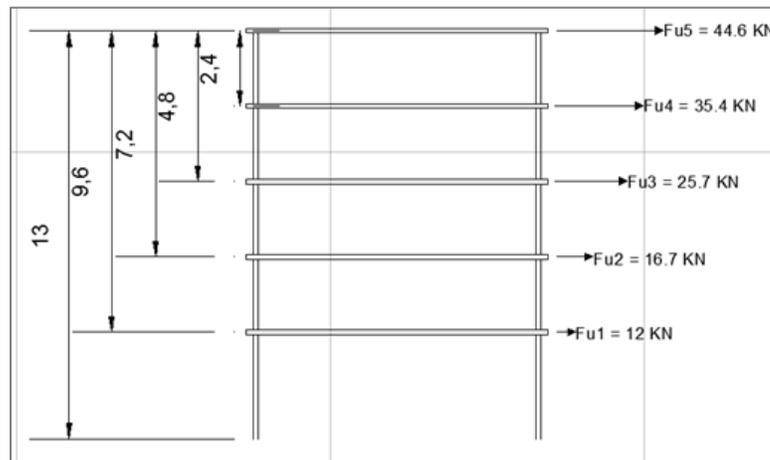
MURO 34, 35, 36 y 37					
Vu5	Vu4	Vu3	Vu2	Vu1	
60,1	107,8	142,5	164,9	181	
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	$\Sigma=$
60,1	47,7	34,7	22,4	16,1	181

Tabla 49 – Valores del cortante de todos los muros del edificio

Fuente: Trabajo de investigación

**Diagrama de momento del muro 26:**

Figura 78. Esquema de fuerza lateral y altura por piso del edificio



Fuente: Trabajo de investigación

Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	
44,6	35,4	25,7	16,7	12	
M5	M4	M3	M2	M1	Mot
0	107,04	299,04	552,72	846,48	1303,44

Tabla 50. Valores de fuerza lateral y momento mayorado del muro 26 en cada piso

*Fuente: Trabajo de investigación*

El momento mayorado, **M**, del **muro 26** en cada piso se calcula de la siguiente manera:

$$\mathbf{M = F_u * h}$$

Dónde:

- **F<sub>u</sub>**, es la fuerza lateral del muro hallada anteriormente.
- **h**, es la altura por piso

$$\mathbf{M5 = 0}$$

$$\mathbf{M4 = F_{u5} * 2.4m}$$

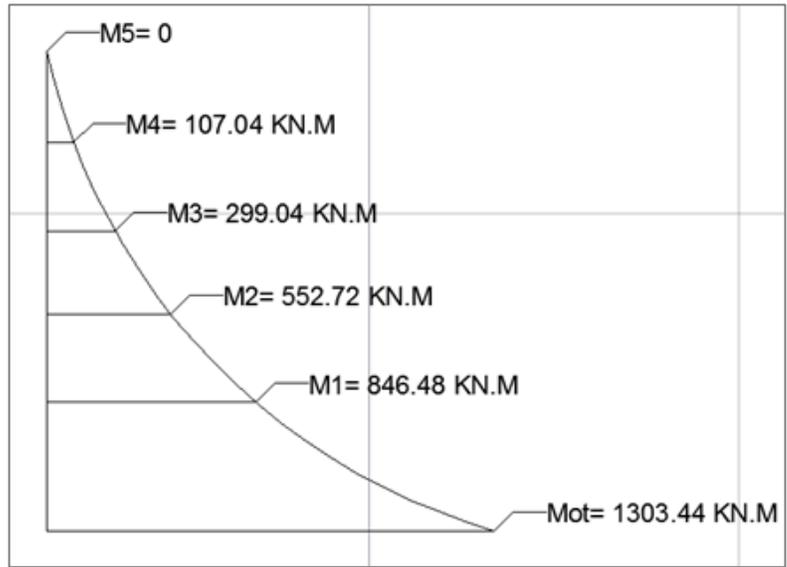
$$\mathbf{M3 = (F_{u4} * 2.4m) + (F_{u5} * 4.8m)}$$

$$\mathbf{M2 = (F_{u3} * 2.4m) + (F_{u4} * 4.8m) + (F_{u5} * 7.2m)}$$

$$\mathbf{M1 = (F_{u2} * 2.4m) + (F_{u3} * 4.8m) + (F_{u4} * 7.2m) + (F_{u5} * 9.6m)}$$

$$\mathbf{Mot = (F_{u1} * 3.4m) + (F_{u2} * 5.8m) + (F_{u3} * 8.2m) + (F_{u4} * 10.6m) + (F_{u5} * 13m)}$$

Figura 79. Esquema de momento mayorado del muro 26



Fuente: Trabajo de investigación

**Resultados del momento de vuelco mayorado de todos los muros del edificio:**

Los cálculos se hicieron con los muros del **eje A – B (1 – 5)** ya que el edificio es simétrico, por lo tanto los muros del **eje E – H (1 – 5)** tienen los mismos resultados. Los muros que no están enumerados son muros no estructurales como lo muestra la **figura 77** vista en este diseño:

Algunos muros tienen los mismos resultados ya que las dimensiones son iguales.

DIAGRAMA DE MOMENTO - MURO 1, 2, 9, 18 y 19					
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	
22,1	17,5	12,7	8,3	5,9	
M5	M4	M3	M2	M1	Mot

0	53,04	148,08	273,6	419,04	645,14
MURO 3 y 20					
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	
56,1	44,5	32,2	21	15	
M5	M4	M3	M2	M1	Mot
0	134,64	376,08	694,8	1063,92	1637,84
MURO 4 y 21					
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	
19,6	15,5	11,2	7,3	5,2	
M5	M4	M3	M2	M1	Mot
0	47,04	131,28	242,4	371,04	570,96
MURO 27, 28 y 29					
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	
50,9	40,4	29,3	19	13,6	
M5	M4	M3	M2	M1	Mot
0	122,16	341,28	630,72	965,76	1486,64
MURO 10					
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	
28,5	22,5	16,4	10,6	7,7	
M5	M4	M3	M2	M1	Mot
0	68,4	190,8	352,56	539,76	831,14
MURO 11					
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	
33,1	26,2	19,1	12,3	8,9	
M5	M4	M3	M2	M1	Mot
0	79,44	221,76	409,92	627,6	966,24
MURO 12					
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	
34,5	27,4	19,8	12,9	9,2	
M5	M4	M3	M2	M1	Mot
0	82,8	231,36	427,44	654,48	1007,4

MURO 13					
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	
11,3	9	6,5	4,2	3,1	
M5	M4	M3	M2	M1	Mot
0	27,12	75,84	140,16	214,56	330,5
MURO 34, 35, 36 y 37					
Fu5	Fu4	Fu3	Fu2	Fu1	
60,1	47,7	34,7	22,4	16,1	
M5	M4	M3	M2	M1	Mot
0	144,24	402,96	744,96	1140,72	1756,12

Tabla 51. Valores del momento mayorado de los muros del edificio

Fuente: Trabajo de investigación

### **Acero del muro 26:**

La separación máxima del refuerzo horizontal y vertical de muros en concreto reforzado debe estar espaciado a no más de tres veces el espesor del muro, ni 300mm. **(ACI 318-02 – Capítulo 12 – Muros de concreto reforzado – 12.4.2 – Separación máxima del refuerzo en muros de concreto reforzado).**

Los muros del edificio están cumpliendo con lo establecido de la norma ya que el espaciamiento máximo entre varillas es de 180mm.

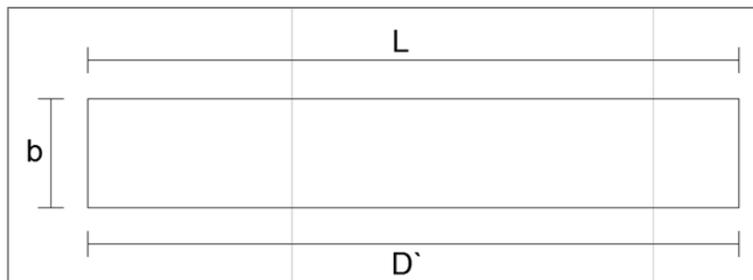
Los muros del edificio solo van a tener refuerzo vertical, ya que cumple con lo exigido de la norma ACI 318-02.

El refuerzo vertical debe consistir en una o dos cortinas de barras o mallas de refuerzo dispuestas paralelas a las caras del muro. La cantidad de refuerzo vertical debe ser la requerida para resistir la acción simultanea de una combinación de carga axial mayorada y momentos mayorados en la sección actuando sobre los dos ejes principales de la sección del muro de

concreto reforzado. (ACI 318-02 – Capítulo 12 – Muros de concreto reforzado – 12.4.4 – Refuerzo vertical).

La cuantía mínima del área de refuerzo vertical,  $\rho_v$ , con respecto al área bruta de la sección horizontal de concreto debe ser **0.0025**. (ACI 318-02 – Capítulo 12 – Muros de concreto reforzado – 12.4.4.2 – Área mínima de refuerzo vertical).

