

TESI DE MÀSTER

Màster

Master en ingeniería estructural y de la construcción

Títol

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE EDIFICACIONES MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS ESFUERZOS DE TRABAJO (ALLOWABLE STRESS DESIGN METHOD), Y EL MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES (LIMIT STATE DESIGN METHOD). DE ACUERDO A LO ESTABLECIDO EN EL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10.

Autor

Francisco José Restrepo Albarello

Tutor

Dr. Eva Oller Ibars

Intensificació

Tecnología

Data

Mayo de 2016

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE
EDIFICACIONES MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS
ESFUERZOS DE TRABAJO (ALLOWABLE STRESS DESIGN
METHOD), Y EL MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES
(LIMIT STATE DESIGN METHOD). DE ACUERDO A LO
ESTABLECIDO EN EL REGLAMENTO COLOMBIANO DE
CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10.**

Autor

Francisco José Restrepo Albarello

Tutor

Dr. Eva Oller Ibars

Universidad Politécnica de Cataluña

Departamento Ingeniería de la Construcción

Barcelona, Mayo 2016

AGRADECIMIENTOS

Las palabras que a continuación presento son para agradecer a todos los que durante la ejecución de mis estudios y estancia en la ciudad de Barcelona, me permitieron crecer como profesional y aun más como persona, en primer lugar quiero agradecer a mis padres pues sin ellos no hubiese sido posible realizar estos estudios, ni convertirse en el profesional que soy, agradezco su apoyo incondicional, pues ellos son mi fuerza y mi estandarte.

Agradezco a sí mismo a mi novia, quien me impulsó a realizar estos estudios, y quien fue mi apoyo durante la estancia lejos de casa, así mismo agradezco a su familia quien me hizo sentir en casa aun estando lejos de ella, les agradezco esos detalles que tuvieron conmigo, pues por esos detalles encontré fuerza en los momentos de desconsuelo por estar lejos de casa.

Agradezco a Dios, quien nos da la oportunidad de dar un paso adelante en la realización de nuestra formación profesional, y quien es nuestro guía en el camino que optemos seguir.

A los amigos que conocí quienes fueron un apoyo académico pero más aún personal, agradezco la oportunidad de conocerlos y de formarme a su lado y poderlos llamar amigos y colegas.

Agradezco también a las demás personas, quienes de una u otra manera formaron parte importante en mi vida y contribuyeron desde diferentes puntos de vista al cumplimiento de esta importante meta.

Finalmente quiero agradecer a toda la institución de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), por permitirme ser parte de ella y brindarme los conocimientos que hoy con seguridad sé que me hacen un mejor profesional, a los docentes que me formaron por brindarme el honor de escucharlos, y a la doctora Eva Oller por brindarme su conocimiento y hacerme un profesional más apasionado por las estructuras.

Francisco José Restrepo Albarello

RESUMEN

Durante la existencia del ser humano y su proceso de formar civilizaciones, ha surgido la necesidad de crear espacios para habitar, los cuales tienen la necesidad de brindar confort y seguridad a quienes los ocupan, es por ello que a lo largo de la historia los materiales con los cuales se crean estos espacios, han cambiado y así mismo sus sistemas de construcción y de diseño.

En el mundo se han desarrollado diferentes metodologías de diseño de los elementos estructurales que conforman dichos espacios, los cuales a medida que la frontera del conocimiento crece, van siendo refutados y modificados, es por eso que en la actualidad metodologías como la de diseño por el método elástico o de los esfuerzos permisibles (ASD), han sido remplazados por metodologías con un soporte más riguroso, o adaptado a la realidad actual como lo es el método de los factores de carga y de resistencia (LRFD).

Sin embargo normativas como la NSR-10 aplicada en la región colombiana para diseño y construcción de estructuras sísmo resistentes, presentan ambas metodologías como alternas, presentando una incertidumbre sobre la aplicación de las mismas, o la variabilidad de resultados y de seguridad de la edificación.

Por esto en este documento se presentan diferentes modelos estructurales, que permiten hacer un análisis comparativo de las cantidades de obra necesarias para realizar una edificación segura y resistente bajo los parámetros de la NSR-10.

Palabras clave: Diseño por esfuerzos admisibles, Diseño por factores de carga y resistencia, comparativo de diseños, Diseños por la NSR-10.

ABSTRACT

During humans existence and the process to stablish civilizations has raised the need to create spaces to live in, wich have the purpose to give confort and security to those who dwell in them; that´s why along the history of materials to build these spaces with, have changed, and so on design and building systems too.

In the world there has been developed different design methods of the structural elements that form such spaces, wich as the frontier of human knowledge grows, in the subsequently times are refuted and modified. This is the reason why methodologies like the design by elastic method or allowable strength (ASD) have been replaced for methodologies with a more rigorous support, or adapted to the actual reality, like the method of load and resistance factors (LRFD)

However, normatives like NSR-10 applied in Colombia in designing and building earthquake resistance structures, includes both methodologies to be choised as desired, but some uncertainties are involved about aplication of these, or its result variability and edification safety.

So that, in this document are presented different structural models to allow comparative análisis of the amount of materials needed to make a safety and resistance structures under rules of NSR-10.

Key words: Allowable Strenth Design, Load and Resistance Factors Design, design comparisons, Designs under rules of NSR-10.

TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	iv
RESUMEN	vi
ABSTRACT	vii
Capítulo 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1. Antecedentes	1
1.1. Historia del hormigón armado	1
1.2. Método elástico	2
1.3. Método de factores de carga y de resistencia	3
Capítulo 2	5
OBJETIVOS	5
2.1. Objetivo principal	5
2.2. Objetivos específicos	5
Capítulo 3	6
ESTADO DEL CONOCIMIENTO	6
3. CARACTERISTICAS MECANICAS DE LOS MATERIALES	6
3.1. Aspectos generales	6
3.1.1. Hormigón	6
3.1.2. Acero	8
3.1.3. Hormigón Reforzado	12
3.2. METODOS DE DISEÑO	13
3.2.1. Método elástico (ASD)	13
➤ Esfuerzos admisibles	14
➤ Esfuerzos admisibles para el concreto	14
➤ Esfuerzo admisible para el acero	15
➤ Hipótesis de Diseño	16
✓ Principio de Navier - Bernoulli	16
✓ Principio de compatibilidad de deformaciones	16
✓ Ley de Hooke generalizada	17
➤ Elementos de concreto simple solicitados a flexión	17
➤ Tipos de falla de acuerdo con el diseño por el método elástico	19
✓ Diseño balanceado	20
✓ Diseño sobre reforzado	20
✓ Diseño sub reforzado	20
➤ Diseño a flexión de elementos de concreto reforzado de sección rectangular con refuerzo a tracción.	20
✓ TABLAS DE DISEÑO	25
3.2.2. Método Resistencia (LRFD)	26
➤ Hipótesis de diseño	28
✓ Vigas rectangulares con armadura a tracción	29

✓	Sección Balanceada: _____	30
✓	Secciones controladas por compresión: _____	31
✓	Distribución Equivalente del Esfuerzo de Compresión. Método de Whitney. _____	31
✓	Factor de seguridad _____	33
✓	Factor o coeficiente de carga (U) _____	33
✓	Factor o Coeficiente de Reducción de Resistencia ϕ _____	34
✓	Factor o Coeficiente de Reducción de Resistencia ϕ _____	35
✓	Refuerzo mínimo de elementos de flexión _____	36
✓	Distribución de refuerzo a flexión en vigas _____	37
✓	DEFLEXIONES Y CONTROL DE DEFLEXIONES _____	37
✓	Elementos reforzados en una dirección (no pre-esforzados) _____	38
3.3.	Analisis SISMICO De estructuras _____	39
3.3.1.	METODOLOGÍA DE DISEÑO. _____	39
➤	Paso 1.- Localización, nivel de amenaza sísmica y valores del A_a y A_v . _____	39
➤	Paso 2.- Definición de los movimientos sísmicos de diseño. _____	43
✓	Perfil del suelo _____	43
✓	Coefficientes de Sitio _____	44
✓	Grupo de Uso _____	45
✓	Coefficiente de importancia _____	46
✓	Espectro de diseño _____	46
➤	Paso 3.- Definición de las características de la estructura y los material empleado. _____	47
✓	Sistema estructural. _____	47
✓	Materiales y sistema de disipación de energía _____	47
➤	Paso 4.- Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis. _____	49
✓	Configuración estructural de la edificación (numeral A.3.3). _____	49
➤	Paso 5.- Obtención de las fuerzas sísmicas de diseño. _____	50
✓	Masa de la edificación. _____	50
✓	Características vibratorias de la estructura. _____	51
✓	Movimiento sísmico de diseño. _____	52
✓	Cortante sísmico en la base. _____	52
➤	Paso 6.- Análisis de la estructura. _____	53
➤	Paso 7.- Desplazamientos horizontales. _____	53
➤	Paso 8.- Verificación de derivas. _____	53
➤	Paso 9.- Diseño de los elementos estructurales. _____	54
➤	Paso 10.- Cimentación. _____	54
➤	Paso 11.- Diseño de los elementos no estructurales. _____	54
Capítulo 4	_____	55
4.	análisis comparativo de edificaciones tipo mediante la evaluación de las cantidades de materiales _____	55
4.1.	Definición de los edificios tipo _____	55
4.1.1.	Edificio tipo 1 _____	56
4.1.2.	Edificio tipo 2 _____	56
4.1.3.	Edificio tipo 3 _____	57
4.2.	DISEÑO ESTRUCTURAL _____	57
4.2.1.	predimensionamiento de la estructura _____	57

4.2.2.	ANÁLISIS DE CARGA _____	58
➤	CARGAS MUERTAS _____	59
✓	PESO DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCCIÓN _____	59
✓	PESO DE LOS EQUIPOS DE SERVICIO FIJOS _____	59
➤	CARGAS VIVAS _____	59
➤	Hipótesis: _____	59
4.2.3.	Determinación de amenaza sísmica _____	60
4.2.4.	Determinación del espectro elástico de diseño _____	60
4.2.5.	Definición de la capacidad de disipación de energía _____	61
4.2.6.	Irregularidad de la estructura _____	61
4.2.7.	Determinación de las fuerzas sísmicas. _____	61
4.2.8.	Análisis sísmico de la estructura _____	62
4.2.9.	Verificación de las derivas _____	62
4.2.10.	Combinación de las diferentes solicitaciones _____	63
➤	Combinaciones de Carga para cada método de diseño _____	64
✓	Combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo o en las verificaciones del estado límite de servicio _____	64
✓	Combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia _____	64
4.2.11.	Diseño de los elementos estructurales _____	66
CAPITULO 5 _____		67
RESULTADOS Y DISCUSIÓN _____		67
5.	Análisis comparativo _____	67
5.1.	cantidades de materiales de construcción _____	67
5.1.1.	Comparativo de volúmenes _____	67
5.1.2.	Análisis de cantidades de acero _____	74
➤	Cantidades de elementos horizontales _____	75
➤	Cantidades de elementos verticales. _____	81
CAPITULO 6 _____		83
CONCLUSIONES _____		83
CAPITULO 7 _____		85
FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION _____		85
Referencias _____		86

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Diagrama esfuerzo-deformación del concreto sometido a compresión	7
Figura 2. Módulo de elasticidad del acero estructural fuente:(Rochel Awad, 2007)	9
Figura 3 Curva real de esfuerzo deformación del acero fuente: (estudiantesmetalografia, 2012)	11
Figura 4 Diagrama esfuerzo deformación característico fuente: (S.G.T. Centro de Publicaciones, 2011)	11
Figura 5. Esfuerzo admisible para el concreto a compresión fuente (Lamus & Andrade, 2015)	15
Figura 6. Esfuerzos admisibles para el acero fuente (Lamus & Andrade, 2015)	15
Figura 7 figura de viga deformada fuente (Lamus & Andrade, 2015).....	16
Figura 8 figura compatibilidad de deformación fuente (Lamus & Andrade, 2015)	17
Figura 9 figura de eje neutro fuente (Lamus & Andrade, 2015)	18
Figura 10. Estado de deformaciones y esfuerzos en una sección de concreto reforzado solicitado a flexión fuente (Lamus & Andrade, 2015).....	21
Figura 11. Curvas Tensión – Deformación de aceros de refuerzo	28
Figura 12. Curvas Tensión – Deformación del Concreto.....	28
Figura 13 Distribución de esfuerzos y deformaciones fuente (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)	29
Figura 14 Esquema normalizado de tensiones fuente (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011).....	31
Figura 15 Esquema de distancia de aplicación de los esfuerzos de compresión	32
Figura 16 esquema de distribución de tensiones adoptadas fuente (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)	35
Figura 17 Mapa de zonas de amenaza sísmica fuente (NSR, 2010).....	41
Figura 18 Mapa de Av Fuente: (NSR, 2010).....	42
Figura 19 Mapa de zonificación de amenaza fuente (NSR, 2010)	43
Figura 20 Espectro elástico de diseño	46
Figura 21 Esquema edificio de 5 niveles armado en la dirección larga fuente Autor	56
Figura 22 Esquema edificio de 8 niveles en armado en dirección corta Fuente Autor	56
Figura 23 Esquema edificio de 12 niveles armado con losa maciza fuente Autor	57
Figura 24 Imágenes torsión accidental fuente (Naranjo Torres, 2011).....	62
Figura 25 Eesquema de derivas fuente (Naranjo Torres, 2011).....	63
Figura 26 Comparativo de volúmenes de concreto edificio de 5 niveles Fuente Autor	72
Figura 27 Comparativo Volumen de concreto edificación de 8 Niveles Fuente Autor	73
Figura 28 Comparativo de volúmenes de concreto edificación de 12 niveles. Fuente Autor ...	74
Figura 29 Armado de una viga y distribución de As Fuente Autor.....	76
Figura 30 Grafica comparativa de As para edificios de 5 niveles Fuente Autor	77
Figura 31 Grafica comparativa de As para edificios de 8 niveles Fuente Autor	79
Figura 32 Grafica comparativa de As para edificios de 8 niveles Fuente Autor	81

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de varillas en milímetros (Autor).....	8
Tabla 2. Clasificación de varillas en pulgadas (Autor)	9
Tabla 3 Espesores mínimos de vigas no pre-esforzadas o losas reforzadas en una dirección fuente: Autor	38
Tabla 4 Alturas o espesores mínimos recomendados para vigas no pre-esforzadas o losas reforzadas en una dirección que soporten muros divisorios y particiones frágiles fuente: Autor	39
Tabla 5 Valores Aa y Av expuestos en la tabla A.2.2-1 fuente: (NSR, 2010).....	40
Tabla 6 Nivel de amenaza sísmica Fuente (NSR, 2010).....	40
Tabla 7 Clasificación de perfiles de suelo fuente (NSR, 2010).....	44
Tabla 8 clasificación del perfil de suelo por Vs fuente (NSR, 2010)	44
Tabla 9 Valores de Fa fuente (NSR, 2010).....	45
Tabla 10 Valores de Fv fuente (NSR, 2010)	45
Tabla 11 Valores de I fuente (NSR, 2010)	46
Tabla 12 Valores de Ro fuente (NSR, 2010).....	48
Tabla 13 Irregularidades en planta fuente (NSR, 2010)	49
Tabla 14 Irregularidades en altura fuente (NSR, 2010)	50
Tabla 15 Valores de Ct fuente (NSR, 2010).....	51
Tabla 16 Cálculo de derivas fuente (NSR, 2010).....	54
Tabla 17 Alturas de las edificaciones fuente Autor.....	55
Tabla 18 Cuadro de cargas fuente Autor.....	59
Tabla 19 Periodos y aceleraciones de las edificaciones calculadas. Fuente Autor.....	60
Tabla 20 Cantidades de edificación de 5 pisos tipo 1 Método LRFD Fuente Autor	67
Tabla 21 Cantidades de edificación de 5 pisos tipo 1 Método ASD Fuente Autor	68
Tabla 22 Cantidades de edificación de 5 pisos tipo 2 Método LRFD Fuente Autor	68
Tabla 23 Cantidades de edificación de 5 pisos tipo 2 Método ASD Fuente Autor	68
Tabla 24 Cantidades de edificación de 5 pisos tipo 3 Método LRFD Fuente Autor	68
Tabla 25 Cantidades de edificación de 5 pisos tipo 3 Método ASD Fuente Autor	69
Tabla 26 Cantidades de edificación de 8 pisos tipo 1 Método LRFD Fuente Autor	69
Tabla 27 Cantidades de edificación de 8 pisos tipo 1 Método ASD Fuente Autor	69
Tabla 28 Cantidades de edificación de 8 pisos tipo 2 Método LRFD Fuente Autor	69
Tabla 29 Cantidades de edificación de 8 pisos tipo 2 Método ASD Fuente Autor	70
Tabla 30 Cantidades de edificación de 8 pisos tipo 3 Método LRFD Fuente Autor	70
Tabla 31 Cantidades de edificación de 8 pisos tipo 3 Método ASD Fuente Autor	70
Tabla 32 Cantidades de edificación de 12 pisos tipo 1 Método LRFD Fuente Autor	70
Tabla 33 Cantidades de edificación de 12 pisos tipo 1 Método ASD Fuente Autor	71
Tabla 34 Cantidades de edificación de 12 pisos tipo 2 Método LRFD Fuente Autor	71
Tabla 35 Cantidades de edificación de 12 pisos tipo 2 Método ASD Fuente Autor	71

Tabla 36	Cantidades de edificación de 12 pisos tipo 3 Método LRFD Fuente Autor	71
Tabla 37	Cantidades de edificación de 12 pisos tipo 3 Método ASD Fuente Autor	72
Tabla 38	Vigas a analizar edificio 5 niveles Fuente Autor	76
Tabla 39	cantidades totales para una viga del edificio de 5 niveles	76
Tabla 40	Cantidades totales de As para el edificio de 5 niveles. Fuente Autor	77
Tabla 41	Vigas a analizar edificio 8 niveles Fuente Autor	78
Tabla 42	Cantidades totales de As para el edificio de 8 niveles. Fuente Autor	78
Tabla 43	Vigas a analizar edificio de 12 niveles Fuente Autor	80
Tabla 44	Cantidades totales de As para el edificio de 12 niveles. Fuente Autor	80

1. ANTECEDENTES

1.1. HISTORIA DEL HORMIGÓN ARMADO

El uso de materiales artificiales para la construcción proviene probablemente desde el inicio de las primeras civilizaciones, cuando la necesidad de satisfacer sitios de habitación duraderos, resistentes y que suplieran sus necesidades de confort los llevo a desarrollar mejores métodos constructivos, empezando así a aparecer los primeros materiales cementantes, que junto con rocas u otros elementos permitían dar forma a su imaginación. (Niño Hernández, 2010)

En la época del imperio romano los ingenieros calentaban puzolanas machacadas, limos y cenizas volcánicas, lo cual al añadir agua presentaba un endurecimiento y permitía unir bloques de piedra o arcillas para dar forma a las grandes construcciones de la civilización antigua, así mismo en la época del imperio romano aparecen las primeras utilizaciones de áridos livianos, para generar pastas que permitieran dar el acabado a la obra que se realizase, sin tener que elevar grandes bloques de roca o arcilla, los cuales podrían dar un acabado tosco o engrosar y desequilibrar la estructura, como lo referencia (Varona Moya, López Járez, & Bañon Blazquez, 2012)

Este cemento “natural” fue utilizado a gran escala en todo tipo de obras urbanas destacando, de entre todas ellas, el panteón de Agripa y las Termas del emperador Caracalla, construidas entre los años 212 y 216 d.c. en la cúpula del Panteón, que no pertenecía al templo original construido por Agripa sino que fue añadida en la época de los emperadores Trajano y Adriano (comienzos del s. II d.C.), se empleó un increíble antecedente de hormigón de áridos ligeros empleando piedra pómez como árido del hormigón en los niveles más elevados de la cúpula.

Del mismo modo en la época del imperio romano también existen los primeros vestigios de lo que es la utilización de metales trabajando en sinergia con morteros y bloques de roca, como fue el coliseo romano, en el cual se utilizaron placas de bronce entre los bloques para una mayor

distribución de caras y un mejor acoplamiento entre los bloques (Nistal Cordero, Retana Maqueda, & Ruiz Abrio, 2012)

Posterior a la caída del imperio romano, el uso de hormigón con áridos tuvo un estancamiento en su desarrollo, pues durante la edad media y el renacimiento el concreto este fue poco utilizado en gran escala, probablemente por la mala calidad debida a una incompleta cocción de la cal, fallos en la mano de obra y carencia de materiales volcánicos. (Varona Moya, López Járez, & Bañon Blazquez, 2012)

Este estancamiento en el perfeccionamiento del hormigón fue presente hasta el siglo XVIII, cuando Jhon Smeaton, encargado por la Royal Society de construir el faro de Eddystone, desarrollo una nueva mezcla de materiales para la obtención de las pastas cementantes, cambiando la cal blanca por cal gris, la cual presentaba mejores características al endurecerse, y finalmente dio origen al material cementante a base de puzolanas, gracias a que sus componentes son en mayores proporciones oxido de calcio y silicatos de aluminio que dan una mejor reacción en presencia de agua. (Nistal Cordero, Retana Maqueda, & Ruiz Abrio, 2012)

El uso masivo de concreto como material de construcción, empezó hacia principios del siglo XIX, después de la obtención de la patente del Cemento Portland por Joseph Aspdin en (1824), uso que se afianzó con la invención del concreto reforzado que se atribuye al jardinero parisiense Jack Monier; quien en 1861, fabricó un jarrón de mortero de cemento, reforzado con un enrejado de alambre. (Niño Hernández, 2010)

Con estos avances en la ingeniería y la popularización en el uso del concreto, empezaron a aparecer las primeras edificaciones construidas con hormigón reforzado, lo cual se hizo rápidamente popular y llevó al inicio de los estudios del comportamiento de este material de construcción, por lo que en el año 1887 Wayss y Könen escriben “Das System Monier”, el cual es considerado el primer libro que trata sobre el comportamiento del hormigón reforzado, en base a diseños analíticos. (Varona Moya, López Járez, & Bañon Blazquez, 2012)

1.2. MÉTODO ELÁSTICO

Este método conocido como método elástico o método alterno de diseño, se fundamenta en la aplicación de los conceptos de Resistencia de Materiales al elemento heterogéneo conocido

como hormigón reforzado. Admite una variación lineal de las tensiones y acepta la Ley de Hooke. (Mc Cormac & Brown , 2011)

Las teorías por resistencia última fueron propuestas inicialmente por los códigos Rusos desde 1938 y en los códigos ingleses y americanos en 1956, este consiste en estimar las cargas que actúan sobre una estructura y posteriormente evaluar los elementos de manera que no sobrepasen las tensiones admisibles de los materiales. (Giraldo Bolivar, 2003)

Este método de diseño se constituyó en cuerpo central del código ACI hasta el año de 1956. A partir de ese año fue relegado a un segundo plano y hoy en día aparece tan solo como uno de sus apéndices (apéndice A), lo mismo ocurre con la NSR-10 que lo relega a su apéndice C-G (Rochel Awad, 2007)

Desde principios del siglo XX hasta los primeros años de la década de 1960, casi todo el diseño de estructuras de concreto reforzado en Estados Unidos se hizo aplicando el método de diseño de esfuerzos de trabajo (llamado también diseño por esfuerzos permisibles o diseño lineal). En este método, frecuentemente llamado ASD (Allowable Stress Design), se calculan primero las cargas muertas y vivas, llamadas cargas de trabajo o cargas de servicio, que han de ser soportadas. Luego se determina el tamaño de los miembros de la estructura, de manera que los esfuerzos calculados por medio del método de la sección transformada no excedan de ciertos valores límites o permisibles. (Mc Cormac & Brown , 2011)

Sin embargo se debe aclarar que, en general el método puede conducir a secciones de concreto reforzado más costoso que los métodos actuales de diseño, pues este método otorga valores de resistencia a los materiales muy inferiores a los esfuerzos últimos, teniendo además inconvenientes en el control en la tipología de falla que se puede presentar en el elemento.