Figura 80. Esquema de las dimensiones de un muro



Fuente: Trabajo de investigación

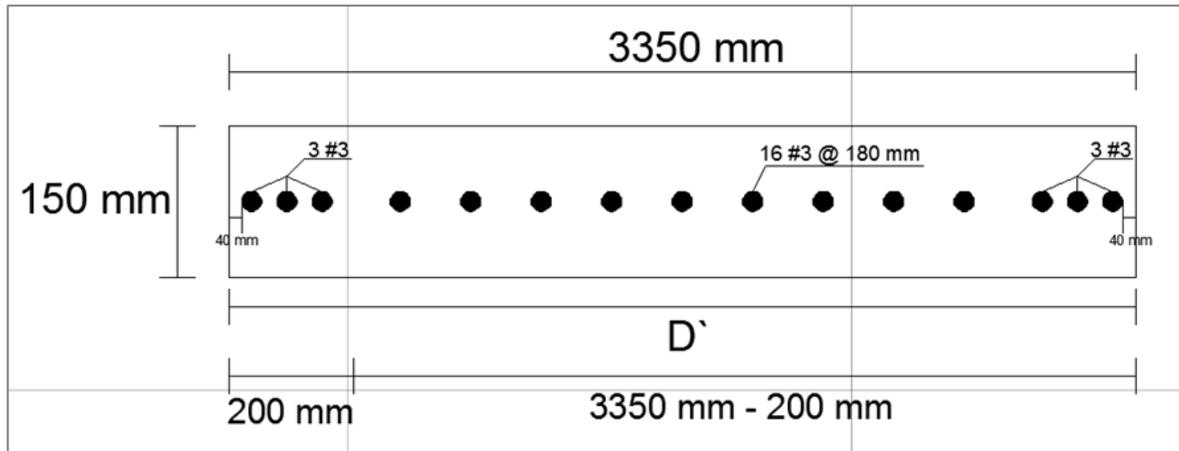
AST =	1136	MM2
$\phi$	0,85	
ASE =	213	MM2
D=	3150	MM
FY=	420	MPA
FC=	21	MPA
L=	3350	MM
B=	150	MM
PU=	4901763,05	N
PU=	4901,76	KN
MU=	3404560165,98	N.MM
MU=	3404,56	KN.M
$\phi * V_c$ =	287843,04	N
$\phi * V_c$ =	287,84	KN
$\phi * V_s$	395718,75	N
$\phi * V_s$	395,72	KN
$\phi * V_n$	683,5617858	KN

Tabla 52. Valores de acero del muro 26

Fuente: Trabajo de investigación

A continuación se explica el procedimiento de la **tabla 52**:

Figura 81. Esquema del acero del muro 26



Fuente: Trabajo de investigación

**$A_{st}$** , es el área total de refuerzo longitudinal en  $\text{mm}^2$ . El muro 26 se calculó con varilla #3 (3/8") que tiene un área de  $71\text{mm}^2$ . La cantidad de varillas son 16 cada 180mm como se muestra en la figura 81.

**$\phi$** , es el factor de reducción de resistencia.

**$A_{se}$** , es el área total de refuerzo en el extremo del muro de concreto reforzado en  $\text{mm}^2$ . El muro se calculó con varilla #3 (3/8") que tiene un área de  $71\text{mm}^2$ . La cantidad de varillas calculadas son 3 en ambos lados con un recubrimiento de 40cm. Todos los muros del edificio tienen el mismo espaciamiento. Requisitos exigidos por la norma **ACI 318-02 – Capítulo 12 – Muros de concreto reforzado**.

**$D$** , es la distancia entre ejes de refuerzo. La distancia estipulada en los muros del edificio es de 200mm. Cumpliendo con los requisitos de la norma **ACI 318-02**.

**F<sub>y</sub>**, es el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo. Para este caso el **F<sub>y</sub>=420 MPa**.

**F<sub>c</sub>**, es la resistencia especificada a la compresión del concreto.

**L**, es la longitud del muro en mm.

**B**, es el ancho del muro en mm.

**P<sub>u</sub>**, es la capacidad que resiste el muro a compresión. Se calcula usando la siguiente formula:

$$P_u = 0.4 * F_c * b * l$$

Dónde:

- **b**, es el ancho del muro.
- **l**, es la longitud del muro

**M<sub>u</sub>**, es el momento mayorado en la sección. Se calcula usando la siguiente formula:

$$M_u = \Phi * (A_s * F_y * d + 0.5 * P_u * L * (1 - P_u / L * b * F_c))$$

Donde todos los datos de la formula fueron hallamos anteriormente como se muestra en la tabla 52 del presente diseño.

$\phi^*V_c$ , es la contribución del concreto a la resistencia a cortante. Se calcula con la **ecuación (12-4)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 12 – Muros de concreto reforzado**.

$$\phi^*V_c = \phi^*\left(\frac{\sqrt{F'_c}}{6}\right)*b_w*l_w$$

Dónde:

- $b_w$ , es el espesor del muro y  $l_w$ , es la longitud del muro. Se trabaja con un  $\phi=0.75$  como lo indica la norma.
- $\phi^*V_s$ , es la contribución del refuerzo a la resistencia a cortante. Se calcula con la **ecuación (12-5)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 12 – Muros de concreto reforzado**.

$$\phi^*V_s = \phi^*(\rho_h*F_y*b_w*l_w)$$

Dónde:

- $\rho_h$ , es la cuantía de refuerzo horizontal y  $F_y$ , es su refuerzo de fluencia. Se trabaja con un  $\phi=0.75$  como lo indica la norma.
- $\phi^*V_n$ , es la resistencia de diseño a cortante. Se calcula con la **ecuación (12-3)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 12 – Muros de concreto reforzado**.

$$\phi^*V_n = \phi^*(V_c + V_s)$$

Dónde:

- $\phi^*V_c$ , es la contribución del concreto a la resistencia de diseño a cortante y  $\phi^*V_s$ , es la contribución del refuerzo a la resistencia de diseño a cortante hallados anteriormente. Se trabaja con un  $\phi=0.75$  como lo indica la norma.

**Resultados del acero de refuerzo de todos los muros del edificio:**

Los cálculos se hicieron con los muros del **eje A – B (1 – 5)** ya que el edificio es simétrico, por lo tanto los muros del **eje E – H (1 – 5)** tienen los mismos resultados. Los muros que no están enumerados son muros no estructurales como lo muestra la **figura 77** vista en este diseño:

Algunos muros tienen los mismos resultados ya que las dimensiones son iguales como se muestra en la siguiente tabla:

MURO	LONGITUD DEL MUROS (mm)	DIAMETRO DE LA VARILLA	CANTIDAD DE VARILLAS	ESPACIAMIENTO (mm)	REFUERZO EN LOS EXTREMOS DEL MURO
1, 2, 9, 18 y 19	2500	#3 (3/8")	12	180	3 varillas #3 (3/8")
3 y 20	3410	#3 (3/8")	17	180	3 varillas #3 (3/8")
4 y 21	2400	#3 (3/8")	12	180	3 varillas #3 (3/8")
27, 28 y 29	3500	#3 (3/8")	17	180	3 varillas #3 (3/8")
10	2720	#3 (3/8")	13	180	3 varillas #3 (3/8")
11	2860	#3 (3/8")	14	180	3 varillas #3 (3/8")
12	2900	#3 (3/8")	14	180	3 varillas #3 (3/8")
13	2000	#3 (3/8")	9	180	3 varillas #3 (3/8")
34, 35, 36 y 37	3700	#3 (3/8")	18	180	3 varillas #3 (3/8")

Tabla 53. Valores del acero de los muros del edificio.

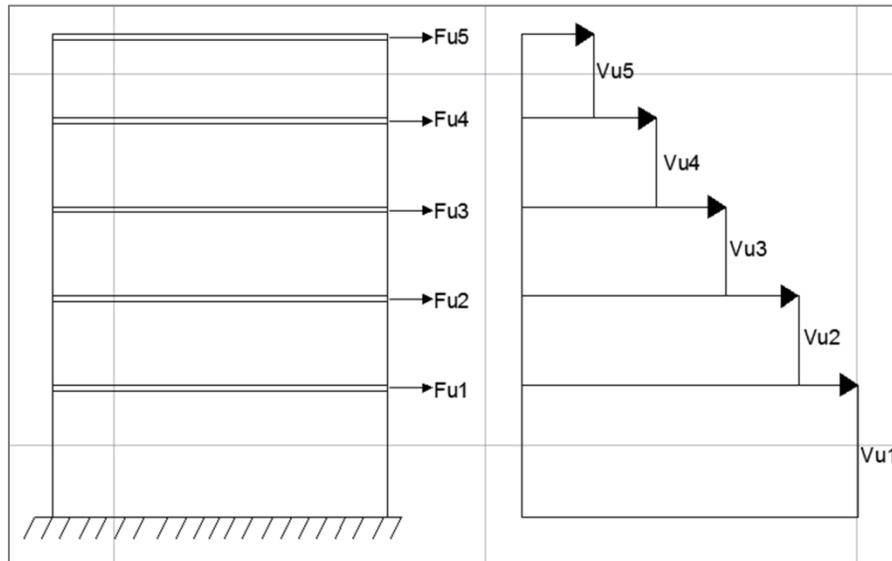
*Fuente: Trabajo de investigación*

Teniendo los valores del momento de vuelco mayorado, cortante mayorado y del acero de refuerzo de cada muro, concluimos con el diagrama de momento y cortante de todo el edificio.

## Diagrama de momento y cortante de todo el edificio

### Diagrama de cortante mayorado del edificio:

Figura 82. Esquema de diagrama de cortante mayorado



Fuente: Trabajo de investigación

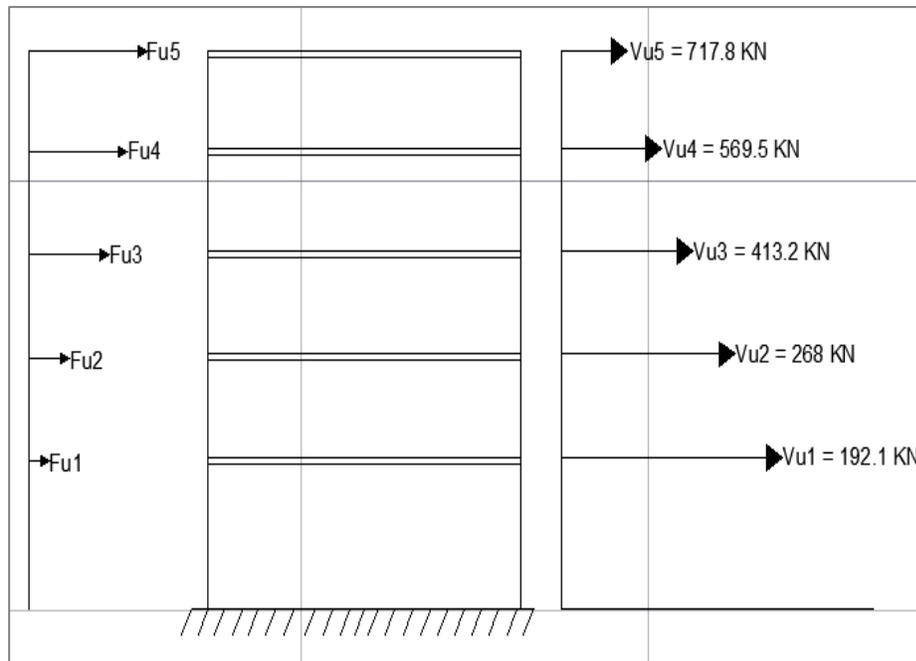
Tabla 54. Fuerza lateral y Cortante mayorado  
Fuente: Trabajo de investigación

$F_u = V_u$
$F_{u5} = V_{u5}$
$F_{u4} = V_{u4}$
$F_{u3} = V_{u3}$
$F_{u2} = V_{u2}$
$F_{u1} = V_{u1}$

Tabla 55. Valores de la fuerza lateral de todo el edificio  
 Fuente: Trabajo de investigación

<b>Fu1</b>	192,1
<b>Fu2</b>	268
<b>Fu3</b>	413,2
<b>Fu4</b>	569,5
<b>Fu5</b>	717,8

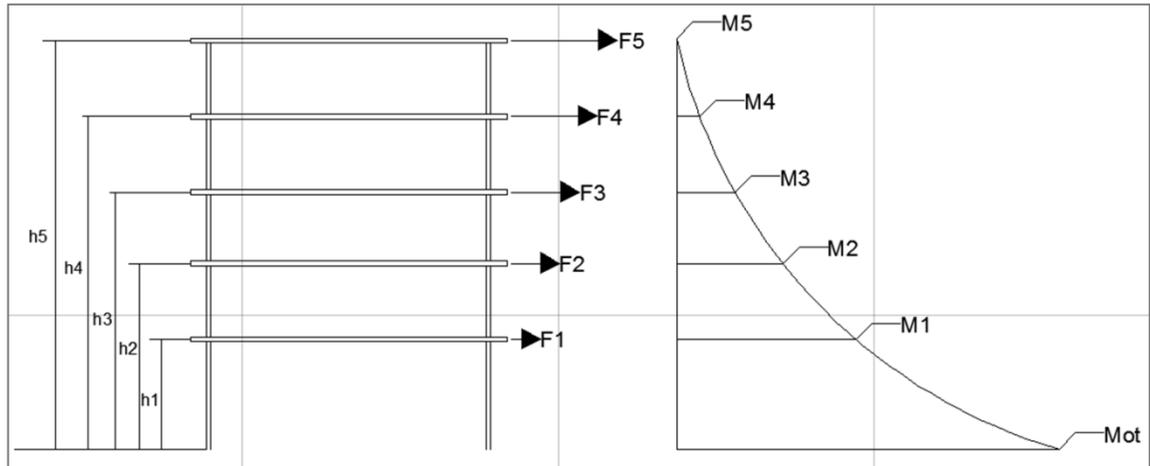
Figura 83. Esquema del diagrama del cortante mayorado del edificio



Fuente: Trabajo de investigación

**Diagrama de momento de vuelco mayorado del edificio:**

Figura 84. Esquema del diagrama de momento mayorado



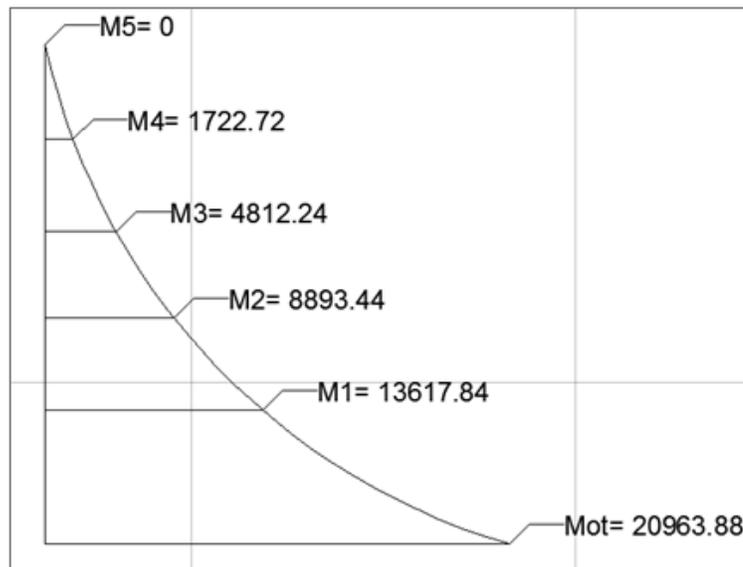
Fuente: Trabajo de investigación

F5	F4	F3	F2	F1	
717,8	569,5	413,2	268	192,1	
M5	M4	M3	M2	M1	M0t
0	1722,72	4812,24	8893,44	13617,84	20963,88

Tabla 56. Valores del momento mayorado del edificio

Fuente: Trabajo de investigación

Figura 85. Esquema del diagrama de momento mayorado del edificio



Fuente: Trabajo de investigación

### 8.2.6. Cimentaciones

En la cimentación es necesario identificar las características del terreno y su ubicación. El terreno o lote “es un espacio natural delimitado que contiene al suelo que va a soportar la construcción. Por sus componentes se clasifican en terrenos rocosos y terrenos suaves. “ (Jogaan, 2014) El tipo de suelo determina el tipo de cimentación más conveniente para la obra o vivienda en cuestión.

Es obligatorio cumplir con los requisitos exigidos por las normas **ACI 318-02 – Capítulo 14 - Cimentaciones** y la **NSR-10 – Capítulo C.15 – Cimentaciones**. Estos requisitos son iguales, por lo tanto se usarán los datos de la **ACI 318-02** ya que cumple todos los requisitos.

Según la norma **ACI 318-02** es muy importante a la hora de construir cualquier tipo de edificación realizar un estudio de suelos que debe contener, como mínimo, información relacionada con:

- Localización.
- Topografía local.
- Estratigrafía.
- Nivel freático.
- Nivel de la superficie.
- Condiciones locales que requieran consideraciones especiales tales como: resistencia de suelos, compresibilidad, potencial de expansión, comentarios sobre la colapsibilidad, potencial de licuación e historia local del comportamiento de construcciones típicas.

Es muy importante hacer la exploración del suelo según la norma **ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones – 14.1 – Exploración de los suelos** la investigación geotécnica debe cumplir con lo siguiente:

- **Barreno manual:** diferentes tipos de elementos cortantes se introducen en el suelo manual o mecánicamente. La profundidad de estos sondeos se limita generalmente a 15m siendo 6m la profundidad más común.
- **Taladro de percusión:** por medio de una herramienta de percusión manejada desde un equipo mecánico, es posible realizar ensayos de penetración estándar (SPT). El ensayo de penetración estándar (SPT) es ampliamente usado y referenciado.

También se debe tener en cuenta los ensayos In-situ según la norma **ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones – 14.1.2 – Ensayos In-situ**. Estos son los tipos de ensayo que se deben realizar:

- Ensayos de penetración.
  - Ensayo de penetración estándar (SPT).
  - Ensayo de penetración con cono (CPT).
- Ensayos de carga: en algunos lugares es de utilidad investigar la capacidad portante del terreno mediante un sencillo ensayo de carga.

El edificio cumple con los siguientes requisitos para obtener la capacidad portante no mayorada del suelo exigida por la norma **ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones – 14.2.4 – Procedimientos para obtener la capacidad portante no mayorada de los suelos**. Los requisitos son los siguientes:

- a) No se ha realizado en estudio de suelos o no existe una recomendación formal de capacidad portante del suelo realizada por un ingeniero geotecnista.
- b) Los parámetros de resistencia corresponden a las propiedades promedio del estrato portante que soporta las cargas aplicadas al suelo a través de la cimentación.
- c) La superficie del suelo es prácticamente plana.
- d) La base de la estructura es horizontal.
- e) El ancho de la zapata es del mismo orden de magnitud de su profundidad.
- f) El nivel freático se encuentra a una profundidad mayor que dos veces la dimensión más grande de la zapata.
- g) En suelos estratificados se debe usar la menor de las resistencias promedio correspondientes.