1.3. MÉTODO DE FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA

Por su parte las teorías de diseño límite han sido formuladas en los últimos veinte años del siglo XX y hacen parte de algunos códigos, principalmente Europeos. Este método conocido también como método de resistencia última, se fundamenta en el comportamiento de los elementos estructurales bajo cargas últimas. En consecuencia, no admite los conceptos elásticos. (Mc Cormac & Brown , 2011)

En este método las cargas estimadas se mayoran para obtener las cargas últimas de diseño. Estos factores de mayoración son en definitiva los que permiten obtener los factores de seguridad al momento de diseño. (Rochel Awad, 2007)

Este método ha obtenido gran utilización en los diseños estructurales actuales desde sus primeras incorporaciones en 1963, pues este método de diseño que trabaja en resistencias últimas de los materiales utiliza un enfoque más racional que el método de diseño de esfuerzos de trabajo (ASD) debido a las características de resistencia que permite otorgar a los materiales; así mismo usa una consideración más realista del concepto de seguridad al llevar los materiales al límite de fallas y utilizar cargas que exijan la mayor resistencia posible de los materiales, lo cual conduce a diseños más económicos.

En este método (llamado actualmente diseño por resistencia) las cargas actuantes muertas y vivas se multiplican por ciertos factores de carga (equivalentes a factores de seguridad), y los valores resultantes se llaman cargas factorizadas. Los miembros se seleccionan entonces de manera que teóricamente fallen justo bajo las cargas factorizadas. (Mc Cormac & Brown , 2011)

Esta metodología fue implementada en la normativa ACI en 1956 incluida como un apéndice, pese a que algunos códigos para concreto de otros países basaban sus diseños en las consideraciones de este método desde hacía varias décadas. Para el año 1963 el código ACI, el cual es la referencia de la actual normativa colombiana NSR-10, puso en igualdad de condiciones el diseño de resistencia última con el diseño de esfuerzos de trabajo. Finalmente en 1971 se empezó a dar preponderancia al método de resistencia y sólo mencionó brevemente el método por esfuerzos de trabajo, llegando así a la actualidad donde el método por esfuerzos de trabajo es un apéndice y aparece como método alternativo de diseño, volviendo así el método de resistencia última en el procedimiento de diseño de elementos estructurales. (Rochel Awad, 2007)

Este método denominado de resistencia última, es limitado por los código de construcción sismo resistente NSR-10, y es presentado en el como el método de la resistencia, dado que se busca garantizar la seguridad de los usuarios u ocupantes y no se permite en el diseño someter al elemento a esfuerzos que lo lleven a desarrollar la resistencia última, sino valores inferiores a esta, ya sea refiriéndose a la resistencia de vigas, a la resistencia de columnas, a la resistencia al cortante u otras.

OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO PRINCIPAL

- Establecer y analizar las principales diferencias conceptuales entre la metodología ASD y LRFD de acuerdo a la NSR-10, así como evaluar la aplicación de las cargas, determinar las diferencias en los esfuerzos generados, y diseñar los diferentes elementos estructurales con sus respectivas secciones y refuerzos

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar la variación de cargas para cada una de las metodologías de acuerdo a lo planteado en la NSR-10
- Realizar el pre dimensionamiento de los elementos estructurales teniendo en cuenta las limitaciones de la norma NSR-10
- Realizar los modelos estructurales, aplicando las cargas correspondientes a los métodos mencionados.
- Analizar el comportamiento de las estructuras así como los esfuerzos desarrollados por cada uno de los elementos que las componen.
- Determinar el área de acero de refuerzo de cada uno de los elementos estructurales.
- Realizar un análisis de cantidades de concreto y acero de refuerzo de las diferentes estructuras modeladas.
- Realizar un análisis comparativo de las estructuras modeladas por las dos metodologías.

3. CARACTERÍSTICAS MECANICAS DE LOS MATERIALES

3.1. ASPECTOS GENERALES

3.1.1. HORMIGÓN

El término Hormigón obedece a un material genérico de construcción que se obtiene de realizar la mezcla bajo condiciones controladas de un material ligante y un material llenante. El material ligante debe poseer unas características físicas y químicas estables, por su parte el llenante debe ser compatible con las características del ligante, es decir no presentar ninguna reacción nociva con el ligante. De dicha mezcla se debe formar un material resistente a la carga externa, durable y económico.

Los hormigones suelen dividirse en base a las características del ligante en tres tipos estos son: El hormigón de cemento calcáreo, el de cemento epoxi y el de cemento asfáltico. En estos tres hormigones el llenante generalmente lo conforman materiales pétreos granulares del tipo de arenas y gravas provenientes de lechos naturales o de molienda y trituración.

Este material dada la heterogeneidad de los elementos que lo componen, así como la variación en las prácticas constructivas, presenta una variabilidad en el conocimiento de las diferentes propiedades mecánicas, por lo que es indispensable para el diseño tener un conocimiento apropiado de sus propiedades, o limitar el material a unas características que se deban cumplir al momento de la construcción y que limiten dicha variabilidad de comportamiento; entre estas propiedades se incluyen: resistencia a la compresión, tracción, flexión y corte, para lo cual se suele expresar las características del material a utilizar en función de la resistencia a la compresión del hormigón.

La resistencia a la compresión es utilizada para describir la calidad del hormigón y sus características principales. Expresa su resistencia a la compresión y se representa como f_c , valor que se obtiene de la resistencia de probetas cilíndricas de 15 cm. de diámetro por 30 cm. de

altura, o similares que garanticen una relación tal que cada unidad de ancho contenga 2 de alto, como son probetas de 10cm por 20 cm, ensayadas a los 28 días. Acero. (NTC-673)

De este ensayo se obtiene la curva esfuerzo-deformación, de la cual los valores de las tensiones resultan de dividir la carga axial total aplicada, en el área inicial de la sección transversal del cilindro, y representa los valores promedios bajo la hipótesis de distribución uniforme de deformaciones y de características de la curva esfuerzo-deformación constantes. (Rochel Awad, 2007)

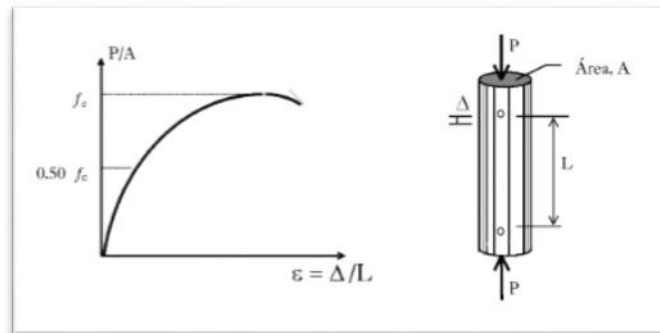


Figura 1. Diagrama esfuerzo-deformación del concreto sometido a compresión
(Rochel Awad, 2007)

La normativa colombiana NSR-10 establece en su artículo C.10.2.3 la máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto, se asume igual a 0.003, así como también establece que el módulo elástico debe determinarse experimentalmente a partir de las curvas esfuerzo-deformación que se obtendrán de un grupo representativo de cilindros ensayados a compresión, y para la cual se adoptara como módulo de elasticidad la pendiente de una línea secante que parte del punto de origen de la curva hasta una tensión equivalente a $0.45 f'_c$, y para efectos de diseños en donde no se disponga de este tipo de caracterización de acuerdo al artículo C.8.5 el módulo de elasticidad, E , para el concreto puede ser tomado $4700\sqrt{f'_c}$ para materiales de densidad normal y agregados gruesos, o como $3900\sqrt{f'_c}$ valor medio para toda la información experimental nacional, sin distinguir el tipo de agregado (NSR, 2010)

Aunque es sabido que el concreto posee una resistencia a la tracción de aproximadamente el 10 al 15 por ciento del valor de la resistencia a compresión, este es un valor más variable que el de la resistencia a compresión, razón por la cual el código NSR-10 en su artículo C.10.2.5 no permite

que se utilice este valor en elementos de hormigón armado, donde las cuantías de refuerzo normales.

“La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial” (NSR, 2010)

Es posible sin embargo en análisis de concreto pre esforzado darle una participación o consideración a la resistencia a la tracción del concreto, con las limitaciones de la norma.

3.1.2. ACERO

El acero es el material comúnmente utilizado para generar un soporte, o refuerzo adicional a la sección de hormigón, en las zonas donde se desarrollan esfuerzos de tracción, que no son capaces de ser absorbidos por el concreto dado su mal comportamiento a tracción. Este refuerzo suele ser comúnmente varillas redondeadas y corrugadas para aumentar la adherencia de los dos materiales, las cuales poseen dos métodos de nomenclatura, el primero referente a milímetros como se observa en la figura 2.

Designación de la barra No	DIMENSIONES NOMINALES			
	Diámetro mm	Área sección mm ²	Perímetro mm	masa Kg/m
6M	6,0	28,3	18,85	0,222
8M	8,0	50,3	25,14	0,394
10M	10,0	78,5	31,42	0,616
12M	12,0	113,1	37,7	0,887
16M	16,0	201,1	50,27	1,577
18M	18,0	254,5	56,55	1,996
20M	20,0	314,2	62,83	2,465
22M	22,0	380,1	69,12	2,982
25M	25,0	490,9	78,54	3,851
32M	32,0	804,2	100,53	6,309
45M	45,0	1590,4	14,37	12,477
55M	55,0	2375,8	172,79	18,638

Tabla 1. Clasificación de varillas en milímetros (Autor)

En la figura se observa que la nomenclatura está en función de su diámetro, para lo cual se utiliza un numero referente a el diámetro y una M que hace referencia a nomenclatura en milímetros, del mismo modo para varillas en unidades de pulgadas, se utiliza una numeración numérica, que hace referencia al perímetro expresado en cm, como se observa en la figura 3.

Designación de la barra No	DIMENSIONES NOMINALES			
	Diámetro mm	Área sección mm ²	Perímetro mm	masa Kg/m
2	1/4	32	20	0,250
3	3/8	71	30	0,560
4	1/2	129	40	0,994
5	5/8	199	50	1,552
6	3/4	284	60	2,235
7	7/8	387	70	3,042
8	1	510	80	3,973
9	1 1/8	645	90	5,060
10	1 1/4	819	101,3	6,404
11	1 3/8	1006	112,5	7,907
14	1 3/4	1452	135,1	11,380
18	2 1/4	2581	180,1	20,240

Tabla 2. Clasificación de varillas en pulgadas (Autor)

Además de las barras o varillas, también se emplean como refuerzo del hormigón, mallas electro soldadas que consisten en barras dispuestas en sentidos ortogonales, soldadas en sus puntos de unión, formando así una estructura reticular. Son muy empleadas en las losas de poco espesor, en muros, pavimentos, etc.

Del mismo modo que los concretos, los aceros poseen una caracterización de sus propiedades físico mecánicas que varían de acuerdo su composición química, o cantidades de carbono en la aleación que lo conforma. Estos se caracterizan por su límite de fluencia, el cual se obtiene de la curva esfuerzo-deformación, y a diferencia del concreto que es un ensayo de compresión, se obtiene de ensayar a tracción probetas estándar de acero. Este ensayo está regulado en las normas NTC-2, ensayo de tracción para materiales metálicos. Método de ensayo a temperatura ambiente y la ASTM A370.

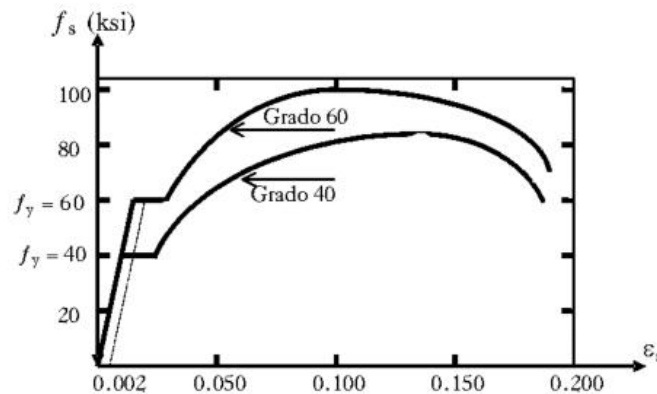


Figura 2. Módulo de elasticidad del acero estructural fuente: (Rochel Awad, 2007)

El diagrama característico del acero se puede observar en la figura 4, donde se observa que el diagrama presenta una zona elástica perfectamente definida, donde las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos, y al culminar esta zona de proporcionalidad se presenta el punto de fluencia, este se denomina tensión de fluencia y se representa como f_y .

Posterior al punto de fluencia se encuentra una zona plástica, donde el material se deforma sin ningún aumento de tensión; finalizando esta zona se presenta en el ensayo un endurecimiento del acero, incrementando la curva hasta lograr su valor máximo, conocido como tensión máxima, la cual se representa como f_u , punto en el cual la probeta se considera como fallada, pues los esfuerzos soportados por el acero llegan a su máximo, y sin aumento de estos la deformación continua hasta llegar a un punto de rotura. (Rochel Awad, 2007)

De esta grafica también se pueden obtener el denominado módulo de elasticidad, que es la constante que caracteriza el comportamiento elástico del acero, y se obtiene de la pendiente de la curva proporcional de la gráfica esfuerzo-deformación, es decir de su tramo elástico, valor que de acuerdo a la NSR-10 en su artículo C.8.5.2 se puede tomar para el acero no pre esforzado como 200.000 MPa., o ser informado por el fabricante. (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

Sin embargo este diagrama de diseño normalmente usado. Es un diagrama simplificado que se utilizan con fines académicos, y de diseño y no representan el comportamiento real del acero, pues el acero a medida que aumentan las cargas se deforma, presenta una variación de sección longitudinal y trasversalmente, presentando una reducción de sección, lo cual conlleva a que el esfuerzo real, calculado a partir de la corrección del área, sea mayor que el planteado en el diagrama de diseño, obteniendo entonces la siguiente corrección.

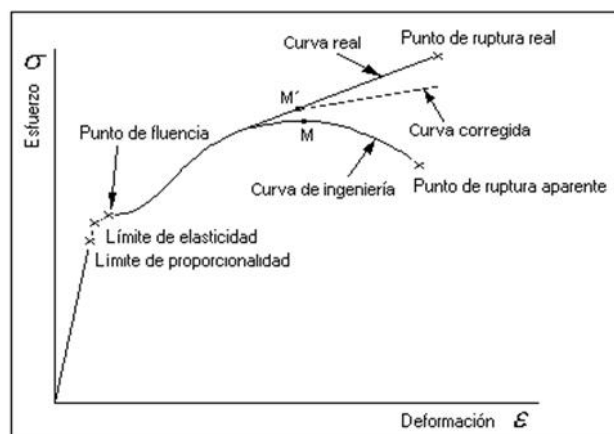


Figura 3 Curva real de esfuerzo deformación del acero fuente: (estudiantesmetalografía, 2012)

Como se observa en este gráfico la curva real aumenta a medida que se aproxima al punto denominado como esfuerzo máximo donde en el curva de diseño denominado aquí como curva de ingeniería, normalmente se presenta una caída de resistencia, sin embargo en la curva real y debido a la corrección del área, el esfuerzo aumenta linealmente por el fenómeno de endurecimiento por deformación, y alcanza esfuerzos mucho más altos que los considerados normalmente.

Por otra parte las normas suelen simplificar el diagrama a dos tendencias rectas, separadas entre sí por el punto de fluencia, donde se presentan el comportamiento elástico y plástico. Simplificando la obtención de los parámetros mecánicos del material usados en el diseño.

Para eso las normativas toman un estudio estadístico que garantiza un grado de confiabilidad del 95% mediante el análisis de varios diagramas obtenidos de fallar, distintos aceros de la misma resistencia, obteniendo entonces el siguiente diagrama. Denominado diagrama característico

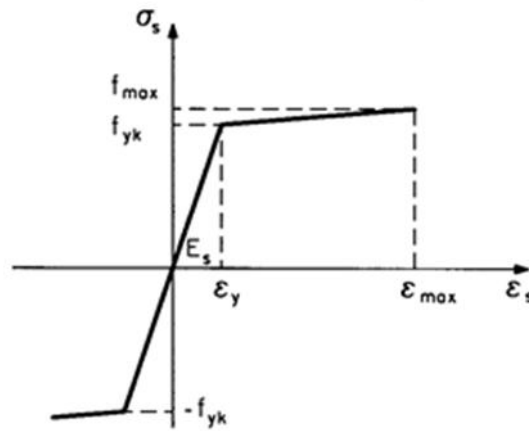


Figura 4 Diagrama esfuerzo deformación característico fuente: (S.G.T. Centro de Publicaciones, 2011)

Este simplifica el diagrama y acoge distintos valores de aceros producidos en cada región, con el cual se pueden asumir valores unificados de diseño.

Estos gráficos además demuestran que el acero es un material dúctil, lo cual le permite la elongación de la barra cuando se carga sin llegar a la rotura. Siendo esto una característica de suma importancia pues quiere decir que el material podrá deformarse durante su uso sin comprometer la resistencia, lo cual compensaría materiales frágiles o rígidos como el concreto que no permite deformaciones significativas, las cuales sufrirán los elementos de una estructura

durante su vida útil. Esta característica es limitada, pues ningún material se puede deformar infinitamente, la expresión que lo representa en las gráficas se conoce como deformación máxima o última y se expresa con la letra ϵ_{max} o ϵ_u respectivamente. La cual representa el límite de deformación que tendrá el acero antes de alcanzar su ruptura.

3.1.3. HORMIGÓN REFORZADO

Para solucionar en parte el problema anterior y utilizar eficientemente el hormigón como material estructural, desde mediados del siglo XIX se han venido utilizando barras metálicas embebidas en el hormigón y colocadas en aquellas zonas donde el material esté solicitado a tracción. Registros antiguos de las catedrales y domos de los imperios griegos y romanos muestran el uso de cadenas de hierro y bronce reforzando el material pétreo. Además en algunas ciudades Egipcias, Incas y aztecas los Arqueólogos han encontrado llaves metálicas que conectan grandes bloques de piedra y les impiden sus desplazamientos relativos. Sin embargo, como se dijo anteriormente, el uso de barras metálicas es más reciente siendo este el verdadero origen del hormigón armado.

El resultado de esta combinación de materiales diferentes se denomina HORMIGÓN ARMADO, otros nombres conocidos en América para designar el material son: concreto reforzado, hormigón reforzado, concreto armado. Todos son válidos mientras se identifique correctamente lo que se quiere indicar con el nombre. Con el uso de este nuevo material se superponen una serie de ventajas logrando un mejor comportamiento y una alta capacidad mecánica. Por ejemplo para el hormigón, bajo costo, buen comportamiento a altas y bajas temperaturas, buena resistencia a la compresión y excelente maleabilidad. Para el refuerzo metálico, alta resistencia a la tracción, mejor ductilidad y alta tenacidad. Es esta combinación de materiales la que permite un amplio espectro de usos y posibilidades del material. Se encuentran aplicaciones en edificios, puentes, carreteras, represas, canales, tanques de almacenamiento y túneles. (Park & Paulay, 1996)

La combinación del acero y el hormigón presentan una serie de ventajas muy útiles al momento de realizar una edificación pues se aprovechan las virtudes de cada material, como lo son la resistencia a compresión del concreto y a tracción del acero. Complementando las deficiencias de cada uno de estos materiales para las sollicitaciones reales a las que van a estar sometidos los elementos.

3.2. METODOS DE DISEÑO

3.2.1. MÉTODO ELÁSTICO (ASD)

En 1987 el ingeniero civil alemán Mathias Koenen publicó el libro *Pass System Monier*, en el cual se plantean las bases para el diseño del concreto reforzado y se propone que se aplique la ley de Hooke al diseño del concreto reforzado; sin embargo no tuvo en cuenta la diferencia entre los módulos de elasticidad del concreto y el acero. Posteriormente en Francia los ingenieros Edmon Coignet y Napoleon de Tedesco presentan un método basado en la relación entre módulos. (Lamus & Andrade, 2015)

Este método se basa en diseñar los elementos para que de una serie de cargas combinadas los elementos diseñados trabajen dentro del rango elástico. De manera matemática se puede representar como:

$$R_a \leq R_n / \Omega$$

Ecuación 1

Donde:

R_a : Es la resistencia requerida determinada por medio del análisis de una serie de combinaciones de carga. Las combinaciones de cargas son propuestas por las especificaciones AISC en el método ASD, las cuales se detallaran más adelante.

R_n : Es el esfuerzo nominal de los materiales, los cuales son estandarizados y propuestos por los proveedores y/o comprobados en base a diferentes pruebas de materiales.

Ω : Es el factor de seguridad el cual hace que los materiales trabajen dentro de sus estados límites. Estos factores de seguridad son estandarizados por el AISC, los cuales tiene diferentes valores dependiendo la acción interna al que esté sometido el elemento.

El diseño en base a este método implica la selección de una sección transversal que cumpla los fundamentos básicos del diseño (economía, seguridad y funcionalidad) y que esta sección seleccionada vaya a estar expuesta a esfuerzos cuyos valores máximos no excedan los estados límites (rango elástico).