“La capacidad portante admisible no mayorada,  $q_a$ , obtenida mediante los procedimientos establecidos vistos anteriormente, o de la investigación geotécnica, puede aumentarse en 1/3 cuando se utilice en la verificación de

las cargas aplicadas al suelo por los elementos de cimentación, que incluyen efectos de viento o sismo.”<sup>1</sup>

La siguiente tabla dada por la norma **ACI 318-02** muestra los valores de la capacidad portante,  $q_a$ , dependiendo del suelo donde vaya a hacer construida la edificación.

Suelo	Capacidad portante $q_a$ (Kpa = KN/m <sup>2</sup> )
Suelo aluvial	≤ 50
Arcilla blanda	100
Arcilla firme	200
Arena húmeda	200
Arena y arcilla mezcladas	200
Arena fina seca (compacta)	300
Arcilla dura	400
Arena gruesa seca (compacta)	400
Arena y grava mezcladas (compacta)	500
Grava (compacta)	600
Roca blanda	800
Lutita o pizarra dura	1000
Roca media	1500
Roca dura	4000

Tabla 57. Capacidades portantes no mayoradas máximas admisibles

Fuente: Norma ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones – Tabla 14.1 – Capacidades portantes no mayoradas máximas admisibles

El edificio está ubicado en el centro del municipio de Pereira, como se dijo anteriormente. La zona y el terreno donde será construido tiene un suelo arcilloso blando con una capacidad portante,  $q_a=150 \text{ KN/m}^2$ . El terreno cumple con todas la especificaciones dadas anteriormente por la norma **ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones**.

Después de cumplir con todos los requisitos exigidos por la norma, se empieza a calcular la cimentación para muros en concreto reforzado.

<sup>1</sup> Norma ACI 318-02 – Capítulo 14 - Cimentaciones

“La cimentación es aquella parte de la misma vivienda, que está destinada a soportar el peso de la construcción que estará sobre ella y transmitir al suelo las cargas o pesos correspondientes en una forma estable y segura. Esto garantiza que la aplicación de estas cargas no provoquen en el suelo, asentamientos o hundimientos, que pueden ocasionar daños a la edificación y que el suelo no presente fallas por exceder la resistencia o capacidad de carga”. (Jogaan, 2014)

En este caso la cimentación del edificio son zapatas para muros en concreto reforzado, empezando por calcular la viga de cimentación.

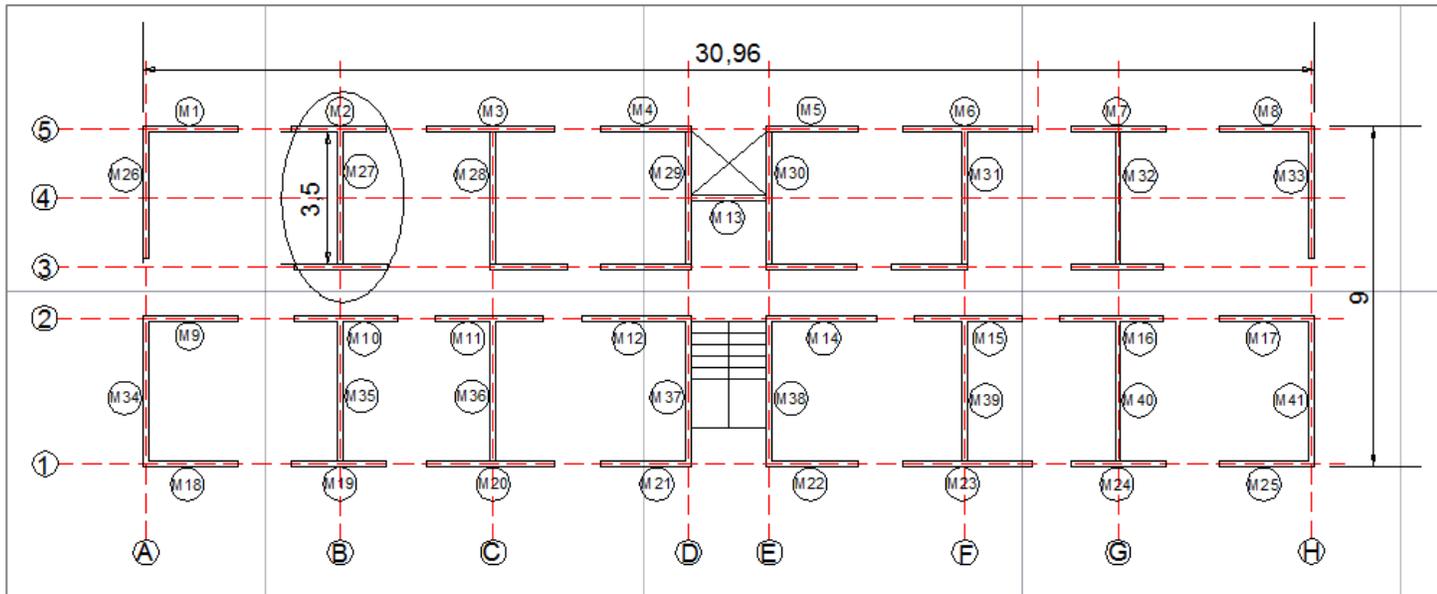
La norma **ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones** y la norma **NSR-10 – Capítulo C.15 – Cimentaciones** muestran las mismas formulas y especificaciones que se deben tener en cuenta a la hora de diseñar una zapata de muros en concreto reforzado. En este caso se usarán los datos de la norma **ACI 318-02** ya que cumple con lo requerido.

A continuación se muestra el procedimiento para el diseño de la viga de cimentación de la zapata. Este mismo proceso se hace para todas las zapatas del edificio.

En este caso se calculan las zapatas de todo el edificio cogiendo el ancho de la zapata más grande, ya que con esto el edificio cumple con todos los requisitos y así deberá ser construido.

Para el cálculo de la viga de cimentación, la zapata y la placa se hará el procedimiento constructivo usando el **muro 27** como ejemplo como se muestra en la figura, recordando que el mismo procedimiento es igual para toda la cimentación del edificio, ya que la edificación es totalmente simétrica.

Figura 86. Esquema del edificio mostrando el cimiento a calcular



Fuente: Trabajo de investigación

### Viga de cimentación del muro 27:

“Debido a que las fuerzas laterales son resistidas esencialmente por muros de concreto reforzado, es posible que los momento de vuelco de los muros en la cimentación produzcan excentricidades por fuera de la zapata dimensionada solo para cargas verticales. Para grandes excentricidades se debe estudiar la posibilidad de extender la zapata bajo una viga de cimentación. La viga de cimentación debe extenderse simétricamente en ambos extremos del muro.”<sup>2</sup>

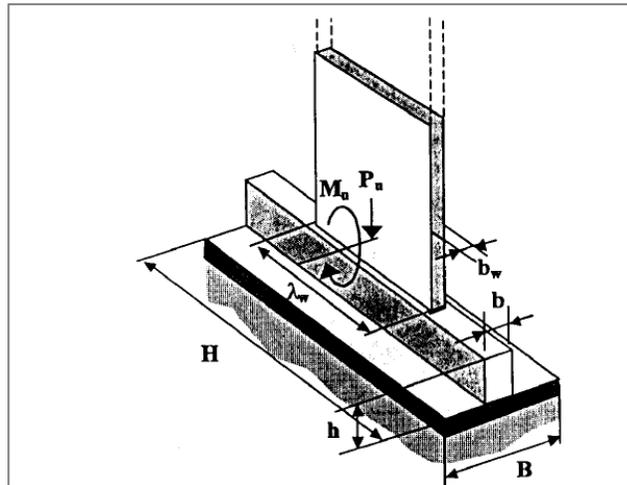
<sup>2</sup> Ibid, Capitulo 14

<b>FY=</b>	420	MPA
<b>FC=</b>	21	MPA
<b>b=</b>	600	mm
<b>h=</b>	750	mm
<b>s=</b>	50	mm
<b>AV=</b>	142	MM2
<b>AS=</b>	3480	mm2
<b>P=</b>	538,07	KN
<b>PU=</b>	715,86	KN
<b>QA=</b>	150	KN/M2
<b>H=</b>	3,5	M
<b>D=</b>	680	MM
<b>A=</b>	3,58713333	M2
<b>B=</b>	1,1	M
<b>QU=</b>	185,9	KN/M2
<b>MU=</b>	835,2	KN.M
<b>VU=</b>	715,86	KN
<b>a=</b>	136,5	mm
<b>MU=</b>	888,3	KN.M
<b>ρ=</b>	0,00853	
<b>ϕVc=</b>	233,7	KN
<b>ϕVs=</b>	811,104	KN
<b>ϕVn=</b>	1044,8	KN

Tabla 58. Valores de la viga de cimentación  
Fuente: Trabajo de investigación

A continuación se muestra el procedimiento de los cálculos de la viga de cimentación del **muro 27** que muestra la tabla anterior.