Este método se presenta dentro de la normativa colombiana por diferentes razones, principalmente:

- Los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (AGI 318S08), que es el documento base para la elaboración del Título C - Concreto Estructural - del Reglamento Colombiano de Diseño y Construcción Sismo Resistentes (NSR-10), incluye, en el comentario R1.1, la posibilidad de usar este método en lugar de las secciones que correspondan en ese Reglamento.
- El Reglamento NSR-10 en el comentario CRI.1 también acepta su utilización como un Método Alternativo de Diseño para elementos de concreto no pre-esforzados empleando cargas de servicio y esfuerzos admisibles de servicio. Sus requisitos se encuentran en el Título C, Apéndice C-G.
- Un número importante de estructuras se han diseñado y seguirán diseñándose con este método, por lo que se considera indispensable su conocimiento por parte del profesional en ejercicio.

➤ *Esfuerzos admisibles*

Los valores de los esfuerzos admisibles para el concreto simple y el acero de refuerzo son funciones de sus resistencias nominales, dichos valores se encuentran especificados en el numeral C-G.3 del reglamento colombiana NSR-10, y son trabajados bajo cargas de servicio. (NSR, 2010)

➤ *Esfuerzos admisibles para el concreto*

Para el concreto, el código colombiano establece que el esfuerzo admisible F_c , se asume como el 45% de su resistencia específica a la compresión f'_c , de acuerdo al numeral C-G.3.1 como lo explica la siguiente ecuación (NSR, 2010)

$$F_c = 0,45 * f'_c$$

Ecuación 2

De tal modo que un concreto de 4000 Psi o 27,6 MPa solo poseerá la capacidad de desarrollar 1800 Psi como esfuerzo admisible, (Lamus & Andrade, 2015)

$$F_c = \frac{1}{F.S.} * f'_c = 0,45 * f'_c$$

Ecuación 3

Por lo tanto como se puede apreciar en la figura 5 el esfuerzo admisible para el concreto a compresión solo se toma su rango lineal y no el 100% de su resistencia. (Lamus & Andrade, 2015)

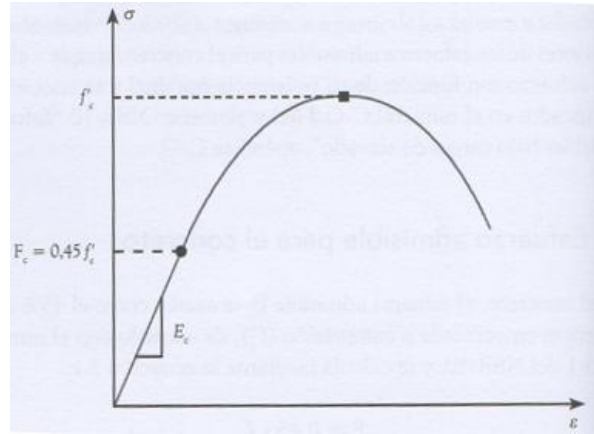


Figura 5. Esfuerzo admisible para el concreto a compresión fuente (Lamus & Andrade, 2015)

➤ *Esfuerzo admisible para el acero*

En el caso del acero, el esfuerzo admisible F_s a tracción depende de su límite elástico f_y , como se encuentra establecido en el numeral C-G.3.2 del reglamento de construcciones sismo resistentes de Colombia, para aceros con un esfuerzo de fluencia menor o igual a 240 MPa, se debe tomar como esfuerzo admisible un valor de 120 MPa. En cambio, si el acero de refuerzo posee un esfuerzo de fluencia mayor o igual a 420 MPa debe tomarse un esfuerzo admisible de 170 MPa, (NSR, 2010)

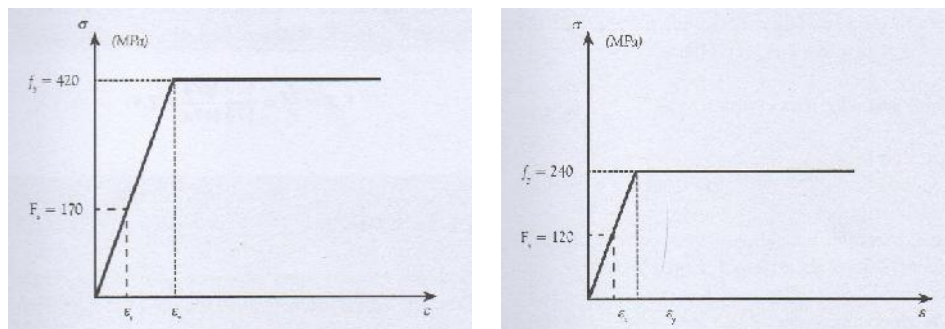


Figura 6. Esfuerzos admisibles para el acero fuente (Lamus & Andrade, 2015)

Adicionalmente se establecen las siguientes condiciones para el uso de refuerzos dispuestos en forma de malla de alambre electro soldada: el esfuerzo admisible debe tomarse como 170 MPa para aceros colocados a flexión si sus diámetros son inferiores a 10 mm, en cambio en losas

armadas en una dirección y con vanos inferiores a 3,50 m, dicho esfuerzo puede ser tomado como el menor de 210 MPa o el 50% de la resistencia a la fluencia, tomando siempre la menor de ellas. (Lamus & Andrade, 2015)

➤ *Hipótesis de Diseño*

Existen dos hipótesis fundamentales en la teoría elástica y por consiguiente en su aplicación a la viga de concreto:

✓ *Principio de Navier - Bernoulli*

Las secciones transversales de un elemento sometido a flexión permanecen planas después de la deformación del elemento.

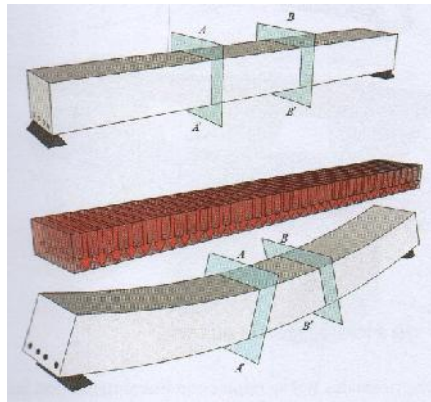


Figura 7 figura de viga deformada fuente (Lamus & Andrade, 2015)

Las deformaciones en la sección varían linealmente con la distancia medida desde el eje neutro hasta la fibra en consideración. Esto es válido para vigas con relaciones de altura total a la luz libre, menor a 2/5 para luces continuas y 1/2 para luces simples. (Lamus & Andrade, 2015)

✓ *Principio de compatibilidad de deformaciones*

Durante la deformación del hormigón armado o reforzado, tiene el mismo valor para ambas componentes (Acero y Concreto), por lo tanto se considera la adherencia perfecta entre los dos materiales, y el deslizamiento del acero en la matriz del concreto es nulo, lo cual garantiza que los esfuerzos se pueden transferir del uno al otro. (Rochel Awad, 2007)

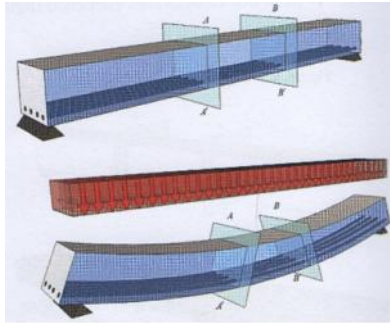


Figura 8 figura compatibilidad de deformación fuente (Lamus & Andrade, 2015)

✓ *Ley de Hooke generalizada*

Los esfuerzos normales σ se relacionan linealmente con las deformaciones longitudinales ϵ mediante una constante de proporcionalidad denominada módulo de elasticidad E, por lo tanto los esfuerzos normales de los materiales son equivalentes a: (Lamus & Andrade, 2015)

$$\sigma_s = E_s * \epsilon_s \quad \text{Para el acero}$$

Ecuación 4

$$\sigma_c = E_c * \epsilon_c \quad \text{Para el concreto}$$

Ecuación 5

➤ *Elementos de concreto simple solicitados a flexión*

Una sección rectangular de un elemento de material homogéneo solicitado a flexión, al cual se le apliquen las 3 hipótesis anteriormente nombradas, tendrá que su eje neutro es el plano que intersecta la sección, paralelo a la base del elemento y que pasa por su centroide, por lo tanto se encuentra a $\frac{1}{2}$ de la altura de dicha sección. (Lamus & Andrade, 2015)

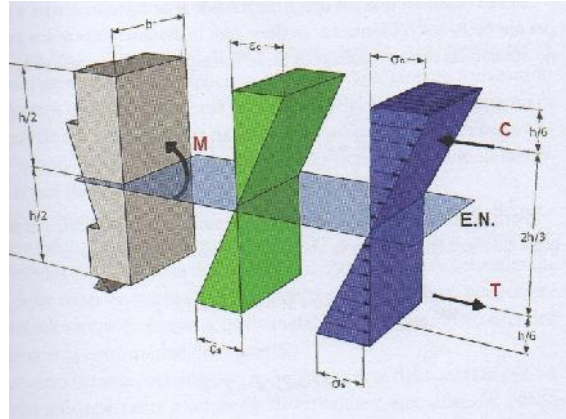


Figura 9 figura de eje neutro fuente (Lamus & Andrade, 2015)

Al plantear equilibrio en la sección, la sumatoria de las fuerzas horizontales deberá ser igual a cero, teniendo en cuenta que no hay fuerzas axiales externas aplicadas, obteniendo la siguiente ecuación:

$$\sum F = 0 = T - C$$

Ecuación 6

$$T = C$$

Ecuación 7

Por lo que por relación de triángulos los esfuerzos en la fibra más alejada del eje neutro, tanto a compresión, como a flexión deben tener la misma magnitud

$$T = C = \frac{\frac{h}{2} * \sigma}{2} * b = \frac{\sigma * b * h}{4}$$

Ecuación 8

Considerando que los dos triángulos que se forman a partir del eje neutro son equivalentes, entonces la distancia entre los puntos de aplicación de las resultantes de la tracción y la compresión es:

$$d = 2 * \bar{y} = 2 * \frac{2}{3} * \frac{h}{2} = \frac{2}{3} * h$$

Ecuación 9

Para garantizar el equilibrio de la sección, la sumatoria de momentos deberá ser igual a cero

$$M = 0 = M - C * d = M - T * d$$

Ecuación 10

$$M = C * d = T * d$$

Ecuación 11

Remplazando el momento total en la sección es:

$$M = C * d = \frac{\sigma * b * h^2}{6}$$

Ecuación 12

Valor de momento que es equivalente al que se obtiene al aplicar la ecuación de Navier para flexión sobre un solo eje:

$$M = \sigma * \frac{I}{y}$$

Ecuación 13

Si σ es el esfuerzo en la fibra más alejada al eje neutro, es decir a una distancia y , distancia equivalente a la mitad de la altura de la sección, y expresando la inercia de la sección en función de sus dimensiones. Se obtiene que el momento sería:

$$M = \frac{\sigma * b * h^2}{6}$$

Ecuación 14

Si consideramos que esta sección es de concreto simple, la cual al incrementar su momento flector aplicado, alcanzará un estado de esfuerzos en el cual las fibras más traccionadas alcancen el esfuerzo de rotura, se presentaría entonces una fisuración gradual en la zona de tracción; entonces alcanzaría rápidamente una falla súbita. (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

Si tenemos en cuenta que en la sección fisurada por falta de continuidad del material es imposible transmitir los esfuerzos a tracción, y ya que el concreto presenta una resistencia a tracción de alrededor del 10% de la resistencia a la compresión, es necesario reemplazar parte del concreto por un material más resistente a esfuerzos de tracción y que, además, pueda garantizar su continuidad en un mayor rango de deformaciones, como es el acero de refuerzo. (Lamus & Andrade, 2015)

➤ *Tipos de falla de acuerdo con el diseño por el método elástico*

De acuerdo con el método elástico, se aguarda que en ningún instante la sección salga del rango elástico y, menos aún, que llegue a la falla; no obstante, en el caso de presentarse una sobrecarga como en un evento sísmico de mayor magnitud a la prevista en el diseño, el elemento fallaría, es entonces cuando el interés recae en la forma en cómo se presente dicha falla.

Para las secciones de concreto reforzado con solicitaciones a flexión, la relación entre el área de acero dispuesta para soportar los esfuerzos de tracción y el área de concreto efectiva de la sección

se denomina cuantía ρ , y se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación (Lamus & Andrade, 2015)

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

Ecuación 15

En base a esto entonces existen tres tipos de diseño:

✓ *Diseño balanceado*

En este tipo de diseño, la proporción entre los materiales se ha dimensionado de tal manera que las fibras de concreto a compresión más alejadas del eje neutro y las fibras de acero a tracción más alejadas del eje neutro alcancen simultáneamente esfuerzos iguales a los respectivos valores de esfuerzos admisibles especificados para cada material. (Lamus & Andrade, 2015)

✓ *Diseño sobre reforzado*

La cantidad de refuerzo dispuesta a tracción supera la relación establecida para que la sección presente una falla balanceada, cuando el concreto a compresión alcanza un esfuerzo igual al esfuerzo admisible, los esfuerzos en el acero aún son menores al esfuerzo admisible para este, por lo que se dice que la falla se presenta por compresión. Si los esfuerzos continúan incrementándose fuera del rango elástico, se espera que las fibras de concreto a compresión alcancen su rotura antes de que el acero fluya y se genere una falla súbita, la cual reduce la seguridad de la estructura para que sea habitada. (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

✓ *Diseño sub reforzado*

La cantidad de refuerzo dispuesta a tracción es inferior a la de la relación establecida para que la sección presente una falla balanceada y, por lo tanto, la zona de concreto solicitada a compresión es capaz de soportar una fuerza mayor a la que aguantan las barras de acero solicitadas a tracción. En este tipo de sección las barras de acero alcanzarán el esfuerzo admisible antes de que el esfuerzo en concreto a compresión supere el suyo. (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

➤ *Diseño a flexión de elementos de concreto reforzado de sección rectangular con refuerzo a tracción.*

Para plantear la formulación de diseño de secciones rectangulares sometidas a flexión y con refuerzo de acero en su sección traccionada, se parte de conocer los comportamientos mecánicos de los materiales constituyentes, de manera que sus esfuerzos admisibles y sus módulos elásticos están perfectamente determinados: (Lamus & Andrade, 2015)

F: esfuerzo admisible del acero a tracción

F: esfuerzo admisible del concreto a compresión

F: módulo de elasticidad del acero

F: módulo de elasticidad del concreto

Las dos primeras relaciones que se establecen son: la relación entre los módulos de elasticidad de los materiales, la cual se llama relación modular (n); y la segunda, entre los esfuerzos admisibles de los materiales (γ). (Salazar Trujillo, 2007)

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Ecuación 16

$$\gamma = \frac{F_s}{F_c}$$

Ecuación 17

Al cargar un elemento de manera que se genere una flexión, y observando el comportamiento de las deformaciones y los esfuerzos en su sección transversal tendremos unas condiciones como las que se ilustran a continuación en la figura 10.

En esta figura se ha establecido que d es la altura efectiva de la sección, la cual se mide desde la fibra de concreto a compresión más alejada del eje neutro al centroide de las barras de refuerzo a tracción.

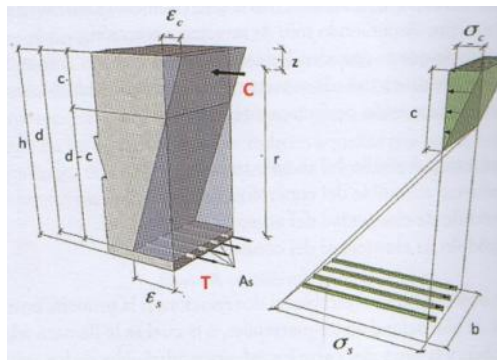


Figura 10. Estado de deformaciones y esfuerzos en una sección de concreto reforzado solicitada a flexión fuente (Lamus & Andrade, 2015)

Si consideramos que la sección está conformada por dos materiales con diferente módulo elástico, y que el aporte del concreto solicitada a tracción es despreciable, la posición del eje neutro ahora estará en una profundidad no necesariamente igual a la mitad de la altura de la sección, pero en todo caso menos a su altura efectiva. A esta profundidad se le denomina c y, a efectos de cálculo se expresa en función de la altura efectiva de la sección como:

$$c = \alpha * d$$

Ecuación 18

Donde α tendrá siempre un valor menor que la unidad. Por lo que la resultante de las fuerzas de tracción en el refuerzo tendrá su punto de acción en la centroide de las barras de refuerzo dispuestas para este fin. Por su parte la resultante de las fuerzas de compresión, tendrá su punto de aplicación en el centroide z del triángulo de esfuerzos, generado a partir de la teoría de la línea recta de Coignet y Tadescio, es decir, a un tercio de la altura medida desde la fibra a compresión más alejada hasta el eje neutro (Lamus & Andrade, 2015)

$$z = \frac{c}{3} = \frac{\alpha \cdot d}{3}$$

Ecuación 19

De tal modo que el momento resistente aportado por la sección corresponde al generado por la sumatoria de las fuerzas de tracción en el acero y de compresión en el concreto. El brazo que separa las fuerzas se denomina r y puede calcularse en función de la altura efectiva y el centro de aplicación de la compresión. (Lamus & Andrade, 2015)

$$r = d - z = d * \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

Ecuación 20

A partir del diagrama de deformaciones, y tras establecer una relación de triángulos, se puede decir que:

$$\frac{\epsilon_s}{d-c} = \frac{\epsilon_c}{c}$$

Ecuación 21

Ahora desarrollando esta con la ley de Hooke; en donde los esfuerzos que actúan simultáneamente en la fibra a compresión más alejada del eje neutro y en el centroide de las barras de acero de tracción se denominan σ_c y σ_s , respectivamente. (Lamus & Andrade, 2015)

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Ecuación 22

$$\epsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c}$$

Ecuación 23

Obtenemos

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_c} * \frac{1-a}{a} * \sigma_c$$

Ecuación 24

Remplazando n de la ecuación, En la ecuación anterior y asumiendo que se alcanzarán simultáneamente los esfuerzos admisibles en ambos materiales:

$$\frac{Fs}{Fc} = n * \frac{1-a}{a}$$

Ecuación 25

Con lo cual se podría decir que

$$\gamma = n * \frac{1-a}{a}$$

Ecuación 26

$$\alpha_b = \frac{n}{\gamma+n}$$

Ecuación 27

Donde α es la constante que determina la posición del eje neutro en condiciones balanceadas, de manera que la profundidad del eje neutro para dichas condiciones será igual a la obtenida al reemplazar α en la ecuación de la profundidad o altura de la sección en compresión. (Lamus & Andrade, 2015)

$$c_b = \alpha_b * d = \frac{n}{\gamma+n} * d$$

Ecuación 28

Obteniendo ahora que el área de acero expresada en función de la cuantía de refuerzo a tracción es:

$$As = \rho * b * d$$

Ecuación 29

El valor de la fuerza de tracción será igual al esfuerzo en el acero calculado para su centroide, en toda el área de acero de tracción:

$$T = \sigma_s * As$$

Ecuación 30

Y el valor de la fuerza de compresión es igual al volumen contenido bajo el diagrama de esfuerzos de compresión:

$$C = \frac{(\sigma_c * c)}{2} * b$$

Ecuación 31

A partir de la condición de equilibrio para las fuerzas horizontales, se tiene que:

$$T = C$$

Ecuación 32

$$\rho = \frac{\alpha}{2} * \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$$

Ecuación 33

Si se reemplazan los esfuerzos en las fibras más deformadas de los dos materiales por los esfuerzos admisibles correspondientes, se obtiene una expresión para la cuantía de acero necesaria para generar una falla en condiciones balanceadas es (Lamus & Andrade, 2015):

$$\rho = \frac{\alpha}{2} * \frac{F_c}{F_s} = \frac{\alpha b}{2 * \gamma}$$

Ecuación 34

Para condiciones diferentes a la de falla balanceada: (Lamus & Andrade, 2015)

$$\alpha^2 + \rho * 2 * n * a - \rho * 2 * n = 0$$

Ecuación 35

Al calcular las raíces para la ecuación polinómica, se tiene que:

$$\alpha = n * \rho + \frac{(n * \rho)^2 + 2 * n * \rho}{2}$$

Ecuación 36

La profundidad del eje neutro se obtiene al reemplazar en la ecuación de profundidad del eje neutro el valor calculado de la expresión anterior, cabe anotar que en esta se debe descartar la segunda solución de la ecuación, debido a que en cualquier caso su valor será negativo, lo cual implicaría que el eje neutro se encuentra fuera de la sección. Partiendo ahora de la condición de equilibrio para el momento interno, se tiene que:

$$M = r * T = C$$

Ecuación 37

Teniendo en cuenta que el diseño que interesa tener es el caso en el que falla primero el acero a tracción, entonces, reemplazando r en la ecuación anterior, cuando se alcance el esfuerzo admisible en el acero, se tiene: (Lamus & Andrade, 2015)

$$M = d * \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) * F_s * \rho * b * d$$

Ecuación 38

Sabiendo el valor del momento en función de la cuantía se tiene:

$$M = \left(1 - \frac{(-n * \rho + \sqrt{(n * \rho)^2 + 2 * n * \rho}}{3}\right) * F_s * \rho * b * d^2$$

Ecuación 39

Finalmente se obtiene

$$\frac{9 \cdot M^2}{F_s^2 \cdot b^2 \cdot d^4} - \frac{18 \cdot M \cdot \rho}{F_s \cdot b \cdot d^2} - \frac{6 \cdot M \cdot n \cdot \rho^2}{F_s \cdot b \cdot d^2} + 9 \cdot \rho^2 + 4 \cdot n \cdot \rho^3 = 0$$

Ecuación 40

Si se resuelve esta ecuación polinómica se obtienen tres raíces reales, una de ellas es negativa, siendo esta despreciable y tomando como valor objetivo el mayor de los dos positivos, para lo cual se requieren herramientas de cálculo que faciliten la solución y planteamiento de esta., siendo necesario verificar que la cuantía de acero que se disponga para tracción sea inferior a la cuantía balanceada, de manera que se garantice que la sección sea subreforzada, de lo contrario sería necesario un refuerzo doble instalado en el área comprimida. (Lamus & Andrade, 2015)

Por otra parte, cualquier sección de concreto reforzado solicitada a flexión debe ser armada al menos con una cuantía que permita resistir un momento mayor al que resistiría la sección si fuera de concreto simple. Para esto, el reglamento NSR-10 establece un valor de cuantía mínima que es función de las resistencias de los materiales. Se debe tomar el mayor de los valores calculados de acuerdo con las ecuaciones. (NSR, 2010)

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \cdot \overline{f'c}}{f_y}$$

Ecuación 41

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

Ecuación 42

✓ TABLAS DE DISEÑO

Algunos autores presentan en sus libros tablas que vinculan la cuantía con la relación K entre el momento y las dimensiones de la sección calculada, como se indica en la ecuación. Este procedimiento permite una solución inmediata del problema en ambos sentidos, siempre y cuando la cuantía o el valor de K coincidan exactamente con los tabulados; de lo contrario, será necesario interpolar algunos de los valores. (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

Ecuación 43

Otra limitante de este método consiste en que los materiales con los que se decida trabajar coincidan con los de las tablas expuestas, en especial si se desea trabajar con módulos de elasticidad del concreto más ajustado a la realidad. (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

Las tablas se presentan en el anexo 1.