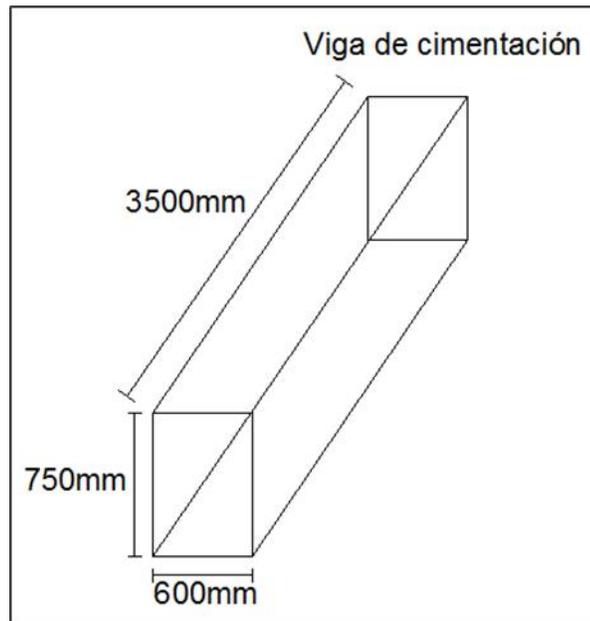
Figura 87. Zapata de muro extendida mediante una viga de cimentación



Fuente: Norma ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones – Figura 14.10 - Zapata de muro extendida mediante una viga de cimentación

La viga de cimentación tiene las siguientes dimensiones para el **muro 27**:

Figura 88. Esquema de la dimensiones de la viga de cimentación del muro 27



Fuente: Trabajo de investigación

$F_y$ , es el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo.

$F_c$ , es la resistencia especificada a la compresión del concreto.

$b$ , es el ancho de la viga y  $h$ , es la altura de la viga como se muestra en la figura 88 del presente diseño. Estas dimensiones cumplen con los requisitos de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 8 – Vigas maestras, vigas y viguetas – 8.7.2.3 – Vigas maestras apoyadas sobre muros de concreto reforzado.**

$S$ , es la separación del refuerzo transversal.

$A_v$ , es el área del refuerzo transversal. Para la viga de cimentación se usa flejes y ganchos #3 (3/8") que tiene un área de **71mm**

$A_s$ , es el área de refuerzo longitudinal. Para el refuerzo longitudinal de la viga de cimentación se usa varilla #7 (7/8") que tiene un área de 387mm<sup>2</sup>.

$P$ , es la carga axial sin mayorar (cargas muertas más cargas vivas). La siguiente tabla muestra las cargas muertas y vivas del **muro 27** hallada anteriormente.

MURO	TOTAL CARGA MUERTA (KN)	TOTAL CARGA VIVA (KN)	TOTAL (CARGAS VIVAS + CARGAS MUERTAS) - KN
M27	362,61	175,46	538,07

Tabla 59. Valores de las cargas axiales sin mayorar  
Fuente: Trabajo de investigación

**Resultados de todas las cargas sin mayorar de todo el edificio:**

<b>MURO</b>	<b>TOTAL CARGA MUERTA (KN)</b>	<b>TOTAL CARGA VIVA (KN)</b>	<b>TOTAL (CARGAS VIVAS + CARGAS MUERTAS) - KN</b>
M1	282,88	63,86	346,74
M2	273,45	56,37	329,82
M3	422,67	73,21	495,89
M4	265,69	56,69	322,37
M5	265,69	56,63	322,32
M6	393,72	129,81	523,52
M7	292,79	56,37	349,16
M8	282,88	63,86	346,74
M9	284,62	65,24	349,86
M10	280,91	60,28	341,19
M11	329,44	59,34	388,78
M12	317,04	65,26	382,30
M13	101,80	16,53	118,33
M14	317,04	65,26	382,30
M15	291,77	59,25	351,02
M16	320,02	60,37	380,39
M17	284,62	65,24	349,86
M18	279,61	61,26	340,87
M19	259,48	55,92	315,40
M20	392,08	73,34	465,42
M21	263,76	55,01	318,77
M22	263,76	55,10	318,86
M23	352,29	73,28	425,57
M24	289,35	56,04	345,38
M25	279,61	61,26	340,87

M26	251,35	91,90	343,24
M27	362,61	175,46	538,07
M28	362,61	175,46	538,07
M29	254,25	89,38	343,63
M30	254,25	89,38	343,63
M31	362,61	175,46	538,07
M32	362,61	175,46	538,07
M33	257,49	91,95	349,44
M34	220,41	56,06	276,47
M35	285,75	107,97	393,72
M36	285,75	107,97	393,72
M37	217,71	53,91	271,62
M38	217,71	53,91	271,62
M39	285,75	107,97	393,72
M40	285,75	107,97	393,72
M41	220,41	56,06	276,47

Tabla 60. Valores de las cargas axiales no mayoradas de todo el edificio

*Fuente: Trabajo de investigación*

$P_u$ , es la carga axial mayorada. Se calcula utilizando la siguiente formula dada por la **ACI 318-02 – Capitulo 4 – Cargas.**

$$P_u = 1.2 (CM) + 1.6 (CV)$$

Dónde:

- **CM**, es la carga muerta y **CV**, es la carga viva halladas anteriormente.

Entonces para el **muro 27** tenemos que:

MURO	TOTAL CARGA MUERTA (KN)	TOTAL CARGA VIVA (KN)	CARGA AXIAL MAYORADA $(1.2*CM)+(1.6*CV)$
M27	362,61	175,46	715,87

Tabla 61. Valor de carga axial mayorada del muro 27

*Fuente: Trabajo de investigación*

**Estos son los resultados de las cargas axiales mayoradas de todo el edificio:**

MURO	TOTAL CARGA MUERTA (KN)	TOTAL CARGA VIVA (KN)	CARGA AXIAL MAYORADA $(1.2*CM)+(1.6*CV)$
M1	282,88	63,86	441,63
M2	273,45	56,37	418,32
M3	422,67	73,21	624,35
M4	265,69	56,69	409,52
M5	265,69	56,63	409,43
M6	393,72	129,81	680,15
M7	292,79	56,37	441,53
M8	282,88	63,86	441,63
M9	284,62	65,24	445,93
M10	280,91	60,28	433,54
M11	329,44	59,34	490,27
M12	317,04	65,26	484,86
M13	101,80	16,53	148,60
M14	317,04	65,26	484,86

M15	291,77	59,25	444,93
M16	320,02	60,37	480,62
M17	284,62	65,24	445,93
M18	279,61	61,26	433,54
M19	259,48	55,92	400,85
M20	392,08	73,34	587,84
M21	263,76	55,01	404,53
M22	263,76	55,10	404,67
M23	352,29	73,28	539,99
M24	289,35	56,04	436,87
M25	279,61	61,26	433,54
M26	251,35	91,90	448,65
M27	362,61	175,46	715,87
M28	362,61	175,46	715,87
M29	254,25	89,38	448,10
M30	254,25	89,38	448,10
M31	362,61	175,46	715,87
M32	362,61	175,46	715,87
M33	257,49	91,95	456,11
M34	220,41	56,06	354,18
M35	285,75	107,97	515,64
M36	285,75	107,97	515,64
M37	217,71	53,91	347,51
M38	217,71	53,91	347,51
M39	285,75	107,97	515,64
M40	285,75	107,97	515,64
M41	220,41	56,06	354,18

Tabla 62. Valores de las cargas axiales mayoradas de todo el edificio

*Fuente: Trabajo de investigación*

$Q_a$ , es la capacidad portante del suelo hallada anteriormente con un valor de  $q_a=150\text{KN/m}^2$ .

$H$ , es la longitud del muro por lo tanto es la misma longitud de la viga de cimentación y la zapata.

$D$ , es la altura efectiva. La viga tiene un recubrimiento de **70cm** cumpliendo con los requisitos de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 5 – Requisitos generales del concreto reforzado**. Entonces:

**$h = 70\text{cm}$**

Dónde:

- $h$ , es la altura de la viga de cimentación.

$A$ , es el área del cimiento. Se calcula utilizando la siguiente formula:

$$A = P/q_a$$

Dónde:

- $P$ , es la carga axial sin mayorar y  $q_a$ , es la capacidad portante del suelo hallado anteriormente.

$B$ , es el ancho de la zapata. Se calcula utilizando la siguiente formula:

$$B = A/H$$

Dónde:

- **A**, es el área del cimiento y **H**, es la longitud del cimiento hallados anteriormente.

Con las cargas axiales mayoradas y sin mayorar se calcula el ancho de las zapatas. El **muro 27** muestra el ancho más grande de zapata, por lo tanto la cimentación de todo el edificio se hará con un ancho de **B=1.10m**

**Q<sub>u</sub>**, es el esfuerzo admisible mayorado del suelo. Se calcula usando la **ecuación (14-15)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 14 - Cimentaciones**

$$Q_u = \frac{P_u}{B \cdot H}$$

Dónde:

- **P<sub>u</sub>**, es la carga axial mayorada.
- **B**, es el ancho de la zapata.
- **H**, es la longitud del cimiento.

**M<sub>u</sub>**, es el momento por carga de servicio. Se calcula usando la **ecuación (14-21)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones**.

$$M_u = \frac{P_u \cdot H}{3}$$

Dónde:

- **P<sub>u</sub>**, es carga axial mayorada y **H**, es la longitud del cimiento dividida por el factor de reducción de resistencia.

$V_u$ , es el cortante por carga de servicio. Se calcula usando la **ecuación (14.22)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones**.

$$V_u = P_u$$

$a$ , es la altura del bloque de compresión. Se calcula utilizando la **ecuación (5-2)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 5 – Requisitos generales del concreto reforzado**.

$$a = A_s * F_y / 0.85 * F_c * b$$

$M_u$ , momento resistente. Se calcula usando la **ecuación (5-2)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 5 – Requisitos generales del concreto reforzado** con  $\phi=0.90$  dato dado por la norma.