3.2.2. MÉTODO RESISTENCIA (LRFD)

Este método se basa en diseñar los elementos de una estructura para que resistan cargas mayores a las de servicio de manera que se considera la resistencia o la condición de falla. En forma matemática la relación que describe el método es la siguiente: (Rochel Awad, 2007)

$$R_u \leq \Phi R_n$$

Ecuación 44

Donde:

R_u : Es la carga factorizada, la cual es la suma de todas las cargas de servicio que resistirán los miembros. Cada una de estas cargas es multiplicada por su propio factor de carga, los cuales son valores mayores que la unidad (a excepción de la combinación de carga seis donde relacionan la carga muerta con la sísmica o de viento), y estos son propuestos por el AISC en su metodología LRFD.

R_n : Es la resistencia nominal de los materiales, las cuales son estandarizadas por sus proveedores y verificada por pruebas de materiales.

Φ : Es el factor de resistencia dado por las especificaciones para cada estado límite, los cuales son generalmente valores inferiores a la unidad.

De manera general este método trata de que los miembros resistan como cargas máximas aquellas que no hagan alcanzar sus estados límites de falla. El objetivo principal de este método es proveer una confiabilidad uniforme a la estructura bajo varias consideraciones de carga

Por el método elástico o de los esfuerzos de trabajo, el diseñador obtiene los esfuerzos y deformaciones que se presentan en una estructura sometida a las cargas para las cuales se diseña, suponiendo parámetros elásticos de los materiales.

Por el método de la resistencia última, también llamado solamente método de la resistencia, el diseñador podrá estudiar el comportamiento de la estructura en el instante de falla; por tanto, si este instante se hace lo suficientemente mayor que el de su trabajo para las cargas que soporta normalmente, se podrá tener un diseño con factores de seguridad apropiados (Mc Cormac & Brown , 2011).

Este trabajo de la estructura en su última resistencia no es posible conocerlo a partir del método elástico, en vista de que el comportamiento de los materiales inelásticos en el instante de falla es diferente al supuesto dentro del período elástico de su funcionamiento, es decir, para su trabajo con cargas, esfuerzos y deformaciones admisibles.

Como una introducción al estudio del comportamiento de la estructura en el instante de falla, se anota que los elementos de concreto reforzado sujetos y diseñados a flexión por cualquier método apropiado, deben fallar cuando el acero a tracción alcanza su límite elástico. En otras palabras, si gradualmente se aumenta la carga hasta que $f_s = F_y$, el elemento resistirá carga adicional en la medida en que se aumenta el brazo del par interior resistente y hasta que la falla definitiva se presente por aplastamiento del concreto a compresión, aunque inicialmente la falla se debió a la fluencia del acero. (Park & Paulay, 1996)

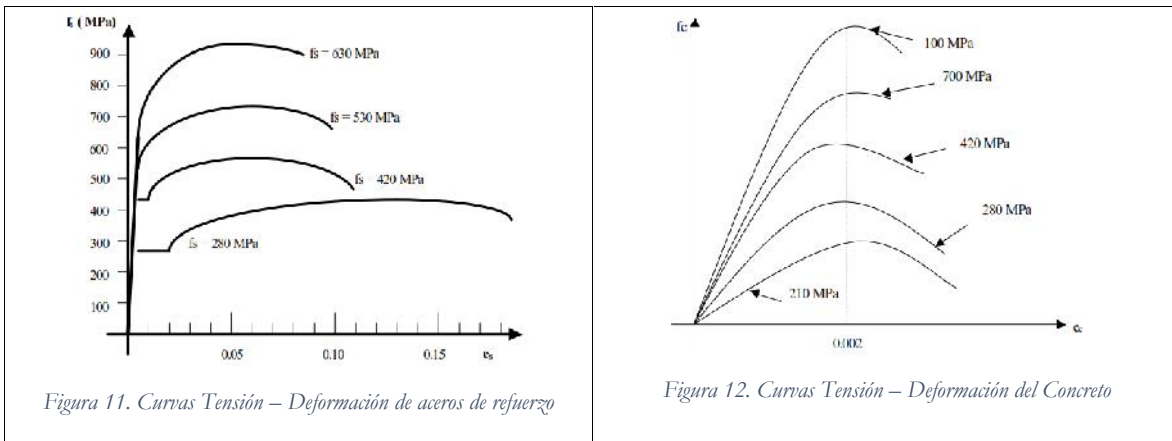
Antes de iniciar el estudio de las relaciones que rigen el Método de la Resistencia Última nos referiremos a los Estados Límites en el diseño de concreto reforzado para establecer su relación con esta metodología.

- Estados Límites:

Se denomina estado límite de una estructura o elemento estructural cuando llega al límite de su uso programado. Para las estructuras de concreto podemos considerar los siguientes estados límites (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011):

- Estado límite de falla: Corresponde al colapso parcial o total de una estructura con características como la pérdida de equilibrio total o parcial, la rotura del elemento o de los elementos principales o básicos que conduzcan al colapso, la falla progresiva por diferentes motivos, la formación de mecanismos plásticos y la fatiga del material.
- Estado límite de servicio: Corresponde a la interrupción del uso de la estructura, sin que conlleve al colapso, por factores como deflexiones excesivas, fisuras o grietas importantes, o vibraciones excesivas.
- Estados límites especiales: Corresponden a daños o fallas debidos a condiciones especiales como movimientos sísmicos anormales, intervención del fuego, explosiones, colisiones de diverso tipo, corrosión, deterioro por factores no contemplados en el diseño.

Para el diseño por estados límites se procede teniendo en cuenta los posibles modos de falla, determinando los factores de seguridad apropiados para cada estado límite y diseñando de acuerdo al estado límite escogido. En consecuencia, se puede identificar el diseño por el denominado Método Elástico o de los Esfuerzos Admisibles, así como el Método de la Resistencia dentro de algunos de los estados límites mencionados



➤ *Hipótesis de diseño*

Las hipótesis del método de los estados límites de resistencia, se fundamenta en las siguientes hipótesis, y los ensayos que las verifican (Rochel Awad, 2007)

- Se admite que las secciones planas antes de la flexión, permanecen planas después de que la sección se deforme, es decir que las deformaciones son proporcionales a su distancia al eje neutro.
- No se considera el diagrama de compresión del concreto como rectilíneo, por lo que no se acepta la proporcionalidad entre deformación y tensión del mismo.
- Admite la adherencia perfecta entre la interfaz del concreto y el acero dado que las varillas usadas hoy en día son corrugadas y garantizan en gran proporción dicha hipótesis.
- Se considera despreciable el aporte del hormigón a tracción, hipótesis que no influye apreciablemente en la exactitud de los resultados.
- Resultados experimentales en vigas demuestran que la deformación del hormigón en el instante de la falla o rotura (fisura), ϵ_{ut} , varía entre 0.0032 y 0.0037 para hormigones de 140 a 350 kgf /cm², por lo que se asume un valor más conservador y seguro de magnitud de 0.003.

✓ Vigas rectangulares con armadura a tracción

Es oportuno entonces ahora obtener una expresión que represente el momento resistente último de una viga de sección rectangular, la cual será sometida a flexión, y en la cual se dispondrá una armadura a tracción, basándose en la teoría de la resistencia última. Limitando dicha expresión a una cuantía máxima de refuerzo balanceado, veríamos el siguiente esquema (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011).

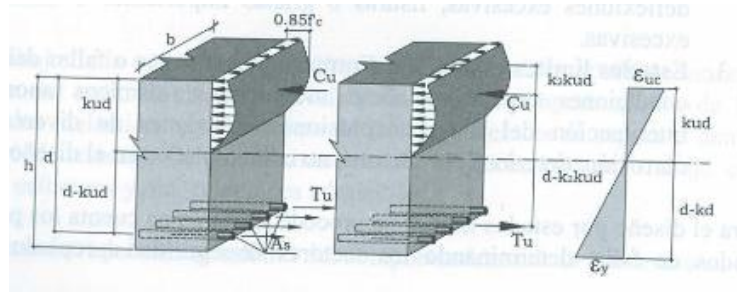


Figura 13 Distribución de esfuerzos y deformaciones fuente (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

Donde:

- b, d: dimensiones útiles de la sección;
- Ku: factor menor que la unidad, que multiplicado por “d” da la profundidad del eje neutro;
- K1: factor que hace promedios los esfuerzos de compresión en el concreto;
- K2: factor menor que la unidad que multiplicado por kud da la profundidad del punto de aplicación de la resultante de compresiones.

Si tomamos como el momento de la falla, el instante en el que la compresión Cu es igual a la tracción Tu, y sabiendo que estos valores de resistencia ultima son iguales a:

$$C_u = 0,85 * f'c * K1 * K_{ud} * b$$

Ecuación 45

$$T_u = A_s * f_y = \rho * b * d * f_y$$

Ecuación 46

En donde la expresión $0,85f'c$ corresponde al máximo valor de la compresión como resultado de la flexión y su magnitud obedece a obtención experimental

Por tanto, Igualando $C_u = T_u$ resulta:

$$K_u = \frac{\rho * f_y}{0,85 * f'c * K1}$$

Ecuación 47

Expresión que hace posible conocer la profundidad del eje neutro en función de ρ y de la calidad de los materiales; del mismo modo en dicho instante de falla, se obtiene una expresión de los momentos resistentes últimos como:

$$Mn = Cu d - K2 * Kud = Tu(d - K2 * Kud)$$

Ecuación 48

Teniendo en cuenta que los elementos de concreto reforzado diseñados a flexión deben fallar cuando el acero de tracción alcance su límite elástico, se toma el momento correspondiente a la tracción como el inicial y resistente último de la sección:

$$Mn = \rho * fy * \left(1 - \frac{K2}{0,85 * K1} * \frac{\rho fy}{f'c} \right) * b * d^2$$

Ecuación 49

Donde $m = K2/0,85K1$ constituye una propiedad intrínseca del concreto en sus diferentes calidades y cuya evaluación experimental a través de numerosos ensayos dio como resultado:

$$m = 0,59$$

$$Mn = \rho fy \left(1 - 0,59 \frac{\rho fy}{f'c} \right) * b * d^2$$

Ecuación 50

Expresión conocida como la expresión general de la resistencia última

✓ **Sección Balanceada:**

En la deducción anterior se parte de la falla inicial por el acero de refuerzo lo cual implica secciones sub-reforzadas; para poder garantizar esta situación se debe obtener antes la cuantía necesaria para una falla simultánea de acero y concreto, es decir, la cuantía balanceada y a partir de ella garantizar el sub-refuerzo apropiado. De acuerdo con el diagrama de deformaciones, y suponiendo que el acero falle por tracción simultáneamente con el concreto a compresión, se puede obtener las deformaciones de los materiales ϵ_{uc} y ϵ_y .

$$\frac{\epsilon_{uc}}{Kud} = \frac{\epsilon_y}{d - Kud}$$

Ecuación 51

$$\text{Entonces: } Ku = \frac{\epsilon_{uc}}{\epsilon_{uc} + \epsilon_y}$$

Ecuación 52

En donde sí, se limita la ϵ_{uc} a 0,003 y sabiendo que la $\epsilon_y = fy/Es$ podremos obtener entonces una expresión de la cuantía en función de las deformaciones,

$$\rho = 0,85 * \frac{f'c}{fy} * K1 * Ku = 0,85 * \frac{f'c}{fy} * K1 * \frac{\epsilon uc}{\epsilon uc + \epsilon y}$$

Ecuación 53

En donde K1 se toma como un promedio de 0,85 para resistencias a la compresión del concreto $f'c$ hasta de 28 MPa, cargas bajas y gradualmente aplicadas. Si en esta expresión, como se dijo antes, se hace simultáneamente $Euc = 0,003$ y $Ey = fy/Es$, se consigue la ρ máxima en la condición balanceada. (Mc Cormac & Brown , 2011)

✓ *Secciones controladas por compresión:*

Según el Reglamento colombiano “las secciones se denominan controladas por compresión si la deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción, $E1$, es igual o mayor a 0.005, justo cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria asumida de 0,003. Las secciones con $E1$ entre el límite de deformación unitaria controlada por compresión y 0.005 constituyen una región de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción”.

Para deformaciones unitarias netas de tracción en el acero de refuerzo extremo en tracciones iguales o mayores a 0,005, la sección se define controlada por tracción. Igualmente, cuando la deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción es pequeña, la sección puede presentar control por compresión. (Mc Cormac & Brown , 2011)

✓ *Distribución Equivalente del Esfuerzo de Compresión. Método de Whitney.*

La distribución del esfuerzo de compresión en el momento de la falla puede suponerse como un rectángulo, un trapecio, una parábola o cualquier diseño que cumpla con los resultados requeridos. El Reglamento ACI y el Reglamento colombiano adoptaron una distribución rectangular equivalente de los esfuerzos de compresión inicialmente propuesta por el investigador Charles S. Whitney.

A partir de las secciones longitudinal y transversal adjuntas en las cuales se reemplaza el bloque real de compresiones por uno equivalente de forma rectangular, siendo todos los esfuerzos de compresión iguales a $0,85f'c$ resulta:

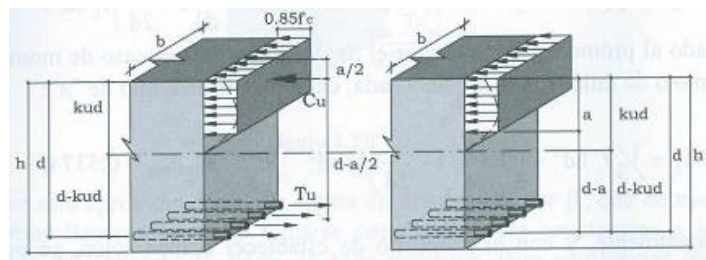


Figura 14 Esquema normalizado de tensiones fuente (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

Para la compresión $C_u = T_u$ en el instante de falla:

$$0,85f'_c * a * b = A_s * f_y = \rho * b * d * f_y \Rightarrow a = \frac{\rho f_y}{0,85f'_c} * d$$

Ecuación 54

Expresión con la cual se puede obtener la profundidad del bloque rectangular de compresiones en función de ρ y de las características de los materiales.

También en el instante de la falla, el momento resistente último que, como antes se dijo, está determinado por el acero de tracción al llegar a su límite elástico, se expresa como:

$$M_n = \rho * f_y * (1 - 0,59 * \frac{\rho f_y}{f'_c})$$

Ecuación 55

El Reglamento colombiano NSR-10 y el Reglamento ACI-318, aceptan como suposición de diseño que la máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto sea 0.003 y que el esfuerzo en el concreto de $0,85 f'_c$ se distribuya uniformemente sobre una zona equivalente de compresión limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro a una distancia $a = B1c$ de la fibra de máxima de deformación sometida a compresión. (Mc Cormac & Brown , 2011)

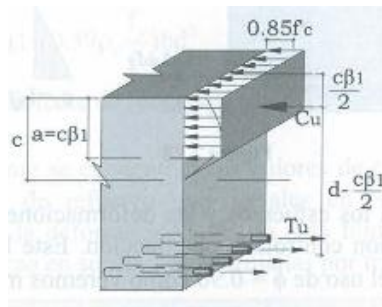


Figura 15 Esquema de distancia de aplicación de los esfuerzos de compresión

Se resume esta aproximación el factor $B1$, llamado $K1$, debe tomarse como 0,85 para resistencias a la compresión del concreto f'_c hasta 28 MPa inclusive. Para resistencias por encima de 28 MPa, $B1$ debe reducirse a razón de 0.05 por cada 7 MPa por encima de 28 MPa, pero no puede ser menor de 0,65. Por tanto: (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{f'_c - 28}{7} \geq 0,65$$

Ecuación 56

El Reglamento NSR-10 define el refuerzo máximo que puede usarse en una sección de concreto reforzado con solo armadura a la tracción, como una función de la deformación unitaria neta de

tracción en el acero en tracción ε_t , La relación entre ρ y ε , se puede obtener de: (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

$$\varepsilon_t = \frac{0,003 + \left(\frac{f_y}{E_s}\right)}{\rho/\rho_b} - 0,003$$

Ecuación 57

El Reglamento NSR-10 limita el esfuerzo máximo para miembros en flexión (con carga axial mayorada menor a $0,10 f'_c A_g$) como el que corresponde a un valor de la deformación unitaria neta de tracción en el acero en tracción ε_t no menor a 0.004 en el estado de resistencia nominal. (NSR, 2010)

✓ *Factor de seguridad*

La estructura y todos los elementos estructurales deben diseñarse de modo que esté en capacidad de soportar una carga razonablemente mayor a la esperada para condiciones de servicio. Este exceso de capacidad que se obtiene a partir del momento último resistente de una sección, colocándose un factor de seguridad apropiado. La normativa NSR-10 especifica que un factor de seguridad se obtiene de una parte, aumentando las cargas o los momentos que ellas producen aplicando los llamados factores o coeficientes de carga U , y por otra parte disminuyendo la resistencia de las secciones por medio de los denominados factores o coeficientes de reducción de resistencia ϕ . (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

✓ *Factor o coeficiente de carga (U)*

Este factor de seguridad con respecto a las cargas actuantes, se especifica en el título B del Reglamento colombiano NSR-10, y se define como un coeficiente que tiene en cuenta las posibles sobrecargas, defectos de construcción, e hipótesis del análisis estructural.

Una carga mayorada por consiguiente es el resultado de multiplicar la carga nominal por un factor o coeficiente de carga, para lo que se plantean las siguientes mayoraciones y combinaciones que tengan en cuenta el caso de que una o más cargas actúen o no simultáneamente.

En consecuencia el requisito básico para el diseño por resistencia se expresa así:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia Requerida}$$

$$\phi * \text{Resistencia nominal} \geq U$$

Y debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

1. $U = 1.4D$, en donde:
2. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$, en donde:

3. $U = 1.2D + 1.6 (L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$ en donde:
 4. $U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5 (L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$
 5. $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L$ en donde:
 6. $U = 0.9D + 1.0W$
 7. $U = 0.9D + 1.0E$
- D = carga muerta o los momentos y fuerzas internas correspondientes.
 - W = cargas por viento o momentos y fuerzas internas correspondientes.
 - E = efectos de carga producidos por el sismo o momentos y fuerzas internas correspondientes.
 - L = cargas vivas o momentos y fuerzas internas correspondientes
 - L_r = cargas vivas de cubierta o momento y fuerzas internas correspondientes
 - G = cargas por granizo o momentos y fuerzas internas correspondientes.
 - L_e = cargas por empozamiento de agua o momentos y fuerzas internas correspondientes.

Se permite reducir en 0.5 el factor de carga viva L en las ecuaciones de las No 3 a No 5, excepto para estacionamientos, áreas ocupadas como lugares de reuniones políticas y en todas las áreas donde L sea superior a 4.8 kN/m². (NSR, 2010)

Las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E utilizadas en las combinaciones No 5 a No 7 corresponden al efecto expresado en términos de fuerza, F_s ; de los movimientos sísmicos de diseño prescrito en el título A, dividida por R ($E = F_s/R$). Cuando se trata de diseñar los miembros, el valor del coeficiente de carga que afecta las fuerzas sísmicas, E, es 1.0, dado que estas están prescritas al nivel de resistencia. Para la verificación de las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben revisarse los requisitos del capítulo A.6, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas, F_s , sin haber sido divididas por R. En las mismas ecuaciones No 5 a No 7 se puede usar 1.4E en lugar de 1.0E cuando los efectos de carga por sismos E se basen en los niveles de servicio de las fuerzas sísmicas. (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

✓ *Factor o Coeficiente de Reducción de Resistencia ϕ*

Es un coeficiente que reduce la capacidad de la sección para tener en cuenta la probabilidad de existencia de elementos con una resistencia baja debido a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones, las aproximaciones en las ecuaciones de diseño que reflejan el grado de ductilidad y confiabilidad requerida para el elemento sometido a la carga que le corresponde, y para tener en cuenta la importancia del elemento en la estructura. Por lo tanto, la resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otros miembros y cualquier parte o sección de él, en términos de momento flector, carga axial, cortante y torsión, debe ser igual a su

resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del título C del Reglamento NSR-10 multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia ϕ (Rochel Awad, 2007):

Resistencia de diseño = ϕ Resistencia nominal \geq Resistencia requerida.

✓ *Factor o Coeficiente de Reducción de Resistencia ϕ*

Es un coeficiente que reduce la capacidad de los materiales para tener en cuenta la probabilidad que un elemento posea variaciones en su resistencia por debajo de las resistencias de diseño, o fallos en la construcción de las secciones en sus dimensiones, por lo que la resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otros elementos y cualquier sección de él, debe ser igual a la resistencia nominal afectada por un coeficiente de reducción. (Rochel Awad, 2007)

- Secciones controladas por tracción..... 0.90
- Secciones controladas por compresión elementos con refuerzo en espiral..... 0.75
- Secciones controladas por compresión Otros elementos reforzados..... 0.65
- Cortante y torsión..... 0.75
- Aplastamiento en el concreto (excepto para anclajes de pos tensado y modelos puntal-tensores)..... 0.65
- Zonas de anclaje de pos tensado..... 0.85

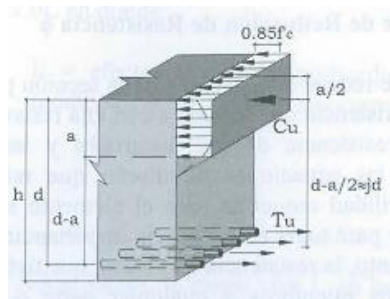


Figura 16 *esquema de distribución de tensiones adoptadas fuente (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)*

- Notación:
- M = Momentos de flexión o momento actuante
 - U = Coeficiente de carga
 - ϕM_n = Momento actuante último o momento de diseño
 - M_n = Momento de falla a la resistencia última o momento Nominal

ϕ = Coeficiente de reducción

Si decimos que: $\phi M_n = M_u = U.M$

$$\phi M_n = K b d^2$$

Ecuación 58

En donde

$$K = \phi \rho f_y \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

Ecuación 59

Expresión a partir de la cual se calcula la cuantía del refuerzo ρ en función del momento actuante último, de los materiales f_y y f'_c y de la sección $b d$, por lo cual se constituye en un sencillo programa de diseño, lo cual es una Fórmula tabulable en función de ρ (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 2011)

De lo cual se puede sintetizar en

$$d = \frac{1}{\sqrt{K}} * \frac{\phi M_n}{b} = K2 \frac{\phi M_n}{b}$$

Ecuación 60

En donde el valor de $K2$ es igualmente tabulable

Finalmente diríamos que si

$$j d = d - \frac{a}{2} \text{ entonces } j = 1 - \frac{a}{2d}$$

Ecuación 61

Lo cual nos permite tabular J

✓ *Refuerzo mínimo de elementos de flexión*

En cuanto al refuerzo mínimo de elementos sometidos a flexión, dice el Reglamento NSR-10 en la sección C.10.5.1. “en toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, excepto lo establecido en C.10.5.2, C.10.5.3 y c.10.5.4, el A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de (NSR, 2010):

$$A_s \min = 0,25 * \frac{f'_c}{f_y} * b_w * d$$

Pero no menor a $1.4bw * \frac{d}{fy}$

Lo establecido en el artículo C.10.5.2 es que “para los elementos estáticamente determinados con el ala en tracción, $A_{s,min}$ no deberá ser menor que el valor dado por la ecuación (C.10-3) reemplazando b_w por $2b_w$, o el ancho del ala, el que sea menor” (NSR, 2010)

Respecto del artículo C.10.5.3 dice “los requisitos de C.10.5.1 y C.10.5.2 no necesitan ser aplicados si en cada sección de A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis”

En el C.10.5.4 dice “para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm”. (NSR, 2010)

✓ *Distribución de refuerzo a flexión en vigas*

Con el propósito de limitar el agrietamiento por flexión en vigas el refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente dentro de la zona de tracción máxima a flexión de la sección transversal de un elemento de acuerdo a los requerimientos del Reglamento en el artículo C.10.6.4 que dice: “el espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s en mm, no debe ser mayor que el dado por (NSR, 2010):

$$s = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5C_c$$

Pero no mayor que $399(280/f_s)$, donde c_c en mm, es la menor distancia desde la superficie del refuerzo de acero pre-esforzado a la cara en tracción, si el refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (C.10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema (NSR, 2010).

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como $2/3f_y$ ”.

✓ *DEFLEXIONES Y CONTROL DE DEFLEXIONES*

El Reglamento NSR-10 en la sección C.9.5.1 dice “los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura”.

✓ *Elementos reforzados en una dirección (no pre-esforzados)*

El Reglamento Colombiano especifica los espesores mínimos que pueden aplicarse para los elementos que no soporten o estén ligados a particiones y otro tipo de elementos que puedan sufrir daño por deflexiones sin tener que calcular deflexiones que confirmen esta hipótesis. Transcribimos la tabla C.9.5. (a) del Reglamento.

	Espesor mínimo, h			
	simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizos
Elementos	Elementos que NO soporten o estén ligados a divisiones y otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18,5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Tabla 3 Espesores mínimos de vigas no pre-esforzadas o losas reforzadas en una dirección fuente: Autor

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

- (a) Para concreto liviano estructural con densidad w_c dentro del rango de 1440 a 1840 Kg/m³, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1.65 - 0.003 w_c)$, pero no menos de 1.09
- (b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores decritos en esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y / 700)$

Adicionalmente en el Comentario, El Reglamento incluye el caso de los espesores para aquellos elementos que soportan muros divisorios o particiones frágiles que puedan sufrir daño con motivo de las deflexiones.

	Espesor mínimo, h			
	simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizos
Elementos	Elementos que soporten o estén ligados a divisiones y otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes			

Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{14}$	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{19}$	$\frac{l}{7}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{11}$	$\frac{l}{12}$	$\frac{l}{14}$	$\frac{l}{5}$

Tabla 4 Alturas o espesores mínimos recomendados para vigas no pre-esforzadas o losas reforzadas en una dirección que soporten muros divisorios y particiones frágiles fuente: Autor

3.3. ANALISIS SISMICO DE ESTRUCTURAS

3.3.1. METODOLOGÍA DE DISEÑO.

En el presente trabajo se utilizó la metodología sugerida en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 para el procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas, la cual contempla una serie de pasos ordenados de manera secuencial que se presentan a continuación:

➤ *Paso 1.- Localización, nivel de amenaza sísmica y valores del A_a y A_v .*

Este paso consiste en localizar dentro de los mapas de zonificación sísmica el lugar sobre el cual se construirá la nueva estructura para determinar el nivel de amenaza sísmica en función de los valores A_a (aceleración pico efectiva) y A_v (velocidad pico efectiva), de acuerdo a lo estipulado en el numeral A.2.2 de la NSR-10.

- Se determinó el número de la región utilizando el mapa de la figura 21 para hallar los valores de A_a , y los valores de A_v del mapa de la figura 22, en los cuales se encontró que la ciudad de Ibagué se localiza en la región marcada con el número cuatro (4), para los valores de A_a , y en la región número cuatro (4) para los valores de A_v . Numeral A.2.2.2 de la NSR-10.
- Con base en estos datos, en la tabla A.2.2-1 de la norma se determinaron los siguientes valores:

Tabla A.2.2-1
Valores de A_a y de A_v , según las regiones
De los mapas de las figuras A.2.3-2 Y A.2.3-3

Región N°	Valor de A_a o de A_v
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 5 Valores A_a y A_v expuestos en la tabla A.2.2-1 fuente: (NSR, 2010)

$$A_a = 0.20$$

$$A_v = 0.20$$

- Con base en estos valores, y de acuerdo al numeral A.2.3 se determinó el nivel de amenaza sísmica localizando en el mapa A.2.3-1, figura 23. En este caso la zona de Amenaza sísmica que se determinó fue INTERMEDIA. Dado que la ubicación de la edificación se estableció en la ciudad de Ibagué, como se aprecia en la figura 23. Esta clasificación está de acuerdo a lo estipulado en la tabla A.2.3-1 de la norma, la cual se muestra a continuación en la figura 20.

Esta clasificación es muy importante pues permite determinar el sistema estructural permitido en cada zona, así como también la capacidad de disipación de energía, los diámetros mínimos y otras consideraciones para el acero de refuerzo.

Los sistemas estructurales permitidos son: muros de carga, sistema combinado, sistema de pórticos y sistema dual, con algunas limitaciones obligadas por la zona de amenaza sísmica en la cual se localiza la edificación.

Tabla A.2.3-1
Nivel de amenaza sísmica según valores de A_a y de A_v

Mayor valor entre A_a y A_v	Asociado en mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región N°	Amenaza Sísmica
0.50	10	Alta
0.45	9	Alta
0.40	8	Alta
0.35	7	Alta
0.30	6	Alta
0.25	5	Alta
0.20	4	Intermedia
0.15	3	Intermedia
0.10	2	Baja
0.05	1	Baja

Tabla 6 Nivel de amenaza sísmica Fuente (NSR, 2010)

La norma sismo resistente presenta además, en el apéndice A-4, al final del título A, estos valores para todos los municipios del país, lo cual contribuye a acelerar el trabajo, pues no habría necesidad de la ubicación en los respectivos mapas.

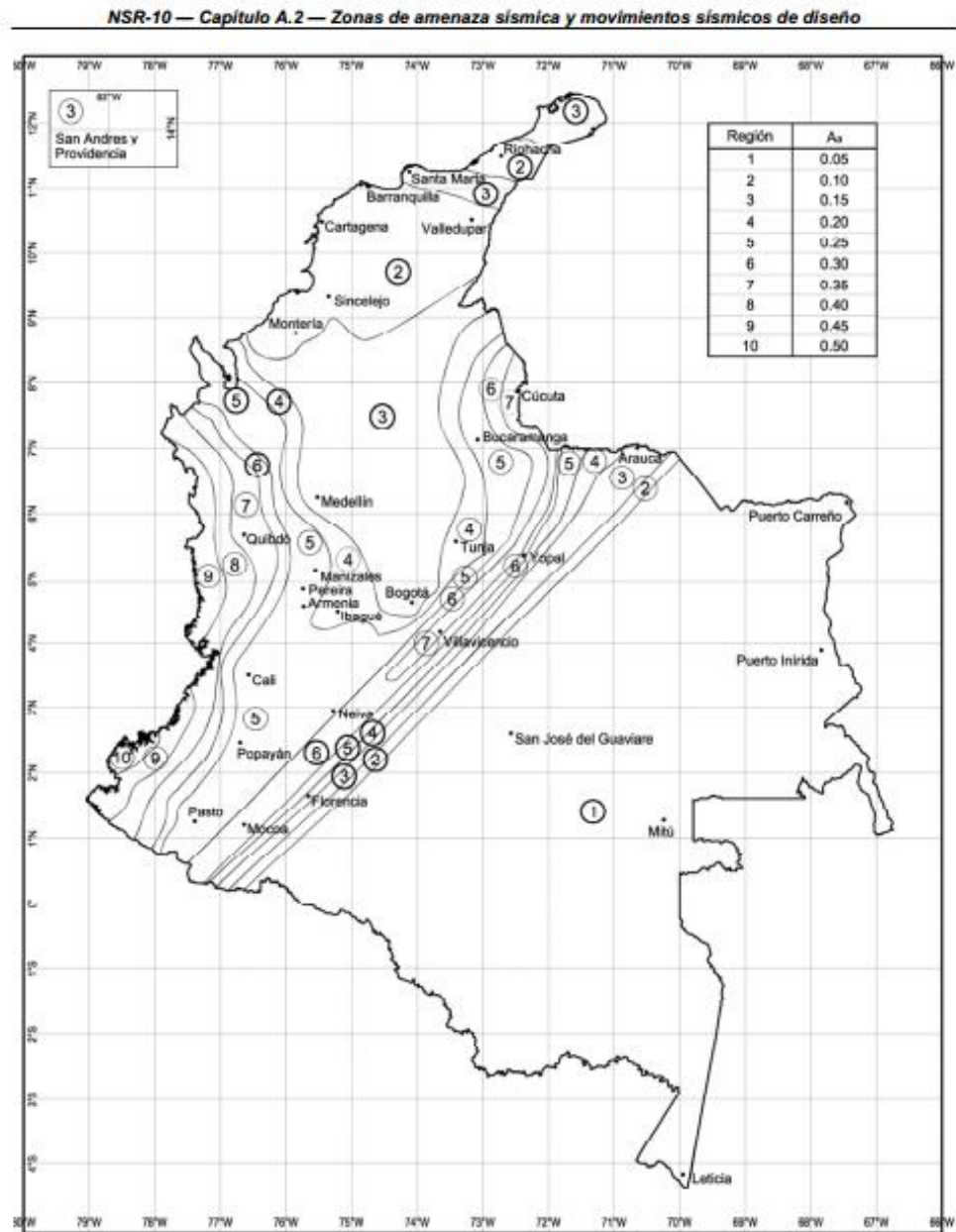


Figura 17 Mapa de zonas de amenaza sísmica fuente (INSR, 2010)

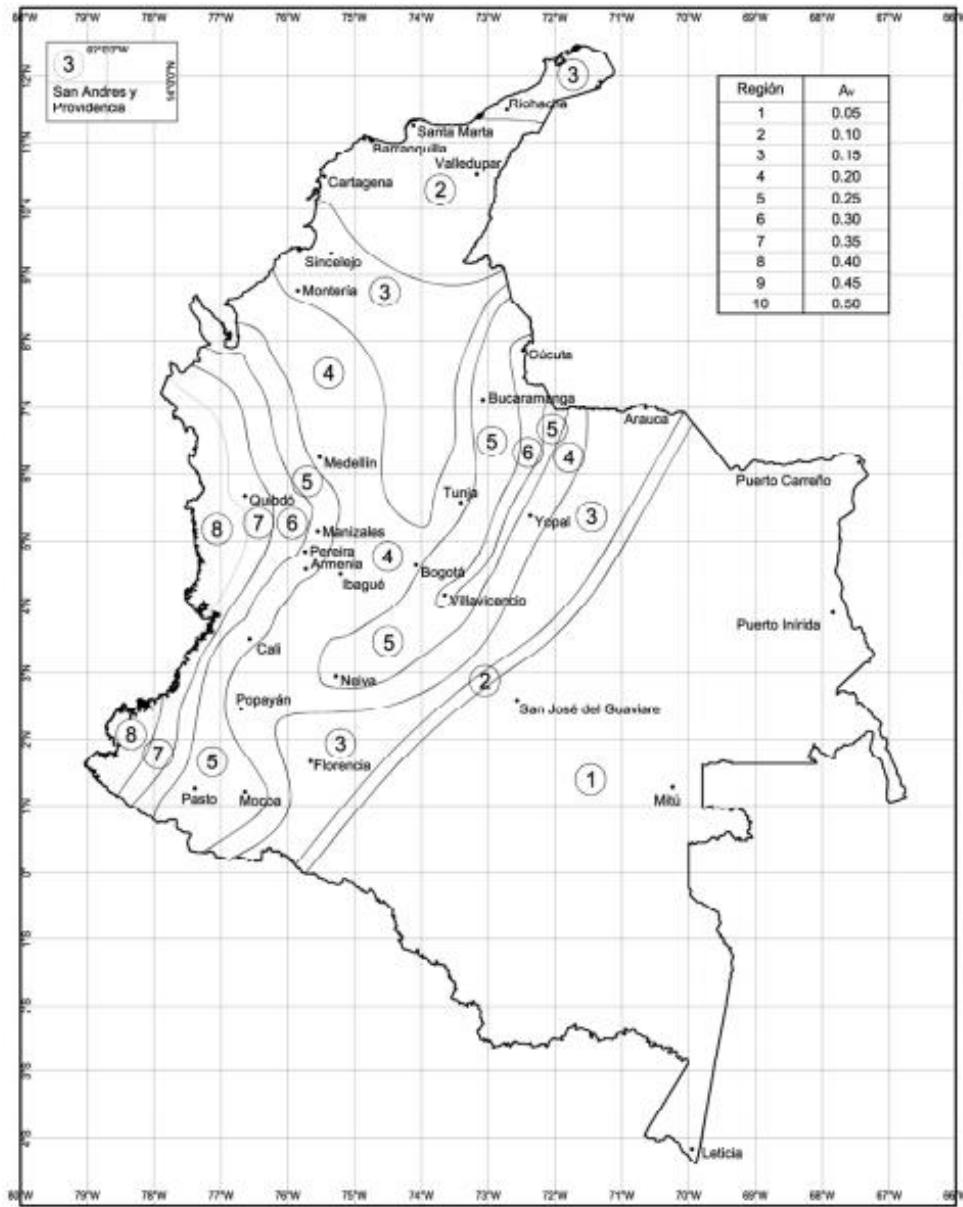


Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de A_v

Figura 18 Mapa de A_v Fuente: (NSR, 2010)

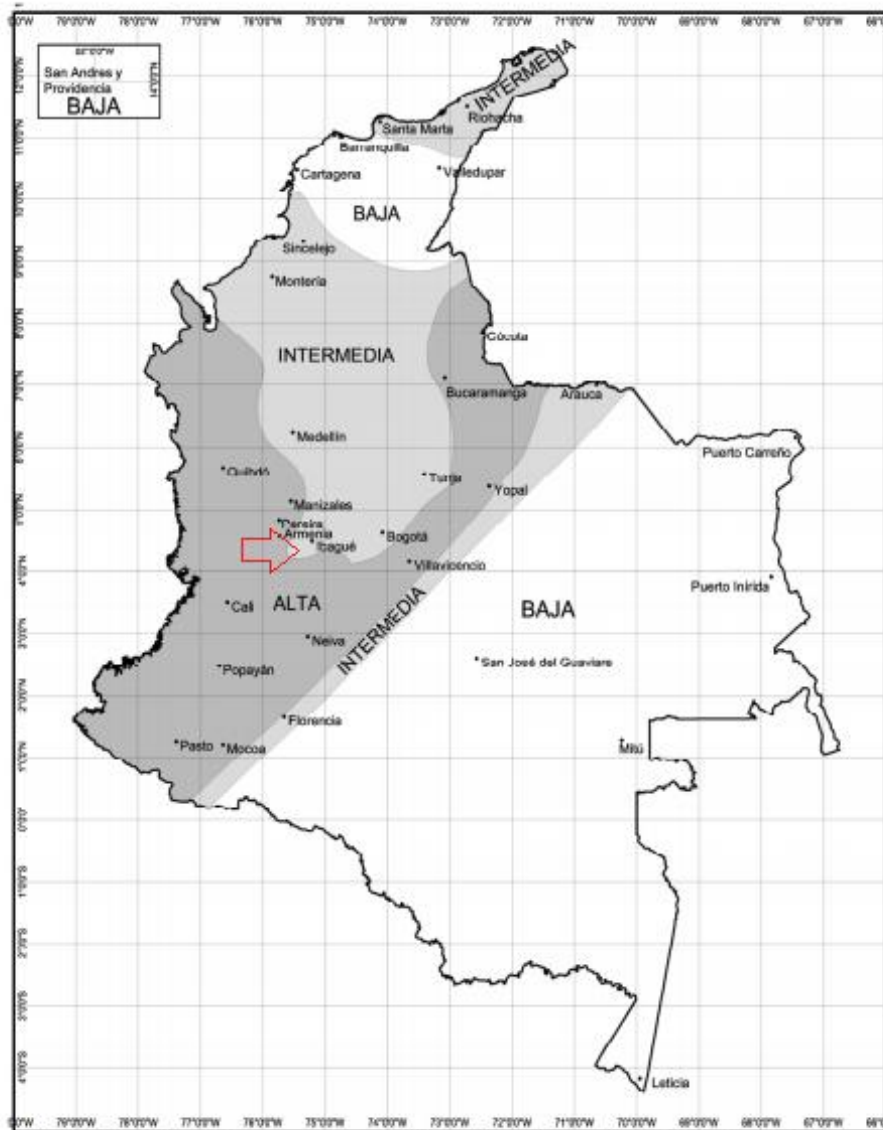


Figura A.2.3-1 — Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v

Figura 19 Mapa de zonificación de amenaza fuente (NSR, 2010)

➤ Paso 2.- Definición de los movimientos sísmicos de diseño.

Este paso tiene como objeto determinar los efectos locales (Numeral A.2.4) para que con base en algunas variables, además de los valores de A_a y A_v , se defina el movimiento sísmico de diseño o Espectro de Diseño. En este estudio se procedió de la siguiente manera:

✓ Perfil del suelo

La definición del perfil del suelo debe llevarse a cabo con los parámetros de los 30 metros superiores del mismo, los cuales incluyen velocidad media de onda de cortante, número medio

de golpes del ensayo de penetración estándar, resistencia media al corte, índice de plasticidad y contenido de agua.

Con base en estos parámetros y de acuerdo al procedimiento y las tablas A.2.4-1 y A.2.4-3 figura 24 y 25 se estableció un perfil de suelo correspondiente al tipo C

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{\sigma}_u \geq 100$ kPa (=1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (=1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_u \geq 50 \text{ kPa} (=0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (=0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Tabla 7 Clasificación de perfiles de suelo fuente (NSR, 2010)

Tabla A.2.4-2
Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	\bar{v}_s	\bar{N} o \bar{N}_{ch}	$\bar{\sigma}_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (= 1 kgf/cm ²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm ²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (=0.5 kgf/cm ²)

Tabla 8 clasificación del perfil de suelo por Vs fuente (NSR, 2010)

✓ *Coeficientes de Sitio*

Son coeficientes que amplifican las ordenadas del espectro en roca > para tener en cuenta los efectos de sitio, y se expresan como Fa, para el rango de periodos cortos, y Fv para el rango de periodos intermedios del orden de 1 segundo, como se muestra en las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 de la NSR-10. Figura26 y 27.

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla 9 Valores de F_a fuente (NSR, 2010)

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla 10 Valores de F_v fuente (NSR, 2010)

Con base en el perfil del suelo y de los valores de aceleración y velocidad pico se determinaron los coeficientes.

$$F_a = 1,2$$

$$F_v = 1,6$$

✓ *Grupo de Uso*

Se establece de acuerdo con la importancia de la edificación para su recuperación con posterioridad a la ocurrencia de un sismo que la pueda afectar. (A.2.5.1 NSR-10). Se contemplan cuatro grupos o categorías (A.2.5.1.1 a A.2.5.1.4), así:

- Grupo IV. Edificaciones indispensables. Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después del sismo.
- Grupo III. Edificaciones de atención a la comunidad. Deben garantizar la atención de la emergencia, y preservar la salud y seguridad de la comunidad.
- Grupo II. Edificaciones de ocupación especial.
- Grupo I. Estructuras de ocupación normal.

En este trabajo se consideró dentro del grupo I

✓ *Coefficiente de importancia*

Se determinó de acuerdo al numeral A.2.5.2 y a la tabla A.2.5-1. Figura 28
El valor adoptado fue:

$$I = 1.0$$

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

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

Tabla 11 Valores de I fuente (NSR, 2010)

✓ *Espectro de diseño*

Numeral A.2.6.1. Espectro de aceleraciones. Es la forma del espectro elástico de aceleraciones, Sa expresada como una fracción de la gravedad para un coeficiente del 5% del amortiguamiento crítico, como se muestra en la figura A.2.6-1 de la norma, y definido por la ecuación

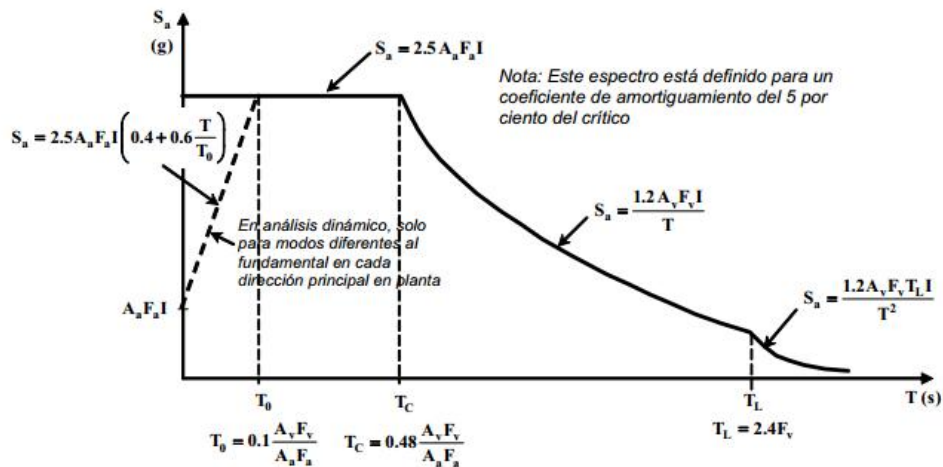


Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

Figura 20 Espectro elástico de diseño

$$Sa = \frac{1.2AvFvI}{T}$$

Ecuación 64

Con las siguientes limitaciones:

- Para periodos de vibración menores de Tc, calculado de acuerdo a la ecuación

$$T_c = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} , \text{ Y } S_a = 2.5 A_a F_a I$$

Ecuación 65

- Para periodos de vibración mayores que T_l , calculado de acuerdo a la ecuación

$$T_l = 2.4 F_v \text{ y } S_a = 1.2 \frac{A_v F_v T_l I}{T^2}.$$

Ecuación 66

El valor de S_a no puede ser menor que el dado en la anterior ecuación.