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

$\rho$ , es la cuantía. La cuantía mínima es de  $\rho=0.0018$  exigida por la norma.

$\phi * V_c$ , es la contribución del concreto a la resistencia de diseño a cortante. Se calcula usando la **ecuación (8-19)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 8 – Vigas maestras, vigas y viguetas** con  $\phi=0.75$  dato dado por la norma.

$$\phi * V_c = \phi \left( \frac{\sqrt{F_c}}{6} \right) * b_w * d$$

$\phi * V_s$ , es la contribución del refuerzo transversal a la resistencia a cortante. Se calcula usando la **ecuación (8-20)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 8 – Vigas maestras, vigas y viguetas** con  $\phi=0.75$  dato dado por la norma. La contribución del refuerzo transversal a la resistencia de diseño a cortante no debe ser mayor a  $4 \phi * V_c$ .

$$\phi^*V_s = \Phi^*\left(\frac{A_v * F_{ys} * d}{s}\right)$$

Dónde:

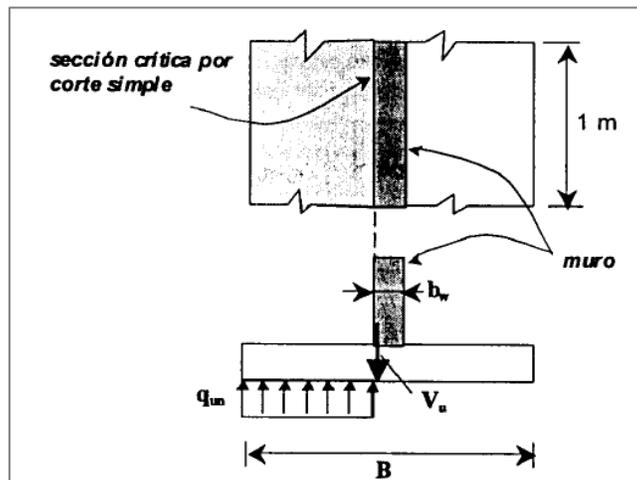
- $A_v$ , es el área de refuerzo a cortante perpendicular al eje del elemento a una distancia  $s$ , y es igual al producto del área de la barra del estribo,  $A_b$ , multiplicada por el número de ramas verticales del estribo,  $F_{ys}$  es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

$\phi^*V_n$ , es la resistencia de diseño a cortante. Se calcula usando la **ecuación (8-18)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 8 – Vigas maestras, vigas y viguetas** con  $\phi=0.75$  dato dado por la norma.

$$\phi^*V_n = \phi^*(V_c + V_s)$$

Después de tener los cálculos de la viga de cimentación del **muro 27** continuamos con los cálculos de diseño a cortante de la placa. Este mismo procedimiento es igual para los cálculos del diseño a cortante de la placa de todo el edificio.

Figura 89. Cortante simple en zapatas de muro



Fuente: Norma ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones – Figura 14.9 – Cortante simple en zapatas de muro

<b>bw=</b>	150	mm
<b>d=</b>	154,2	mm
<b>d=</b>	325	mm
<b>hc=</b>	400	mm

Tabla 63. Valores del diseño a cortante de la placa

Fuente: Trabajo de investigación

A continuación se explica el procedimiento de la tabla 63:

**b<sub>w</sub>**, es el ancho del muro, en mm.

**d**, es la altura mínima de la zapata, en mm. No debe ser menos a 150mm según lo establecido de la norma. Se calcula usando la **ecuación (14.20)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones**. Todos los datos de la ecuación fueron hallados anteriormente.

$$d \geq 3 \cdot q_{un} \cdot (B - b_w) \cdot 1 \text{ m} / \phi \cdot \sqrt{F_c}$$

**d**, es la distancia que hay desde la parte superior del cimiento hasta llegar al recubrimiento que tiene la zapata.

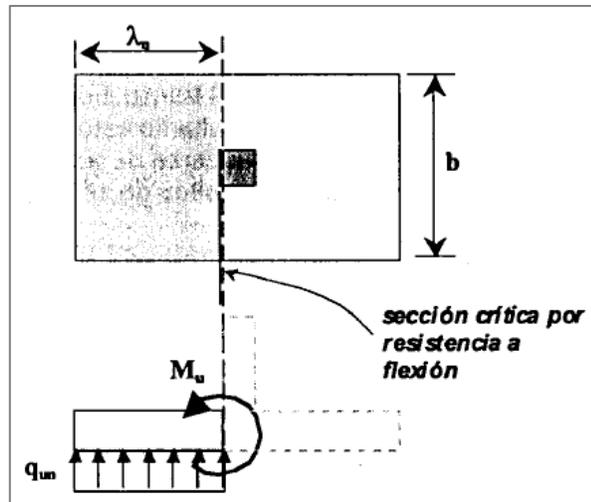
**h<sub>c</sub>**, es la altura del cimiento. El recubrimiento de la cimentación es de **75mm** como lo exige la norma **ACI 318 – 02 – Capítulo 5 – Requisitos generales del concreto reforzado**. Entonces tenemos que:

$$d - 75\text{mm}$$

Después de tener el cálculo de la viga de cimentación y el diseño a cortante de la placa, continuamos con el diseño a flexión de la zapata.

Este mismo procedimiento es igual para todo el diseño a flexión de las zapatas del edificio. Recordando que el edificio es totalmente simétrico.

Figura 90. Obtención de la resistencia requerida a flexión



Fuente: Trabajo de investigación

Tabla 64. Valores del diseño a flexión de la zapata

Fuente: Trabajo de investigación

<b>B=</b>	1100	MM
<b>BW=</b>	150	MM
<b>L=</b>	0,475	M
<b>Mu=</b>	21,0	KN.M
<b>N=</b>	6	UN
<b>AS=</b>	200	MM2
<b><math>\phi Mn=</math></b>	125,3	KN.M
<b><math>\rho=</math></b>	0,003692	

**B**, es el ancho de la zapata hallado anteriormente en la tabla de la viga de cimentación.

**B<sub>w</sub>**, es el ancho del muro.

**L**, es la luz del borde del cimiento hasta el muro.

**M<sub>u</sub>**, es el momento que produce el voladizo en la placa. Se calcula utilizando la **ecuación (14.10)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones**. Los datos que necesita la ecuación ya fueron hallados anteriormente en la tabla del diseño de la viga de cimentación

$$M_u = (l_n^2 * b / 2) * q_{un}$$

**N**, es la cantidad de varillas que lleva el elemento.

**A<sub>s</sub>**, es el área de refuerzo longitudinal a tensión. La zapata lleva varillas #5 (5/8”) que tiene un área de **199mm<sup>2</sup>**.

**φ\*Mn**, es el diseño aproximado a flexión. Se calcula utilizando la **ecuación (14.11)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones**. Donde **φ=0.90** dato dado por la norma.

$$\phi * Mn = \phi * 0.85 * A_s * F_y * d$$

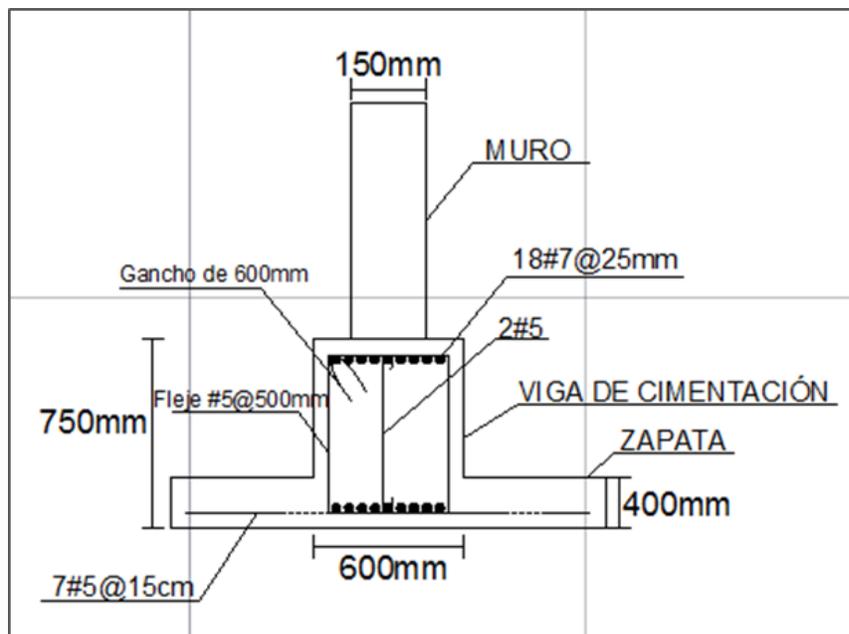
**ρ**, es la cuantía de refuerzo a flexión. Se calcula usando la **ecuación (14.12)** de la norma **ACI 318-02 – Capítulo 14 – Cimentaciones**.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \geq \frac{\phi * Mn}{\phi * 0.85 * A_s * F_y * d}$$

**Refuerzo de acero del cimiento del muro 27:**

El edificio tendrá el mismo refuerzo de acero en la cimentación, tanto como para las vigas de cimentación como para la zapata, lo único que varía es la longitud de los muros, por lo tanto se reparte el acero según la longitud de ellos.

Figura 91. Acero de refuerzo de la cimentación.



Fuente: Trabajo de investigación

## 9. CONCLUSIONES

- Tanto la NSR – 10, como la ACI 318 – 02 son viables para construir en nuestro territorio.
- La ACI 318 – 02 cumple con todos los requisitos de la NSR – 10.
- Este análisis cumple para zonas de alta sismicidad.
- La resistencia a fuerzas sísmicas se logra mediante el uso de un número suficiente de muros de concreto reforzado, continuo desde la cimentación hasta la cubierta, en las dos direcciones principales en planta.
- La tradición local en la construcción de sistemas de piso juega un papel importante en la selección del sistema y puede simplificar las labores de coordinación en obra.
- En las zonas con amenaza sísmica baja o nula, no existe restricción respecto al sistema estructural a emplear. En estas zonas se puede omitir el uso de muros estructurales como sistema de resistencia lateral ante fuerzas sísmicas, pero se debe verificar su necesidad por viento y empuje de tierras.
- En las zonas sísmicas la resistencia a fuerzas laterales se deben proveer mediante el uso de muros de concreto reforzado continuos desde la base hasta la cubierta en las dos direcciones principales.
- Se debe tener en cuenta a la hora de diseñar muros de concreto reforzado de un edificio que estén cumpliendo con los requisitos dimensionales que exigen las normas ACI 318-02 y la NSR-10.
- Los muros de concreto reforzado deben ser rectangulares y deben estar alineados verticalmente y deben ser continuos hasta la cimentación.
- La norma NSR-10 – Capitulo A.2 – Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño – Pagina A-20 y la norma ACI 318-02 – Capitulo 4- Cargas (4.11.2.4 – Tipos de perfil del suelo) Pagina 47 muestra los tipos de perfil de suelo que hay que tener en cuenta a la hora de construir cualquier tipo de edificación. Los datos que muestran las dos normas son iguales.

- Es muy importante tener en cuenta a la hora de diseñar un edificio de uno a cinco pisos en muros de concreto reforzado de sistema por cortante que el edificio sea completamente simétrico. Si el edificio no es simétrico se usaran otros requisitos y métodos de diseño y construcción.
- Es obligatorio y necesario identificar las características del terreno y la ubicación en donde vaya a hacer construido el edificio.

## 10. RECOMENDACIONES

- El número máximo de pisos usando los requisitos esenciales para una edificación diseñada y construida en una zona de alta sismicidad es de cinco.
- El área por piso no debe exceder 1000 m<sup>2</sup>
- La medida entre el acabado de un piso y el acabado del piso inmediatamente inferior, no debe ser mayor de 4 mts.
- Tener en cuenta los efectos ambientales a los que la estructura se enfrentará.
- Cumplir con los requisitos esenciales para la construcción en zonas de alta sismicidad como; número de luces, área máxima de piso, altura máxima de entrepiso, la profundidad del estrato de suelo portante y nivel freático, pendientes de terreno y losas, etc.
- Para evitar la posibilidad de que las resistencias sean menores a las calculadas, y que los efectos de las cargas sean mayores a los calculados, se emplean coeficientes de reducción de resistencia, menores que la unidad, y coeficientes de carga, generalmente mayores que la unidad.
- El agua usada en la mezcla del concreto debe ser potable, limpia y libre cantidades nocivas de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias que afecten el concreto o el refuerzo.
- En ambientes agresivos se debe proteger el refuerzo de la corrosión empleando barras con protección epóxica, concreto con aire incluido, entre otras.
- Recordar que la calidad y destreza de la mano de obra local influyen en la coordinación de la obra.
- No se puede saturar ningún elemento estructural (columnas, vigas) de conductos o tuberías.
- Los elementos verticales principales del sistema de resistencia a fuerzas laterales deben ser muros de concreto reforzado en las dos direcciones principales en planta. Tales muros no pueden tener abertura para ventanas o puertas.
- En muros de concreto reforzado, el refuerzo horizontal y vertical debe estar espaciado a no más de tres veces el espesor del muro, ni 300 mm.

- El muro de concreto reforzado debe ser continuo desde la cubierta hasta la cimentación y no puede tener aberturas para puertas o ventanas.
- La edificación planeada para zona de alta sismicidad preferiblemente debe ser simétrica.
- Se debe tener en cuenta en el diseño de la edificación los Requisitos geométricos de los diafragmas de la norma ACI 318-02 Capítulo 11 – Resistencia a fuerzas laterales, pagina 171.
- La cantidad de refuerzo vertical debe ser la requerida para resistir la acción simultanea de una combinación de carga axial mayorada y momentos mayorados en la sección actuando sobre los dos ejes principales de la sección del muro de concreto reforzado.

## 11. ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Usos y ocupaciones permitidos .....	27
Tabla 2. Contenidos de tablas y formulas. ....	40
Tabla 3. Densidades de masa mínimas, $\mu$ , de algunos materiales para la evaluación de cargas muertas y vivas.....	43
Tabla 4. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – Cielo raso.....	44
Tabla 5. Cargas muertas mínimas de elementos nos estructurales horizontales – Relleno de piso. ....	45
Tabla 6. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – Pisos.....	45
Tabla 7. Cargas mínimas de elementos no estructurales horizontales – Cubiertas..	46
Tabla 8. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – Recubrimiento de muros. ....	47
Tabla 9. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – Particiones livianas. ....	48
Tabla 10. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – Enchapes.....	48
Tabla 11. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – Muros .....	49
Tabla 12. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – Ventanas.....	49
Tabla 13. Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectuó un análisis más detallado. ....	50
Tabla 14. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas.....	51
Tabla 15. Valores del coeficiente de sitio, $F_a$ . ....	54

Tabla 16. Barras de refuerzo – Diámetro en pulgadas .....	57
Tabla 17. Barras de refuerzo – Basados en milímetros .....	57
Tabla 18. Diámetro nominal (db) .....	58
Tabla 19. Espesor mínimo, h, para losas en una dirección que soportan elementos no estructurales que pueden someterse a deflexiones grandes. ....	77
Tabla 20. Espesor mínimo, para losas en una dirección que soportan elementos no estructurales susceptibles de daño por deflexiones grandes. ....	78
Tabla 21. Espesor mínimo, h, para vigas, vigas maestras o viguetas en una dirección que soportan elementos no estructurales que aceptan deflexiones grandes. ....	78
Tabla 22. Espesor mínimo, h, para vigas, vigas maestras o viguetas en una dirección que soportan elementos no estructurales susceptibles de daño debido a deflexiones grandes. ....	79
Tabla 23. Panel interior de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto. ....	87
Tabla 24. Panel exterior con $\lambda_a$ paralelo al borde de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros. ....	88
Tabla 25. Panel exterior con $\lambda_b$ paralelo al borde, de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros. ....	89
Tabla 26 . Panel de esquina de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto. ....	90
Tabla 27. Usos y ocupaciones permitidos .....	129
Tabla 28. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – pisos .....	135
Tabla 29. Datos para los cálculos del método de la fuerza horizontal. ....	140
Tabla 30. Resultados de los cálculos para todos los pisos del edificio. ....	140
Tabla 31. Valores de $A_a$ y de $A_v$ según las regiones del mapa de la figura 53. ....	141

Tabla 32. Valor de $A_a$ y de $A_v$ para las ciudades capitales de departamento. ....	144
Tabla 33. Valores de los parámetros $C_t$ y $\alpha$ para el cálculo del periodo aproximado $T_a$ .....	145
Tabla 34. Valores del coeficiente de importancia, $I$ .....	146
Tabla 35. Panel exterior con $\lambda_b$ paralelo al borde, de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros. ....	155
Tabla 36 . Panel de esquina de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto. ....	157
Tabla: 37. Valores del acero de la losa de entrepiso .....	166
Tabla 38. Valores de refuerzo de acero en la parte superior de la losa .....	169
Tabla 39. Valores de los momentos negativos y positivos de los pisos 1, 2, 3 y 4 .	170
Tabla 40. Valores del momento positivo y negativo del último piso. ....	179
Tabla 41. Valores de las cargas vivas y muertas del último piso .....	182
Tabla 42 . Valores de las cargas vivas y muertas de los pisos 1, 2, 3 y 4 .....	184
Tabla 43 . Valores de las cargas vivas y muertas de todo el edificio .....	186
Tabla 42. Valores del peso del muro 26. ....	189
Tabla 44. Resultados del peso de los muros del edificio .....	191
Tabla 45 . Valores de la fuerza horizontal equivalente del muro 26.....	192
Tabla 46 . Fuerza lateral y cortante del muro .....	198
Tabla 47. Valores de cortante del muro por piso .....	198
Tabla 48. Valores de la fuerza lateral del muro por piso.....	199
Tabla 49 – Valores del cortante de todos los muros del edificio .....	202
Tabla 50. Valores de fuerza lateral y momento mayorado del muro 26 en cada piso .....	203
Tabla 51. Valores del momento mayorado de los muros del edificio .....	206

Tabla 52. Valores de acero del muro 26.....	207
Tabla 53. Valores del acero de los muros del edificio.....	211
Tabla 54. Fuerza lateral y Cortante mayorado .....	212
Tabla 55. Valores de la fuerza lateral de todo el edificio .....	213
Tabla 56. Valores del momento mayorado del edificio .....	214
Tabla 57. Capacidades portantes no mayoradas máximas admisibles .....	218
Tabla 58. Valores de la viga de cimentación .....	221
Tabla 59. Valores de las cargas axiales sin mayorar.....	223
Tabla 60. Valores de las cargas axiales no mayoradas de todo el edificio .....	225
Tabla 61. Valor de carga axial mayorada del muro 27 .....	226
Tabla 62. Valores de las cargas axiales mayoradas de todo el edificio .....	227
Tabla 63. Valores del diseño a cortante de la placa .....	232
Tabla 64. Valores del diseño a flexión de la zapata .....	233