Para el análisis dinámico y periodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores a T_o calculado con la siguiente ecuación,

$$T_o = 0.1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$$

Ecuación 67

El espectro de diseño puede obtenerse de la ecuación

$$S_a = 2.5 A_a F_a I \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_o} \right)$$

Ecuación 68

Cuando existan estudios de microzonificación sísmica armonizados con la NSR-10 se deberán utilizar los valores especificados en estos estudios.

➤ *Paso 3.- Definición de las características de la estructura y los material empleado.*

✓ *Sistema estructural.*

En el numeral A.3.2 se establecen los sistemas estructurales de resistencia sísmica con las respectivas subdivisiones según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas, y también de acuerdo al grado de capacidad de disipación de energía de los materiales estructurales empleados. En las tablas A.3-1, A.3-2, A.3-3 y A.3-4, de la NSR-10 se pueden apreciar estas condiciones.

Para este estudio se optó por el sistema estructural de pórtico espacial, resistente a momentos, sin diagonales, que resiste tanto las cargas verticales como las fuerzas horizontales. (Tabla A.3-3 de la NSR-10), figura 30

✓ *Materiales y sistema de disipación de energía*

En lo referente al material estructural a emplearse se optó por concreto estructural con una capacidad moderada de disipación de energía (DMO), permitido para zonas de amenaza sísmica intermedia.

Tabla A.3-3
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_d (Nota 2)	Valor Ω_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. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)									
a. De concreto (DMF)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (DMF)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DMF)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas	No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía								
4. Pórticos losa-columna (incluye reticular calculado)									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
5. Estructuras de péndulo invertido									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5 (Nota-3)	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	1.5 (Nota-3)	2.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

Notas:

- El sistema de pórtico es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales.
- Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_d debe multiplicarse por ψ_s , ψ_p y ψ_t , para obtener $R = \psi_s \psi_p \psi_t R_d$ (Véase A.3.3.3).
- Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de R_d debe multiplicarse por 0.90.
- El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
- Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de Uso IV.
- Los perfiles de lámina doblada y los perfiles tubulares estructurales que cumplen con los requisitos de F.2.2.4 para miembros no esbeltos que se diseñen con conexiones dúctiles calificadas de acuerdo a F.3.1.8 se podrán diseñar como pórticos resistentes a momentos convencionales.

Tabla 12 Valores de R_d fuente (NSR, 2010)

➤ Paso 4.- Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis.

✓ Configuración estructural de la edificación (numeral A.3.3).

La edificación se debe clasificar como regular o irregular tanto en planta como en altura, y se debe evaluar como redundante o con ausencia de redundancia, de acuerdo a lo estipulado en este capítulo.

Con base en estos parámetros se define el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía (R), de acuerdo a los valores determinados en las tablas A.3-6 y A.3-7 figura 31 y 32 utilizando la siguiente ecuación,

$$R = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_o$$

Ecuación 69

Siendo, ϕ_a = irregularidad en altura

ϕ_p = irregularidad en planta

ϕ_r = ausencia de redundancia

R_o = coeficiente de disipación de energía hallado en la tabla A.3-3. Para este caso igual a 5.0.

Para el caso del coeficiente por ausencia de redundancia debe aplicarse lo estipulado en el numeral A.3.3.8 de la norma para ser aplicado en las dos direcciones principales en planta.

Tabla A.3-6
Irregularidades en planta

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_p	Referencias
1aP	Irregularidad torsional — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
1bP	Irregularidad torsional extrema — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
2P	Retrocesos excesivos en las esquinas — La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.8.5, A.5.2.1.
3P	Discontinuidades en el diafragma — Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
4P	Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales — La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada al plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se exclimen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.
5P	Sistemas no paralelos — Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.5.2.1.

Tabla 13 Irregularidades en planta fuente (NSR, 2010)

Tabla A.3-7
Irregularidades en la altura

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a	Referencias
1aA	Piso flexible (Irregularidad en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
1bA	Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
2A	Irregularidad en la distribución de las masas — Cuando la masa, m_i , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	Irregularidad geométrica — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
4A	Desplazamientos dentro del plano de acción — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
5aA	Piso débil — Discontinuidad en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
5bA	Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.

Tabla 14 Irregularidades en altura fuente (NSR, 2010)

Con base en los anteriores parámetros se escogió como procedimiento de análisis el método de la fuerza horizontal equivalente de acuerdo a lo establecido en A.3.4 de la norma, referente al Método de análisis.

➤ *Paso 5.- Obtención de las fuerzas sísmicas de diseño.*

✓ *Masa de la edificación.*

Con el objeto de determinar las fuerzas sísmicas de diseño (F_s) se procedió (ya definidas las características de la estructuración y de los materiales estructurales empleados), a evaluar las cargas (solicitaciones) de acuerdo al título B de la norma y a realizar un pre dimensionamiento de los elementos estructurales

Con base en este pre dimensionamiento se estableció el peso propio de la estructura, el peso de acabados, y el de los equipos permanentes, con el objeto de determinar la masa de la edificación.

✓ *Características vibratorias de la estructura.*

El valor del periodo fundamental de la edificación puede determinarse de acuerdo al numeral A.4.2.1 por medio del uso de la siguiente ecuación:

$$T = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^n f_i \delta_i}$$

Ecuación 70

Siendo f_i las fuerzas horizontales distribuidas y δ_i las deflexiones horizontales. El valor de T puede ser igual al periodo fundamental aproximado, T_a , que se obtiene por medio de la ecuación

$$T_a = C_t T^\alpha$$

Ecuación 71

Donde C_t y α tienen los valores dados en la tabla A.4.2-1 de la norma. Figura 33

Tabla A.4.2-1
Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
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 α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Tabla 15 Valores de C_t fuente (NSR, 2010)

Alternativamente para edificaciones de menos de 12 pisos con alturas de piso menores de 3 metros y con sistema de pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado, el periodo de vibración aproximado T_a , en segundos, se puede obtener de la ecuación

$$T_a = 0.1N$$

Ecuación 72

Siendo N el número de pisos.

Este valor es un estimativo inicial del periodo estructural, el cual al ser dimensionada la estructura debe calcularse con su valor ajustado mediante la ecuación A.4.2-1 y no debe exceder del 10%. En caso contrario debe repetirse el proceso de análisis.

✓ *Movimiento sísmico de diseño.*

El valor de S_a debe calcularse de acuerdo a lo establecido en el paso 2 de esta metodología, de acuerdo al espectro elástico de diseño propuesto por la norma.

✓ *Cortante sísmico en la base.*

Este es equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por el movimiento sísmico de diseño. Se obtiene por medio de la siguiente ecuación,

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

Ecuación 73

En donde:

- S_a es el valor de la aceleración expresado como fracción de la gravedad de acuerdo al espectro de diseño definido para el periodo T de la edificación.
- M es la masa total de la edificación, y
- g es la aceleración debida a la gravedad.

De acuerdo al numeral A.4.3.1 de la norma.

- Distribución de la fuerza sísmica en la altura.

La fuerza sísmica horizontal F_x , en cualquier nivel x , de acuerdo al numeral A.4.3.2. se debe determinar con base en las siguientes ecuaciones

$$F_x = C_{vx} \cdot V_s$$

Ecuación 74

$$C_{vx} = \frac{m_x \cdot \Delta_x^k}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i^k}$$

Ecuación 75

Donde k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de la edificación, así:

Para $T \leq 0.5$ segundos, $k=1.0$

Para entre 0.5 y 2.5 segundo, $k=0.75+0.5T$

Para $T > 2.5$ segundos, $k=2.0$

➤ *Paso 6.- Análisis de la estructura.*

Para este paso fue necesario hacer un modelo matemático linealmente elástico apropiado de la estructura al cual se le aplicaron los movimientos sísmicos de diseño, tal como se define en el capítulo A.3 de la NSR-10. Este análisis tuvo en cuenta los siguientes aspectos:

- Condiciones de apoyo
- El efecto de diafragma flexible o rígido de los entrepisos en la distribución del cortante sísmico.
- Efectos torsionales.
- Los efectos de la dirección de aplicación de las fuerzas.
- Las variaciones de las fuerzas axiales de los elementos verticales de resistencia sísmica causadas por los momentos de vuelco.

El modelo matemático incluyendo todas las solicitaciones y pre dimensiones se montó en el programa de cálculo estructural ETABS.

Todas las solicitaciones fueron debidamente mayoradas y afectadas por el coeficiente de disipación de energía, R, para obtener las fuerzas mayoradas de diseño.

➤ *Paso 7.- Desplazamientos horizontales.*

Se realizó la evaluación de los desplazamientos horizontales y los efectos torsionales de la estructura, así como las derivas (desplazamientos relativos entre niveles contiguos), de acuerdo a lo estipulado en el capítulo A.6, con base en los desplazamientos obtenidos en el paso anterior. Estos desplazamientos incluyeron los desplazamientos horizontales en el centro de la masa del piso (A.6.2.1), los desplazamientos horizontales causados por efectos torsionales (A.6.2.2), los efectos P-delta (A.6.2.3), y los desplazamientos horizontales totales (A.6.2.4). Con base en estos desplazamientos se determinó la Deriva Máxima de cada piso y del edificio completo analizando todos los ejes de la estructura.

➤ *Paso 8.- Verificación de derivas.*

Este paso consistió en comprobar que las derivas obtenidas no excedieran los límites dados en el capítulo A.6. de acuerdo a la tabla A.6.4-1 cuyos valores están expresados como un porcentaje de la altura de piso h_{pi} . Figura 34

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% ($\Delta_{max}^i \leq 0.010 h_{pi}$)
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% ($\Delta_{max}^i \leq 0.005 h_{pi}$)

Tabla 16 Cálculo de derivas fuente (NSR, 2010)

Cuando estos valores se excedieron se procedió a rigidizar más la estructura aumentando secciones en los elementos de resistencia sísmica o adicionando pantallas o muros de corte, hasta ajustar los valores óptimos, es decir, tratando de que estos valores se aproximaran lo mayor posible a las derivas máximas permitidas de acuerdo a la tabla. Para este caso se tomó el 1% ($\Delta_{max}^i \leq 0.010 h_{pi}$).

➤ *Paso 9.- Diseño de los elementos estructurales.*

Se determinaron las fuerzas internas de diseño de cada combinación de carga, incluyendo las cargas axiales, momentos flectores, fuerzas cortantes y de torsión. Con estos valores se procedió a diseñar los elementos estructurales utilizando los requisitos del material estructural para el grado de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico apropiado.

Para el diseño de los elementos se utilizaron los valores más desfavorables obtenidos de las combinaciones de carga. Tanto las secciones de los elementos como las cuantías de refuerzo se trataron de optimizar con una exhaustiva evaluación de cada uno de ellos.

➤ *Paso 10.- Cimentación.*

El cálculo de la cimentación de la edificación dependerá de la capacidad portante del suelo y sus demás características geo mecánicas. En este proyecto no se tiene en cuenta, dado que el cálculo de las cimentaciones, varía significativamente de una edificación a otra y no sirve como punto de referencia.

➤ *Paso 11.- Diseño de los elementos no estructurales.*

El código de construcciones sísmo resistentes de Colombia, en su nueva versión NSR-10, incluyó como requisito de construcción el diseño de elementos no estructurales, tales como ventanearía, fachadas, elementos colgantes, antepechos, entre otros.

4. ANÁLISIS COMPARATIVO DE EDIFICACIONES TIPO MEDIANTE LA EVALUACIÓN DE LAS CANTIDADES DE MATERIALES

4.1. DEFINICIÓN DE LOS EDIFICIOS TIPO

Los edificios que se diseñaron para llevar a cabo el análisis y comparación de costos fueron de tipo residencial. Tomando este tipo de edificación dado que es el tipo de edificación más usual al momento de diseñar edificaciones en Colombia, y teniendo en cuenta las necesidades de vivienda dentro del país. Para este análisis se plantean 3 tipos de edificación con el fin de identificar la variabilidad de los elementos estructurales, tanto en el diseño mediante el método ASD y LRFD para una edificación, como la variabilidad de estos a medida que aumenta la altura, por lo que los edificios son de 5, 8 y 12 pisos de altura, además esta separación entre número de plantas en los edificios es lo suficientemente grande como para poder abarcar un amplio rango de edificaciones y poder obtener parámetros que nos sirvan para la comparación.

Las luces entre columnas se eligieron de tal manera que representen luces típicas que pueden ser encontradas dentro de edificaciones; las luces establecidas son de 5 metros para la dirección Y con un total de 6 vanos, obteniendo una longitud total de la edificación de 30 metros, y en la dirección X luces de 6 metros y 5 vanos obteniendo una longitud igual de 30 metros. Considerando estas un rango razonable para darnos diferencias en el comportamiento estructural de los edificios. Al dar estas luces entre columnas se busca también verificar cómo influye el crecimiento de las mismas en el comportamiento global de la estructura y cómo en el costo del edificio.

Por otra parte, cada edificación fue diseñada suponiendo losas nervadas armadas en la dirección X, la luz más larga; en la dirección Y, la cual es la dirección más corta, y finalmente una losa maciza armada en las dos direcciones.

Cuadro de alturas	
5	13
8	20,8
12	31,2

Tabla 17 Alturas de las edificaciones fuente Autor

El cuadro anterior muestra la altura de lo de cada edificio que será diseñado en hormigón armado, acero y hormigón prefabricado, con altura de entrepiso de 2,60 metros.

4.1.1. EDIFICIO TIPO 1

Consta de luces entre columnas de 5 y 6 metros en alturas de 5, 8 y 12 pisos, armado con losa nervada en la dirección larga o dirección X, con 6 vanos en la dirección corta (Y) donde sus luces son de 5 metros, y 5 vanos en la dirección larga (X), donde sus luces son de 6 metros.

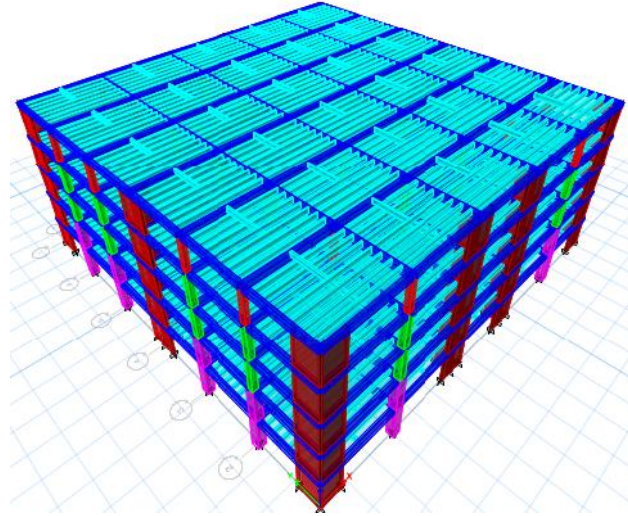


Figura 21 Esquema edificio de 5 niveles armado en la dirección larga fuente Autor

4.1.2. EDIFICIO TIPO 2

Consta de luces entre columnas de 5 y 6 metros en alturas de 5, 8 y 12 pisos, armado con losa nervada en la dirección corta o dirección Y, con 6 vanos en la dirección corta (Y) donde sus luces son de 5 metros, y 5 vanos en la dirección larga (X), donde sus luces son de 6 metros.

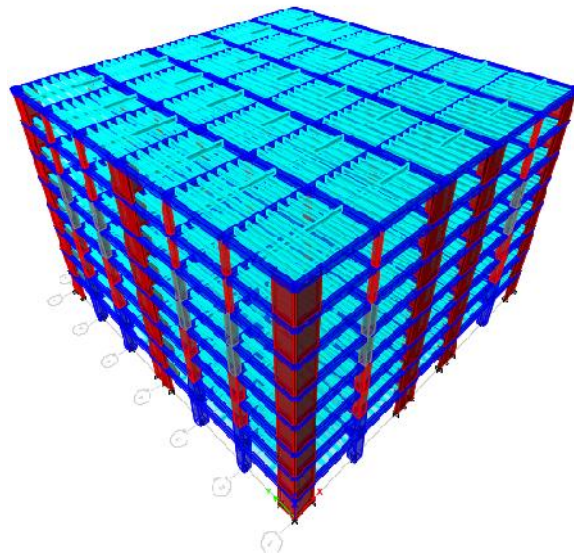


Figura 22 Esquema edificio de 8 niveles en armado en dirección corta Fuente Autor

4.1.3. EDIFICIO TIPO 3

Consta de luces entre columnas de 5 y 6 metros en alturas de 5, 8 y 12 pisos, armado con losa maciza, con 6 vanos en la dirección corta (Y) donde sus luces son de 5 metros, y 5 vanos en la dirección larga (X), donde sus luces son de 6 metros.

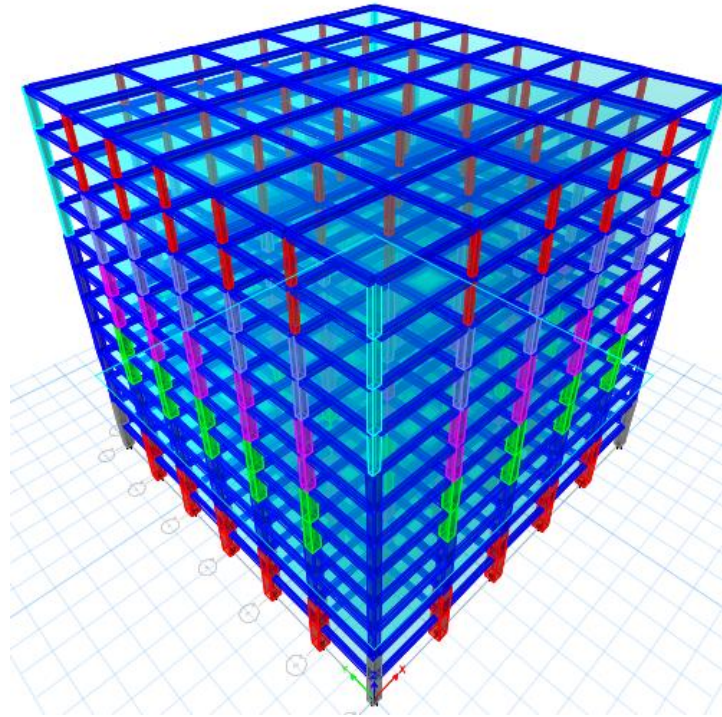


Figura 23 Esquema edificio de 12 niveles armado con losa maciza fuente Autor

4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL

4.2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Existen varias metodologías para el pre dimensionamiento de columnas, sin embargo, para este proyecto se utilizó la recomendada por (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 1999). Por otra parte los elementos de vigas y viguetas dependen de las restricciones establecidas por la norma NSR-10, como se explicó en las tablas C.9.5. (a) y C.9.5. (b), que obedecen a la figura 19 y 18

Para vigas, el pre dimensionamiento se realizó siguiendo las recomendaciones mínimas planteadas en la tabla C.9_5 (a) de la NSR-10, para vigas y losas, según la condición de apoyo del elemento a dimensionar. Además se debe considerar que la base mínima de la viga b_w , debe ser mayor o igual a 20 cm para vigas con capacidad moderada de disipación de energía DMO y 0,25 cm o 0,3h (el menor de los dos), si se tratase de capacidad especial de disipación de energía DES, de acuerdo a lo planteado en el título C.21 de la NSR-10.

Para columnas de acuerdo a (Segura Franco, Estructuras de Concreto I, 1999). se presentan las siguientes formulas empíricas:

- Columnas interiores, si sus solicitaciones son principalmente axiales: $A_g=18P$, donde A_g es la sección en centímetros de la columna y P la carga axil.
- Para columnas exteriores, cuyas solicitaciones serán combinadas de Axil y de flexión por su comportamiento estructural, se podrán dimensionar de la siguiente manera: $A_g=43P$.

Estas dimensiones a su vez están limitadas por unas dimensiones mínimas establecidas en la NSR-10 de la siguiente manera:

Para estructuras con capacidad moderada de disipación de energía DMO, la dimensión menor de la sección transversal, pasando por el centro geométrico, no debe ser menor de 25 cm y su área no puede ser menor de 625 cm², por otra parte para columnas con capacidad especial de disipación de energía DES, la dimensión menor no podrá ser menor de 30 cm y su área será como mínimo de 900 cm².

Finalmente para las losas macizas se utiliza la tabla C.9.5. (b) de la NSR -10 y para las losas nervadas, cuya sección es rectangular, se debe tener en cuenta las siguientes exigencias definidas en la NSR-10 en su capítulo C.8.13:

- El ancho de las nervaduras no debe ser inferior a 10 cm.
- La altura de las nervaduras no debe ser superior a 5 veces su ancho.
- La separación de centro a centro de los nervios, no debe ser superior a 2,5 veces el espesor total de la losa (altura de las viguetas más losas superior e inferior) y nunca mayor a 1,20 metros.
- Deben colocarse viguetas transversales de repartición con separación libre no mayores a 10 veces el espesor total y nunca mayor a 1,5 metros.

El pre dimensionamiento de la estructura se hizo mediante una hoja de Microsoft Excel, la cual se puede observar en los anexos, en el anexo 3.

4.2.2. ANÁLISIS DE CARGA

El sistema estructural de un edificio debe ser diseñado para resistir fundamentalmente dos tipos de cargas: cargas de gravedad y cargas laterales.

Las cargas de gravedad incluyen el peso propio de la estructura y las cargas de uso o lo que ésta contendrá, mientras que las cargas laterales son resultado de la acción de fuerzas externas de carácter natural, las cuales no son persistentes como las cargas sísmicas y de viento. Cada uno de estos tipos de cargas requiere de un tipo especial de análisis en el diseño. Las cargas que se analizaron a continuación son las cargas que fueron usadas para realizar el modelamiento y los cálculos de la presente investigación.

➤ *CARGAS MUERTAS*

Las cargas muertas consisten en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio, incluyendo pero no limitado a, peso propio de la estructura, paredes, pisos, techos, escaleras, tabiques incorporados, acabados, revestimientos, otros elementos arquitectónicos y estructurales, y equipos fijos de servicio.

✓ *PESO DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCCIÓN*

En el análisis de las cargas muertas para el diseño referente al peso de los materiales y las construcciones se utilizaron los valores determinados por la autoridad competente, en caso de ausencia de información definitiva.

✓ *PESO DE LOS EQUIPOS DE SERVICIO FIJOS*

Deben ser incluidos para propósito de diseño el peso de equipo de servicio, pilas de las tuberías y canalizaciones verticales, los alimentadores eléctricos, calefacción, ventilación y sistemas de aire acondicionado.

➤ *CARGAS VIVAS*

Dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación, y están conformadas por los pesos de las personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

➤ *Hipótesis:*

Los edificios serán utilizados para vivienda y se utilizarán particiones de mampostería en el interior de los departamentos y en el exterior. Todas las cargas se evalúan de acuerdo al título B de la NSR-10

Avaluo de Cargas		
Viva		
Cuartos y corredores =	1,8	Kn/ m ²
Muerta		
Fachada y particiones de mamposteria	3	Kn/ m ²
Afinado de piso	1,6	Kn/ m ²
loseta y torta	1,8	Kn/ m ²
vigas	0,5	Kn/ m ²
viguetas	1,2	Kn/ m ²
TOTAL =	8,1	Kn/ m²
Cubierta	0,15	Kn/ m ²
Total cubierta =	5,45	Kn/ m ²
Cargas a Aplicar		
Muerta pisos	5,2	Kn/ m ²
Viva	1,8	Kn/ m ²
Muerta cubierta	0,75	Kn/ m ²

Tabla 18 Cuadro de cargas fuente Autor

4.2.3. DETERMINACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA

Según la descripción de la estructura esta se asume ubicada en la ciudad de Ibagué, por lo tanto de acuerdo con los mapas de zonificación sísmica y como se describió anteriormente y de acuerdo a los mapas del capítulo A2 de la norma NSR-10, esta se encuentra en amenaza intermedia, con un A_a de 0,20 y A_v de 0,20.

4.2.4. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO

Para la determinación del espectro de diseño es necesario definir la estructura en su perfil de suelo, coeficiente de sitio, grupo de uso y coeficiente de importancia, así como el periodo fundamental de la estructura T y los valores F_a y F_v , procedimiento descrito anteriormente y efectuado mediante Microsoft Excel y se presenta en los anexos 4.

Adicional a esto la NSR-10 en su capítulo A.4.2.3, especifica que después de haber definido la estructura de la edificación, se debe calcular el valor ajustado del periodo fundamental T mediante un análisis modal o mediante el método de Rayleigh el cual mediante el principio de conservación de energía plantea la siguiente ecuación para determinar el periodo fundamental de la estructura (T)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}}$$

Ecuación 76

Donde:

m_i : es la parte de la masa total de la edificación M que está ubicada en el nivel i de la edificación en toneladas.

δ_i : es el desplazamiento horizontal respecto a la basa de la estructura del nivel i en metros

f_i : es la fuerza sísmica horizontal en el nivel i que genera los desplazamientos en KN

i : nivel de piso.

Aclara además, que si el valor de T o periodo fundamental inicial de la estructura varía respecto al obtenido por la metodología anterior en más del 10% el procedimiento se debe repetir hasta que los dos resultados converjan.

Edificio	Periodo Aprox	Aceleracion
5 Pisos	0,473	0,6
8 Pisos	0,722	0,55
12 Pisos	1,04	0,37

Tabla 19 Periodos y aceleraciones de las edificaciones calculadas. Fuente Autor

4.2.5. DEFINICIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

El sistema estructural a usado en este proyecto se definió dentro de los parámetro establecidos en el capítulo A.3.2 del NSR-10, y se consideró sistema de pórtico; con concreto reforzado como material estructural.

Para este sistema estructural, definido que es de pórticos resistentes de momentos, compuesto por concreto reforzado, que se ubica en una zona de amenaza sísmica intermedia, el NSR-10 exige como mínimo capacidad moderada de disipación de energía DMO, por lo que se definió un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico de R_o de 5 según lo establecido en la tabla A3-3 del NSR-10.

4.2.6. IRREGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA

El grado de irregularidad de la estructura se define según los parámetros establecidos en las tablas A.3-6 y A.3-7 del NSR-10, que para este caso se asumió como una estructura totalmente regular y de redundancia optima en el sistema de resistencia por lo que los valores se asumirán de uno para todos los coeficientes.

ϕ_a = irregularidad en altura = 1

ϕ_p = irregularidad en planta = 1

ϕ_r = ausencia de redundancia = 1

R_o = coeficiente de disipación de energía hallado en la tabla A.3-3. Para este caso igual a 5.0.

$R = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_o = 5.0$

4.2.7. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS.

El valor de aceleración espectral de diseño S_a , que corresponde a las estructuras objeto de análisis está plasmado en la figura 29, aunque el procedimiento esta descrito anteriormente y dado que el análisis se realizó con un software de análisis y diseño de estructuras ETABS, el cual realizó este análisis para cada edificación modelada, no se explica el procedimiento de cada edificación.

Los valores correspondientes a la fuerza sísmica se aplican en el centro de masa de cada nivel y su sumatoria debe ser igual al valor de la fuerza total del cortante basal.

Debido a que existe una incertidumbre respecto a los centros de masa y de rigidez de cada nivel la NSR-10 plantea la necesidad de considerar una torsión accidental resultante de suponer un desplazamiento del centro de masa de cada nivel hacia cualquiera de los dos lados de un 5% de la dimensión estructural en el nivel de aplicación de la fuerza.

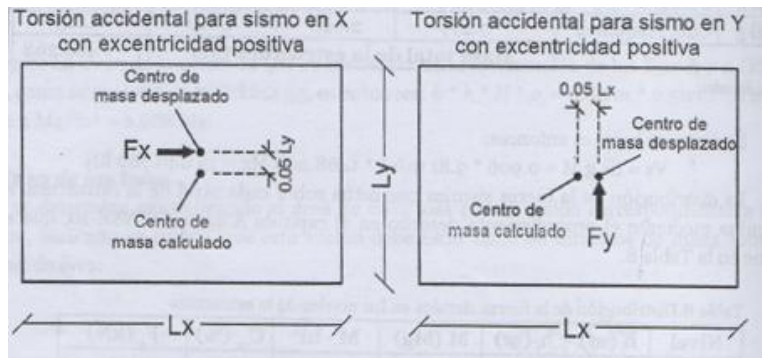


Figura 24 Imágenes torsión accidental fuente (Naranjo Torres, 2011)

4.2.8. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

Para la realización del análisis sísmico de la estructura se utilizó el software ETABS. Estos se anexan como archivos magnéticos en el CD de anexos.

Luego de realizar el análisis sísmico de la edificación, se determinaron los desplazamientos máximos en cada nivel de las columnas más alejadas del centro de masa, que sirven para realizar la verificación de las derivas en el siguiente paso.

4.2.9. VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS

La NSR-10 señala la necesidad de controlar los desplazamientos horizontales, con el objeto principal de disminuir el daño en elementos no estructurales o elementos estructurales que no hagan parte del sistema de resistencia sísmica. Por lo tanto, establece unos desplazamientos horizontales máximos, expresados como un porcentaje de la altura de cada piso. A estos desplazamientos relativos de cada piso se les denomina deriva de piso.

La definición de la deriva de piso establecida en la NSR-10 es: "la diferencia entre los desplazamientos horizontales de dos niveles consecutivos entre los cuales está comprendido el piso".

En el capítulo A.6 de la NSR-10, se especifican las derivas máximas permisibles para estructuras de concreto reforzado. En dichas derivas, el valor máximo es del 1% de la altura de cada piso, por lo cual para este caso serán de 2,6 cm.

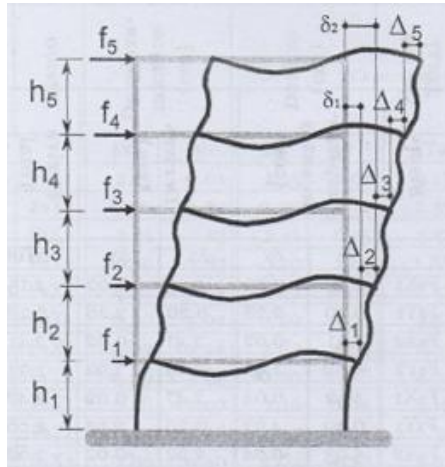


Figura 25 Esquema de derivas fuente (Naranjo Torres, 2011)

De sobrepasar los valores de la deriva máxima en algún piso, en cualquiera de las direcciones principales de la edificación, será necesario rigidizar la estructura en la dirección en la que esta no cumpla y se debe repetir el análisis hasta obtener valores aceptables. Lo más cercanos al 1% sin superarlos.

Debido a que las estructuras que se analizan son tridimensionales y que existen rotaciones de los diafragmas por causas de efectos torsionales, los desplazamientos provocados por un sismo en unas de las direcciones principales tienen componentes tanto en la dirección de aplicación de la fuerza sísmica, como en la dirección ortogonal a esta. Por lo tanto, es necesario determinar el desplazamiento total de cada nudo de la siguiente manera:

$$\Delta_{tot} = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2}$$

Ecuación 77

Este procedimiento se realiza mediante el software ETABS para cada edificación.

4.2.10. COMBINACIÓN DE LAS DIFERENTES SOLICITACIONES

Al garantizar que las derivas máximas no fueron excedidas, se procedió a diseñar los elementos estructurales. Los elementos estructurales se deben diseñar para la condición más desfavorable que se pueda presentar en una edificación, producto de las diferentes condiciones de carga que se derivan de estudios estadísticos que estiman la probabilidad de ocurrencia de estas y la probabilidad de excedencia de las magnitudes de las mismas, que se pueden presentar en una edificación. Dichos valores, pueden ser consultados en el capítulo B.2.4.2 de la NSR-10

Por otra parte la NSR-10 estipula diferentes combinaciones dependiendo de los métodos de diseño a implementar ya sean ASD o LRFD, teniendo en cuenta que las fuerzas sísmicas que se emplearan en las combinaciones de carga, provienen de un espectro inelástico que es una fracción del espectro elástico que se determinó en capítulos anteriores, el cual se obtiene dividiendo las fuerzas sísmicas en el coeficiente R obtenido anteriormente.

➤ *Combinaciones de Carga para cada método de diseño*

✓ *Combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo o en las verificaciones del estado límite de servicio*

$$D+F$$

$$D+H+F+L+T$$

$$D+H+F+(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$$

$$D+H+F+0,75(L+T)+0,75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$$

$$D+H+F+W$$

$$D+H+F+0,7E$$

$$D+H+F+0,75W+0,75L+0,75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$$

$$D+H+F+0,75(0,7E)+0,75L+0,75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$$

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

$$0,6D+0,7E+H$$

✓ *Combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia*

$$1,4(D+F)$$

$$1,2(D+F+T)+1,6(L+H)+0,5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$$

$$1,2D+1,6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)+(L \text{ ó } 0,8W)$$

$$1,2d+1,6w+1,0l+0,5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$$

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

$$0,9D+1,6W+A,6H$$

$$0,9D+1,0E+1,6H$$

Donde:

D = carga Muerta consistente en:

- peso propio del elemento.

- peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentemente soportados por el elemento, incluyendo muros y particiones divisorias de espacios.
- peso del equipo permanente.

E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E=Fs/R$) que se emplean para diseñar los miembros estructurales.

E_d = fuerza sísmica del umbral de daño.

F = cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

F_a = carga debida a inundación.

F_s = fuerzas sísmicas calculadas de acuerdo con los requisitos del Título A del Reglamento.

G = carga debida al granizo, sin tener en cuenta la contribución del empozamiento.

L = cargas vivas debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo cargas debidas a objetos móviles, particiones que se pueden cambiar de sitio. L incluye cualquier reducción que se permita. Si se toma en cuenta la resistencia a cargas de impacto este efecto debe tenerse en cuenta en la carga viva L .

L_e = carga de empozamiento de agua.

L_r = carga viva sobre la cubierta.

L_o = carga viva sin reducir, en kN/m

H = cargas debidas al empuje lateral del suelo, de agua freática o de materiales almacenados con restricción horizontal.

R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.

R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica ($R=\phi_a \phi_p \phi_r R_0$) Véase el Capítulo A.3.

T= fuerzas y efectos causados por efectos acumulados de variación de temperatura, retracción de fraguado, flujo plástico, cambios de humedad, asentamiento diferencial o combinación de varios de estos efectos.

W= carga de Viento.

4.2.11. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tanto las columnas como las vigas se deben diseñar para las condiciones más críticas de cada sollicitación a la que se vean expuestas, por la totalidad de las combinaciones de carga. Para el caso de las vigas, estas condiciones se pueden determinar con la envolvente de todas las combinaciones de carga. Para el caso de las columnas, el diseño final obedece al más conservador obtenido después de haberlo realizado para todas y cada una de las combinaciones de carga. No es adecuado diseñar para una envolvente de cargas dado que el axil máximo, no obedecerá a la misma combinación del momento máximo, si no que este tendrá un momento producido por la combinación propia del axil máximo, por lo que se deben analizar los diferentes casos de combinaciones y sus sollicitaciones producidas, diseñando para el más crítico.

Los diseños de cada uno de los elementos de los diferentes edificios modelados y analizados en este proyecto, se realizaron de acuerdo a las metodologías descritas anteriormente ASD y LRFD para sus respectivas combinaciones; estos diseños se realizaron con hojas de cálculo desarrolladas en Microsoft Excel, para agilizar el proceso y se presentan en el anexo 5.

Los materiales utilizados para el análisis y diseño de los elementos se unificaron con el fin de poder así realizar un análisis comparativo coherente, para el concreto de los elementos estructurales se establecieron valores de resistencia de 24,5 y 28 mega pascuales, los cuales son los más comunes al momento de diseñar y construir edificaciones en Colombia. El acero de refuerzo por su parte esta estandarizado por la norma y solo se permiten aceros A36, el cual posee una resistencia de 60.000 psi o 420 Mpa.

CAPITULO 5

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5. ANÁLISIS COMPARATIVO

El análisis y diseño estructural de un edificio tiene gran importancia a la hora de plantear un proyecto. Sin embargo, tiene igual importancia el factor económico, ya que de este depende en gran medida la viabilidad del proyecto, por lo que es necesario definir los costos de tal manera que la solución estructural escogida sea la más eficiente.

Dentro del análisis económico para estructuras existen dos grandes aspectos a tomarse en cuenta:

- Cantidades de materiales de construcción
- Seguridad estructural

Estos aspectos serán la base para la comparación de las alternativas y la posterior elección del sistema más adecuado.

5.1. CANTIDADES DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Para la realización de un análisis de los costos de producción de cada una de las edificaciones diseñadas por cada uno de los métodos (ASD y LRFD), es posible realizarse mediante dos maneras: la primera de ellas, con un análisis de los presupuestos finales de cada edificación y la segunda, es realizar un análisis comparativo de cantidades de cada edificación, dado que los materiales designados para todas las edificaciones se plantearon de la misma categoría, variando las dimensiones y el armado de cada elemento.

5.1.1. COMPARATIVO DE VOLÚMENES

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
TOTAL CONCRETO COLUMNAS (28 MPA)	M3	101,64
TOTAL CONCRETO MUROS PANTALLA (28 MPA)	M3	62,92
TOTAL CONCRETO VIGAS (28 MPA)	M3	174,50
TOTAL CONCRETO VIGUETAS (28 MPA)	M3	211,26
TOTAL CONCRETO RIOSTRAS (28 MPA)	M3	20,43
TOTAL CONCRETO LOSETA (28 MPA)	M3	225,00
TATAL EDIFICIO	M3	795,76

Tabla 20 Cantidades de edificación de 5 pisos tipo 1 Método LRFD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (28 MPA)	M3	81,90
CONCRETO MUROS PANTALLA (28 MPA)	M3	62,92
CONCRETO VIGAS (28 MPA)	M3	264,43
CONCRETO VIGUETAS (28 MPA)	M3	264,05
CONCRETO RIOSTRAS (28 MPA)	M3	26,27
CONCRETO LOSETA (28 MPA)	M3	225,00
TATAL EDIFICIO	M3	924,57

Tabla 21 Cantidades de edificación de 5 pisos tipo 1 Método ASD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
TOTAL CONCRETO COLUMNAS (28 MPA)	M3	94,69
TOTAL CONCRETO MUROS PANTALLA (28 MPA)	M3	63,44
TOTAL CONCRETO VIGAS (28 MPA)	M3	201,70
TOTAL CONCRETO VIGUETAS (28 MPA)	M3	170,02
TOTAL CONCRETO RIOSTRAS (28 MPA)	M3	25,59
TOTAL CONCRETO LOSETA (28 MPA)	M3	225,00
TATAL EDIFICIO	M3	780,45

Tabla 22 Cantidades de edificación de 5 pisos tipo 2 Método LRFD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (28 MPA)	M3	94,82
CONCRETO MUROS PANTALLA (28 MPA)	M3	30,68
CONCRETO VIGAS (28 MPA)	M3	271,48
CONCRETO VIGUETAS (28 MPA)	M3	217,22
CONCRETO RIOSTRAS (28 MPA)	M3	32,94
CONCRETO LOSETA (28 MPA)	M3	225,00
TATAL EDIFICIO	M3	872,14

Tabla 23 Cantidades de edificación de 5 pisos tipo 2 Método ASD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
TOTAL CONCRETO COLUMNAS (24,5 MPA)	M3	2,37
CONCRETO MUROS PANTALLA (24,5MPA)	M3	2,64
CONCRETO VIGAS (24,5 MPA)	M3	2,75
CONCRETO LOSA (24,5 MPA)	M3	2,90
TATAL EDIFICIO	M3	10,65

Tabla 24 Cantidades de edificación de 5 pisos tipo 3 Método LRFD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (28 MPA)	M3	78,99
CONCRETO MUROS PANTALLA (28 MPA)	M3	62,92
CONCRETO VIGAS (28 MPA)	M3	264,93
CONCRETO LOSA (28 MPA)	M3	900,00
TATAL EDIFICIO	M3	1.306,84

Tabla 25 Cantidades de edificación de 5 pisos tipo 3 Método ASD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (24,5 MPA)	M3	180,08
CONCRETO MUROS PANTALLA (24,5 MPA)	M3	97,34
CONCRETO VIGAS (24,5 MPA)	M3	324,72
CONCRETO VIGUETAS (24,5 MPA)	M3	331,74
CONCRETO RIOSTRAS (24,5 MPA)	M3	33,12
CONCRETO LOSETA (24,5 MPA)	M3	360,00
TOTAL EDIFICIO	M3	1.327,01

Tabla 26 Cantidades de edificación de 8 pisos tipo 1 Método LRFD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (28 MPA)	M3	180,08
CONCRETO MUROS PANTALLA (28 MPA)	M3	96,51
CONCRETO VIGAS (28 MPA)	M3	375,42
CONCRETO VIGUETAS (28 MPA)	M3	375,55
CONCRETO RIOSTRAS (28 MPA)	M3	37,36
CONCRETO LOSETA (28 MPA)	M3	360,00
TOTAL EDIFICIO	M3	1.424,92

Tabla 27 Cantidades de edificación de 8 pisos tipo 1 Método ASD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (24,5 MPA)	M3	180,08
CONCRETO MUROS PANTALLA (24,5 MPA)	M3	94,85
CONCRETO VIGUETAS (24,5 MPA)	M3	327,46
CONCRETO VIGUETAS (24,5 MPA)	M3	270,58
CONCRETO RIOSTRAS (24,5 MPA)	M3	40,99
CONCRETO LOSETA (24,5 MPA)	M3	360,00
TATAL EDIFICIO	M3	1.273,95

Tabla 28 Cantidades de edificación de 8 pisos tipo 2 Método LRFD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (28 MPA)	M3	213,62
CONCRETO MUROS PANTALLA (28 MPA)	M3	46,59
CONCRETO VIGAS (28 MPA)	M3	428,30
CONCRETO VIGUETAS (28 MPA)	M3	347,49
CONCRETO RIOSTRAS (28 MPA)	M3	52,70
CONCRETO LOSETA (24,5 MPA)	M3	360,00
TATAL EDIFICIO	M3	1.448,70

Tabla 29 Cantidades de edificación de 8 pisos tipo 2 Método ASD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (24,5 MPA)	M3	225,17
CONCRETO MUROS PANTALLA (24,5MPA)	M3	41,60
CONCRETO VIGAS (24,5 MPA)	M3	332,98
CONCRETO LOSA (24,5 MPA)	M3	1.800,00
TATAL EDIFICIO	M3	2.399,75

Tabla 30 Cantidades de edificación de 8 pisos tipo 3 Método LRFD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (24,5 MPA)	M3	217,20
CONCRETO MUROS PANTALLA (24,5MPA)	M3	33,28
CONCRETO VIGAS (24,5 MPA)	M3	383,94
CONCRETO LOSA (24,5 MPA)	M3	1.440,00
TATAL EDIFICIO	M3	2.074,42

Tabla 31 Cantidades de edificación de 8 pisos tipo 3 Método ASD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (24,5 MPA)	M3	503,30
CONCRETO VIGAS (24,5 MPA)	M3	428,32
CONCRETO VIGUETAS (24,5 MPA)	M3	497,45
CONCRETO RIOSTRAS (24,5 MPA)	M3	49,77
CONCRETO LOSETA (28 MPA)	M3	540,00
TATAL EDIFICIO	M3	2.018,84

Tabla 32 Cantidades de edificación de 12 pisos tipo 1 Método LRFD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (24,5 MPA)	M3	492,14
CONCRETO VIGAS (24,5 MPA)	M3	299,52
CONCRETO VIGUETAS (24,5 MPA)	M3	483,84
CONCRETO RIOSTRAS (24,5 MPA)	M3	11,52
CONCRETO LOSETA (28 MPA)	M3	540,00
TATAL EDIFICIO	M3	1.827,02

Tabla 33 Cantidades de edificación de 12 pisos tipo 1 Método ASD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (24,5 MPA)	M3	465,56
CONCRETO MUROS PANTALLA (24,5 MPA)	M3	39,94
CONCRETO VIGAS (24,5 MPA)	M3	424,72
CONCRETO VIGUETAS (24,5 MPA)	M3	410,28
CONCRETO RIOSTRAS (24,5 MPA)	M3	62,24
CONCRETO LOSETA (28 MPA)	M3	540,00
TATAL EDIFICIO	M3	1.942,74

Tabla 34 Cantidades de edificación de 12 pisos tipo 2 Método LRFD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (24,5 MPA)	M3	465,56
CONCRETO MUROS PANTALLA (24,5 MPA)	M3	39,94
CONCRETO VIGAS (24,5 MPA)	M3	451,08
CONCRETO VIGUETAS (24,5 MPA)	M3	452,76
CONCRETO RIOSTRAS (24,5 MPA)	M3	62,24
CONCRETO LOSETA (28 MPA)	M3	540,00
TATAL EDIFICIO	M3	2.011,58

Tabla 35 Cantidades de edificación de 12 pisos tipo 2 Método ASD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (24,5 MPA)	M3	493,23
CONCRETO VIGAS (24,5 MPA)	M3	429,16
CONCRETO LOSETA (28 MPA)	M3	2.160,00
TATAL EDIFICIO	M3	3.082,40

Tabla 36 Cantidades de edificación de 12 pisos tipo 3 Método LRFD Fuente Autor

TOTALES		
ITEM	UN	MEDIDAS
CONCRETO COLUMNAS (24,5 MPA)	M3	471,50
CONCRETO VIGAS (24,5 MPA)	M3	429,16
CONCRETO LOSETA (28 MPA)	M3	1.928,88
TATAL EDIFICIO	M3	2.829,54

Tabla 37 Cantidades de edificación de 12 pisos tipo 3 Método ASD Fuente Autor

De este análisis de cantidades se puede realizar un primer análisis comparativo de los volúmenes totales de cada edificación, referente a cada uno de los métodos.