## 12. ÍNDICE DE GRÁFICAS

Figura 1. Disposición estructural general en planta .....	36
Figura 2. Esquema estructural típico de piso .....	37
Figura 3. Detalle sección del piso.....	39
Figura 4. Alzado de la edificación.....	39
Figura 5. Recubrimiento mínimo de 75 mm.....	59
Figura 6. Recubrimiento mínimo de 50 mm.....	60
Figura 7. Recubrimiento mínimo de 40 mm.....	60
Figura 8. Recubrimiento mínimo de 20 mm.....	61
Figura 9. Diámetro mínimo de doblamiento.....	62
Figura 10. Gancho a 90° .....	63
Figura 11. Gancho a 180° .....	63
Figura 12. Gancho estribos o flejes .....	64
Figura 13. Gancho estribos o flejes .....	64
Figura 14. Gancho estribos de confinamiento en zonas sísmicas .....	65
Figura 15. Gancho suplementario en zonas sísmicas .....	65
Figura 16. Tamaño máximo nominal de agregado grueso .....	66
Figura 17. Longitud de desarrollo requerida para barras de refuerzo .....	67
Figura 18. Tamaño máximo nominal de agregado grueso .....	68
Figura 19. Longitud mínima de traslapo para barras de refuerzo .....	68
Figura 20. Longitud mínima de traslapo para mallas electrosoldadas .....	69
Figura 21. Distancia mínima de anclaje para gancho estándar .....	69
Figura 22. Cortante simple y punzonamiento .....	71

Figura 23. Regiones central y de borde para losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto reforzado.....	83
Figura 24. Contribución del concreto a la resistencia a cortante simple en losas macizas.....	84
Figura 25. Momento negativo en bordes discontinuos de losas macizas sobre vigas en dos direcciones .....	85
Figura 26. Variación del momento $M_a$ con el ancho de las secciones críticas para diseño, para losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto reforzado .....	86
Figura 27. Variación del momento $M_b$ con el ancho de las secciones críticas para diseño, para losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros en concreto reforzado .....	86
Figura 28. Panel interior de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto. ....	91
Figura 29. Panel exterior con $\lambda_a$ paralelo al borde, de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros. ....	91
Figura 30. Panel exterior con $\lambda_b$ paralelo al borde, de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros. ....	91
Figura 31. Panel de esquina de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto. ....	91
Figura 32. Refuerzo para losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto .....	93
Figura 33. Fracción de la carga total transmitida en cada dirección en losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros en concreto .....	94
Figura 34. Áreas tributarias para cortante mínimo en los apoyos de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros en concreto .....	94
Figura 35. Cálculo del cortante de piso y en la base .....	96

Figura 36. Cálculo del momento de vuelco. ....	97
Figura 37. Torsión en el piso.....	99
Figura 38. Sistema estructural de resistencia a fuerzas laterales .....	100
Figura 39. Cálculo del centro de rigidez lateral del piso .....	102
Figura 40. Dimensiones de los elementos de borde.....	109
Figura 41. Muro de concreto reforzado con las fuerzas mayoradas de diseño.....	112
Figura 42. Cálculo del momento mayorado por fuerzas laterales .....	114
Figura 43. Fuerzas en el plano y fuera del plano.....	115
Figura 44. Dimensiones mínimas de la sección transversal en muros de concreto reforzado.....	116
Figura 45. Separación del refuerzo en muros de concreto reforzado .....	117
Figura 46. Cálculo de la cuantía de refuerzo vertical.....	119
Figura 47. Cortante simple y en zapatas de muro .....	126
Figura 48. Zapata de muro extendida mediante una viga de cimentación .....	127
Figura 49. Refuerzo de zapata de muro y viga de cimentación .....	128
Figura 50. Planta del edificio .....	129
Figura 51. Espectro elástico de aceleraciones .....	132
Figura 52. Corte del edificio .....	133
Figura 53. Mapa de valores de $A_a$ .....	142
Figura 54. Sistema estructural de muros de carga .....	147
Figura 55. Corte de altura del edificio.....	148
Figura 56. Corte de peso por piso del edificio. ....	149
Figura 57. Corte de la demostración del cortante sísmico total en la base, $V$ .....	151
Figura 58. Esquema de la fuerza horizontal equivalente .....	152

Figura 59. Panel exterior con $\lambda b$ paralelo al borde, de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros. ....	156
Figura 60. Panel de esquina de losas en dos direcciones sobre vigas maestras, vigas o muros de concreto. ....	157
Figura 61. Esquema de planta del edificio.....	158
Figura 62. Esquema en planta de la relación de luces, $\lambda a$ y $\lambda b$ . ....	158
Figura 63. Esquema de relación de 1.0 y 1.1 .....	162
Figura 64. Esquema del refuerzo de acero en parte inferior de la losa.....	168
Figura 65. Esquema del refuerzo de acero en la parte superior de la losa .....	169
Figura 66. Esquema de relación entre 1.0 y 1.1 .....	173
Figura 67. Esquema del acero en la parte inferior de la losa .....	177
Figura 68. Esquema del acero en la parte superior de la losa .....	178
Figura 69. Esquema de las áreas aferentes de la losa .....	180
Figura 70. Esquema del área aferente de la losa a calcular .....	181
Figura 71. Planta del edificio, esquema muro 16.....	187
Figura 72. Esquema diagrama de cortante mayorado .....	188
Figura 73. Esquema Diagrama de momento de vuelco mayorado .....	189
Figura 74. Esquema de dimensiones muro 26 .....	193
Figura 75. Esquema de distancias desde el punto 0 a ejes.....	194
Figura 76. Esquema de cortante mayorado del muro 26.....	198
Figura 77. Enumeración de muros estructurales .....	200
Figura 78. Esquema de fuerza lateral y altura por piso del edificio.....	202
Figura 79. Esquema de momento mayorado del muro 26.....	204
Figura 80. Esquema de las dimensiones de un muro.....	207
Figura 81. Esquema del acero del muro 26.....	208

Figura 82. Esquema de diagrama de cortante mayorado .....	212
Figura 83. Esquema del diagrama del cortante mayorado del edificio.....	213
Figura 84. Esquema del diagrama de momento mayorado .....	214
Figura 85. Esquema del diagrama de momento mayorado del edificio .....	215
Figura 86. Esquema del edificio mostrando el cimiento a calcular.....	220
Figura 87. Zapata de muro extendida mediante una viga de cimentación .....	222
Figura 88. Esquema de la dimensiones de la viga de cimentación del muro 27 .....	222
Figura 89. Cortante simple en zapatas de muro.....	231
Figura 90. Obtención de la resistencia requerida a flexión .....	233
Figura 91. Acero de refuerzo de la cimentación. ....	235

### 13. BIBLIOGRAFÍA

ACI - ICONTEC - AIS. (2002). *ACI 318 - 02* . Unidades de Sistema Métrico Internacional.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). NSR - 10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente . En *Título C - Concreto estructural / Título D Mampostería estructural*. Bogotá.

Biografías y Vidas. (2004). *Biografías y vidas*. Obtenido de <http://www.biografiasyvidas.com/biografia/m/maxwell.htm>

Bolivar, O. G. (2003). *www.unalmed.edu.co*. Obtenido de <http://www.unalmed.edu.co/hormigon/archivos/hormigon2/columna1.pdf>

Bonilla, D. (12 de 07 de 2014). *ing-davirbonilla.com*. Obtenido de <http://ing-davirbonilla.com/nueva-norma-sismoresistente-colombiana-nsr-10/>

Fisicanet. (15 de 06 de 2000). *Fisicanet*. Obtenido de <http://www.fisicanet.com.ar/biografias/cientificos/c/coulomb.php>

Gonzalez, R. (06 de 02 de 2013). *No sólo ingeniería*. Obtenido de <http://nosoloingenieria.com/imhotep-el-primer-ingeniero-de-la-historia/>

Industrial, Instituto Nacional de Tecnología. (28 de 06 de 2014). *inti.gob.ar*. Obtenido de [http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/historia\\_ingenieria/historia.pdf](http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/historia_ingenieria/historia.pdf)

Jogaan. (01 de 08 de 2014). *Manual de Cimentaciones*. Obtenido de <http://es.slideshare.net/livejogaan/manual-de-cimentaciones>

Lu, C. (22 de 06 de 2014). *es.scribd.com*. Obtenido de <http://es.scribd.com/doc/230808692/Modulo-04-Teorema-de-Area-Momento>

Ochoa, D. V. (29 de 10 de 2012). *scribd.com*. Obtenido de <http://es.scribd.com/doc/133421031/Otto-Mohr-en-La-Ing-Civil>

Orrantia, C. A. (2011). *Scribd.com*. Obtenido de <http://es.scribd.com/doc/75286968/Historia-de-Las-Armaduras-Estructurales>

Portafolio. (26 de 03 de 2010). *Lista nueva norma sismorresistente*. Obtenido de <http://www.portafolio.co/archivo/documento/CMS-7486789>

Salmeron, A. (20 de 1 de 2014). *scribd.com*. Obtenido de <http://es.scribd.com/doc/200817477/METDOD-DE-CASTIGLIANO-docx>

Wikipedia. (30 de 06 de 2014). *Wikipedia*. Obtenido de <http://es.wikipedia.org/wiki/Viga>