El primero que se presenta es el de los edificios de 5 niveles, armados en la dirección corta, la dirección larga y el armado en dos direcciones mediante la utilización de una losa maciza. En la figura 61 se observan tres columnas donde se presentan las cantidades de concreto para cada método y la diferencia entre ellas.

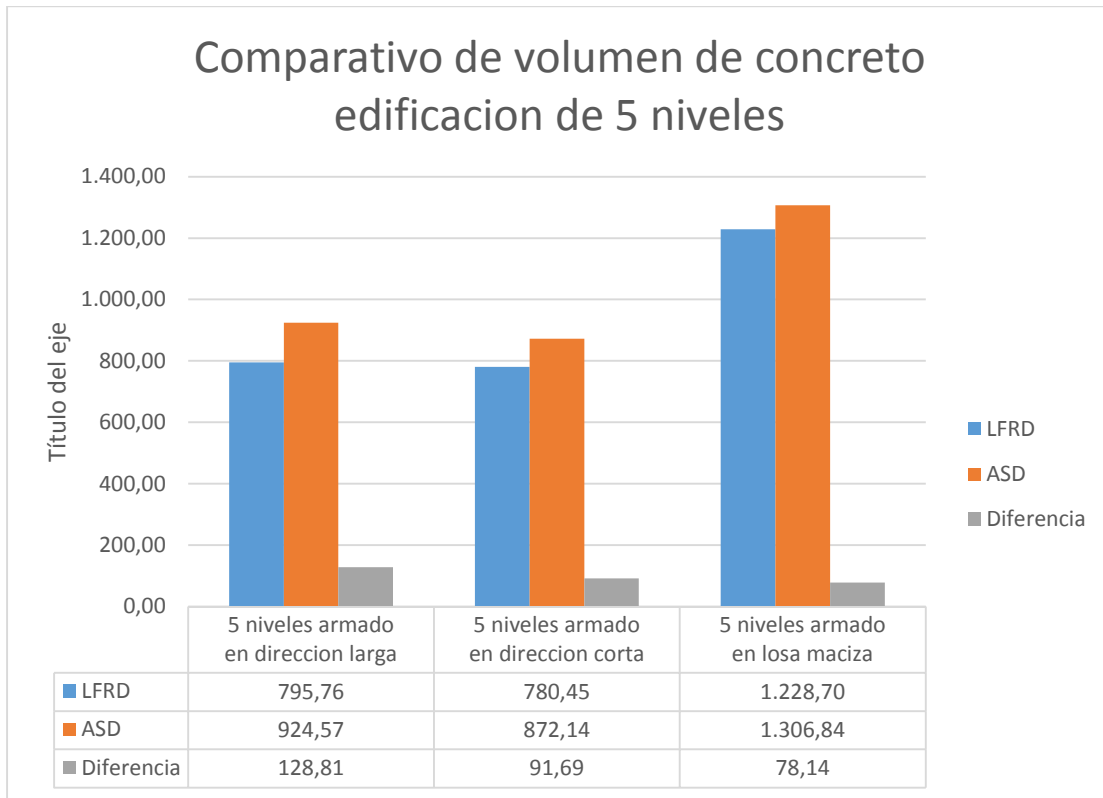


Figura 26 Comparativo de volúmenes de concreto edificio de 5 niveles Fuente Autor

En esta gráfica se observa que las estructuras de concreto diseñadas mediante la metodología de los factores de carga y de resistencia LFRD requieren un menor volumen de concreto; así mismo se observa que la metodología o armado más favorable es el de losas nervadas armadas en la dirección corta, lo cual es lógico desde el punto de vista de que las cargas por peso propio de la

edificación son menores y que la distribución de cargas y los esfuerzos que estas generen en los elementos son más fácilmente distribuibles en la dirección corta,

Adicionalmente se observa una tendencia a reducir la diferencia en volúmenes de concreto a medida que la longitud desde los puntos de aplicación de la carga hasta los elementos de transmisión de cargas sea menor, es decir que en las edificaciones diseñadas en una sola dirección y con el sentido más largo, presentan mayor diferencia en el volumen total de concreto, que la estructura armada en dos direcciones con losa maciza.

Del mismo modo, analizando las edificaciones de 8 niveles se obtiene la siguiente gráfica:

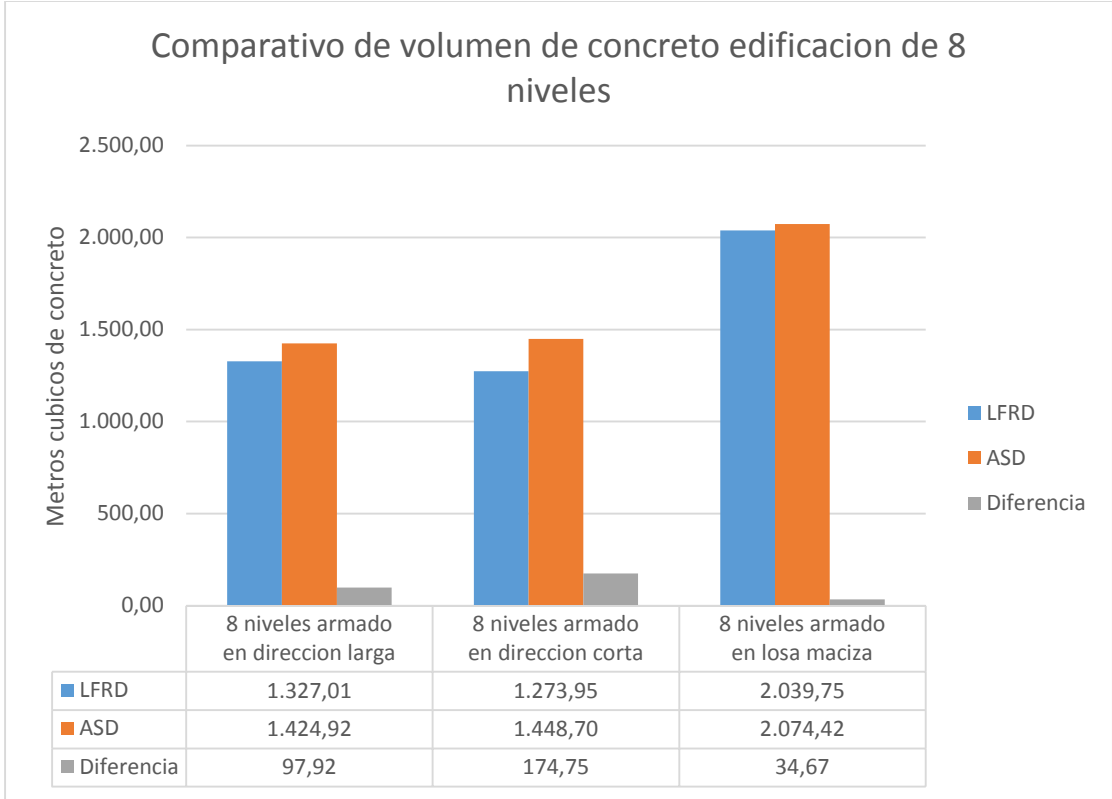


Figura 27 Comparativo Volumen de concreto edificación de 8 Niveles Fuente Autor

En esta gráfica se observa que la tendencia continúa en relación a la edificación anterior; las edificaciones armadas en una sola dirección y en la dirección más corta, aunque en este la diferencia de volúmenes de concreto pasa a ser mucho menor que en el edificio de 5 niveles y del orden del 7%, a diferencia que en el esquema anterior donde alcanzaba un 14%. Por otra parte la edificación armada en la dirección más corta, mantiene su comportamiento de volúmenes de concreto con una diferencia promedio del 12%, tanto para edificios de 5 niveles como para el de 8 niveles.

Adicionalmente se observa que la edificación que menor diferencia da respecto a los dos métodos es la de losa maciza armada en las 2 direcciones donde la diferencia se reduce a tan solo un 2%, esto al parecer es reflejo de los modos de vibración, o comportamientos sísmicos que

pueda llegar a tener la estructura, la cual al momento de diseñar es referenciada básicamente por las cargas sísmicas que para ambas edificaciones (ASD y LFRD) son iguales.

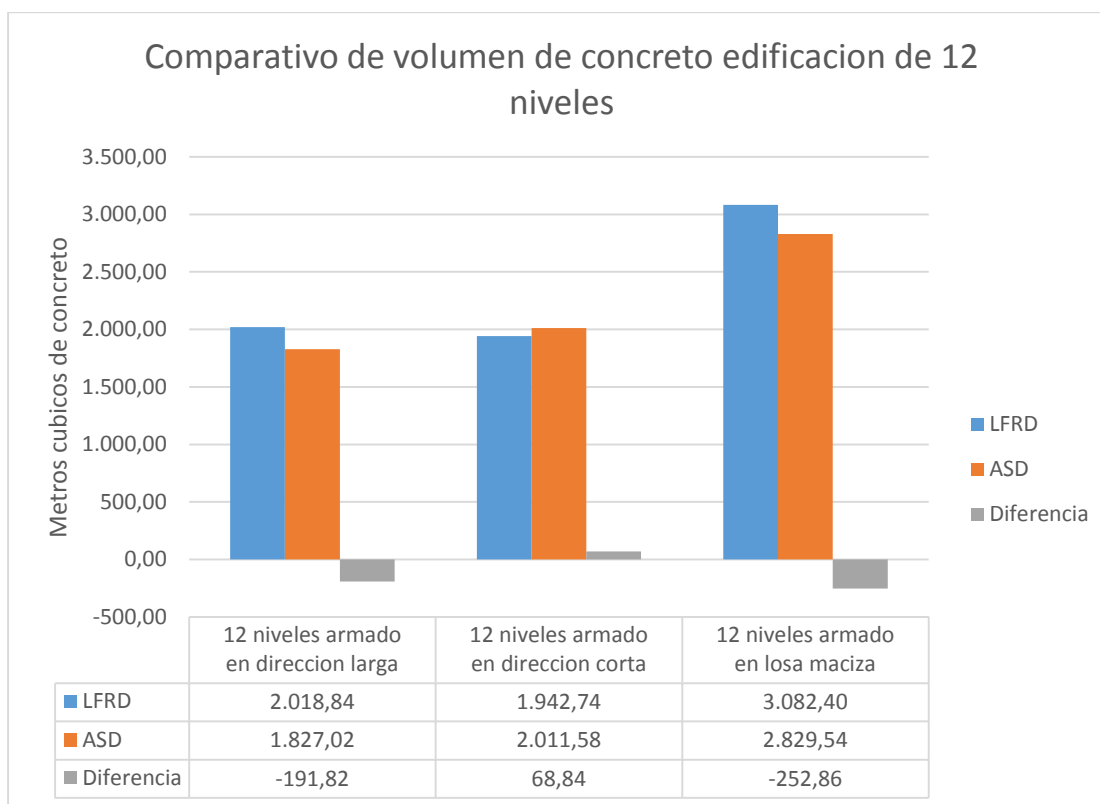


Figura 28 Comparativo de volúmenes de concreto edificación de 12 niveles. Fuente Autor

Finalmente llegamos a las edificaciones de 12 niveles las cuales presentan una variabilidad muy dispareja, por lo que no se consideran como coherentes los datos al momento de un comparativo cuantitativo, esto haciéndose un análisis más detallado de los modelos se debe al efecto de no lograr definir un rango de derivas, por lo que los volúmenes de concreto están directamente relacionados con los efectos sísmicos, para otorgar rigidez a la estructura, por lo cual la variabilidad de estos volúmenes en estructuras de gran altura, están más relacionadas con los efectos sísmicos, que con los casos de carga y resistencias otorgadas a los materiales, los cuales influirán al momento de definir los aceros de refuerzo de elementos verticales.

5.1.2. ANÁLISIS DE CANTIDADES DE ACERO

Adicional a estos comparativos de volúmenes de concreto que se logró establecer que están es referenciados con parámetros sísmicos, mas no de combinaciones de cargas gravitatorias o de uso, ni de las resistencias permitidas al momento de un diseño, por lo cual es necesario realizar un análisis de los aceros de refuerzo de los elementos que componen la estructura.

Estos análisis se realizaron de la siguiente manera: en primera medida se analizaron los elementos horizontales, los cuales están directamente relacionados con los materiales de diseño, y son los elementos para los cuales aplican las metodologías de diseño, por otra parte los elementos

verticales como columnas y pantallas, tienen metodologías diferentes de diseño que inician de un proceso de interacción axil - momento.

➤ *Cantidades de elementos horizontales*

El diseño de los aceros de refuerzo obedece a muchas variables, dentro de las cuales están las limitaciones y especificaciones técnicas de la norma, tales como la ubicación de traslapes, diámetros mínimos y demás requerimientos que intervienen directamente en la escogencia del refuerzo y su distribución real en los elementos, razón por la cual se podría perder la referencia real de lo que son los aceros solicitados por los métodos de cálculo (ASD y LRFD).

Por este motivo se plantea una metodología que compare las áreas de refuerzo reales de cada metodología, para lo cual se plantea realizar el siguiente análisis:

Determinar las áreas de acero obtenidas en los puntos de momentos máximos de los elementos, ya sean aceros superiores o inferiores, expresándolas en función de A_s , o área de acero, la cual es la referencia real de cada método, y a partir de las cuales se procederían a armar los distintos elementos, logrando así un comparativo más exacto de las dos metodologías mencionadas.

Para realizar este análisis con cierta agilidad sin sacrificar su confiabilidad se debe determinar una muestra de elementos a analizar mediante la fórmula

$$n = \frac{N * Z^2 * p * 1 - p}{n - 1 * e^2 + Z^2 * p * 1 - p}$$

Ecuación 78

Donde:

n = el tamaño de la muestra que queremos calcular

N = tamaño del universo

Z = es la desviación del valor medio que aceptamos para lograr el nivel de confianza deseado. en función del nivel de confianza que busquemos,

Nivel de confianza 90% -> $Z=1,645$

Nivel de confianza 95% -> $Z=1,96$

Nivel de confianza 99% -> $Z=2,575$

e = es el margen de error máximo admitido

p = es la proporción que esperamos encontrar.

Por lo que para el edificio, si sabemos que el total de elementos a diseñar es de 355, y adoptando un error de 10% con un nivel de confiabilidad de 95%, tendremos una muestra de 76 elementos diseñados que analizar. Los cuales se escogen de la siguiente manera.

VIGAS A ANALIZAR				
Piso	Viga tipo	elementos	Vigas	total
1	v 2-3-5-6	5	4	20
2	v 1-7	5	2	10
2	V 4	5	1	5
3	v 4	5	1	5
4	A-F	6	2	12
4	B-E	6	2	12
5	C-D	6	2	12
Total				76

Tabla 38 Vigas a analizar edificio 5 niveles Fuente Autor

De la primera comparación realizada referida a la edificación de 5 niveles, y teniendo en cuenta la descripción estadística anteriormente nombrada, se obtiene un listado de áreas de acero A_s requeridas por momentos máximos positivos y momentos máximos negativos, como se aprecia en la siguiente figura.

vigas 2-3-5-6



Figura 29 Armado de una viga y distribución de A_s Fuente Autor

Los cuales darían para este caso la siguiente distribución

5 PISOS											
DIRECCION X											
PISO 1											
v-2-3-5-6											
As superior	9	7,72	6,95	6,98	7,07	7,07	6,98	6,95	7,72	9	75,44
As inferior		5,52		4,3		4,43		4,3		5,52	24,07
TOTAL											99,51

Tabla 39 cantidades totales para una viga del edificio de 5 niveles

Procedimiento que se realiza con todas las vigas descritas en la figura 64 y que permitieron calcular una tendencia de A_s totales para toda la edificación.

Posterior a realizar el procedimiento descrito se obtienen los siguientes valores totales para las edificaciones, los cuales sirvieron para observar una tendencia de cuánto podría ser el área de acero total de la edificación, ya que para cada una de las 6 edificaciones se tomaron exactamente

los mismos elementos estructurales, los cuales se describieron en la figura 64, y que obedecen a un análisis estadístico que proporciona una confiabilidad del 95% de los resultados obtenidos, lo cual se considera aceptable para una primera etapa de investigación, que es el objetivo de este proyecto.

5 NIVELES							
LRFD				ASD			
	MACIZA	DIRECCION X	DIRECCION Y		MACIZA	DIRECCION X	DIRECCION Y
PISO 1	89	99,51	182,79	PISO 1	188,09	160,13	186,38
PISO 2	214,83	209,52	320,07	PISO 2	456,32	471,88	474
PISO 3	102,7	111,08	196,67	PISO 3	181,4	129,17	179,2
PISO 4	195,2	347,35	231,98	PISO 4	445,4	509,82	443,7
PISO 5	66,2	101	66,6	PISO 5	98,22	156,76	98,22
TOTAL	667,93	868,46	998,11	TOTAL	1369,43	1427,76	1381,5

Tabla 40 Cantidades totales de As para el edificio de 5 niveles. Fuente Autor

En base a estos valores obtenidos de As para cada edificación y cada método de diseño se plantean las gráficas a continuación expuestas, que permitieron determinar una tendencia de comportamiento y realizar el análisis comparativo.

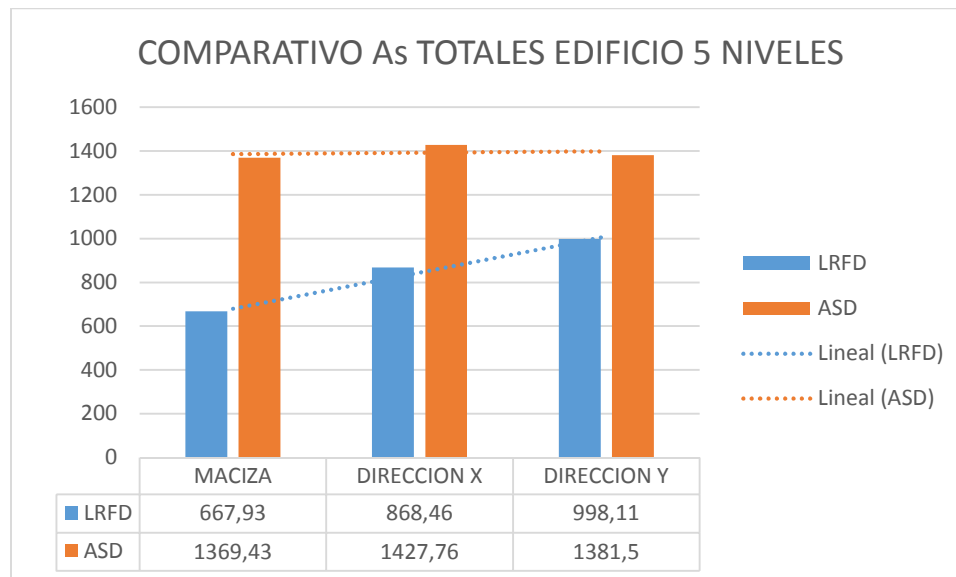


Figura 30 Gráfica comparativa de As para edificios de 5 niveles Fuente Autor

De esta gráfica se establecieron las siguientes conclusiones.

- Las edificaciones diseñadas con el método LRFD presentan una reducción significativa de las cantidades de acero de refuerzo.
- Las edificaciones diseñadas por el método LRFD solicitan una menor cantidad de acero de refuerzo.

- Al diseñar por el método ASD no es relevante la dirección de diseño o de armado de las losas, pues se observa que el valor de A_s es muy similar para las 3 edificaciones.

Por otra parte el edificio de 8 niveles se analizó de la siguiente manera: es un edificio de 568 elementos a diseñar por lo que si mantenemos los valores de error y confiabilidad anteriormente estipulados para el edificio de 5 niveles tendremos que la muestra debe ser de 83 elementos los cuales se distribuyen de la siguiente manera

VIGAS A ANALIZAR				
Piso	Viga tipo	elementos	Vigas	total
1	v 2-3-5-6	5	4	20
2	v 1-7	5	2	10
3	V 4	5	1	5
4	A-F	6	2	12
5	B-E	6	2	12
6	C-D	6	2	12
8	V 4	5	1	5
7	v A-F	6	2	12
Total				88

Tabla 41 Vigas a analizar edificio 8 niveles Fuente Autor

Realizando el mismo procedimiento descrito en las edificaciones de 5 niveles, se aplica el procedimiento de obtención de cantidades de A_s para los 6 edificios de 8 niveles y se obtuvo lo siguiente:

8 NIVELES							
LRFD				ASD			
	MACIZA	DIRECCION X	DIRECCION Y		MACIZA	DIRECCION X	DIRECCION Y
PISO 1	92,34	101,88	172,85	PISO 1	204,68	166,4	269,18
PISO 2	109,05	126,08	136,75	PISO 2	264,09	213,52	255,46
PISO 3	104,54	115,46	192,51	PISO 3	168,58	181,56	281,21
PISO 4	100,44	147,46	116,99	PISO 4	229,1	282,68	159,18
PISO 5	77,76	186,54	104,6	PISO 5	156,04	278,88	144,88
PISO 6	63	169,8	91,8	PISO 6	142,8	252,71	124,4
PISO 7	63	76,22	64,36	PISO 7	92,96	108,64	87,42
PISO 8	52,5	65,92	113,4	PISO 8	87,36	81,93	132,28
TOTAL	662,63	989,36	993,26	TOTAL	1345,61	1566,32	1454,01

Tabla 42 Cantidades totales de A_s para el edificio de 8 niveles. Fuente Autor

Así mismo, en función de estos resultados se plantea una gráfica que permita visualizar, cual es el comportamiento de las estructuras, referente a la solicitud de acero de refuerzo y se obtiene lo siguiente:

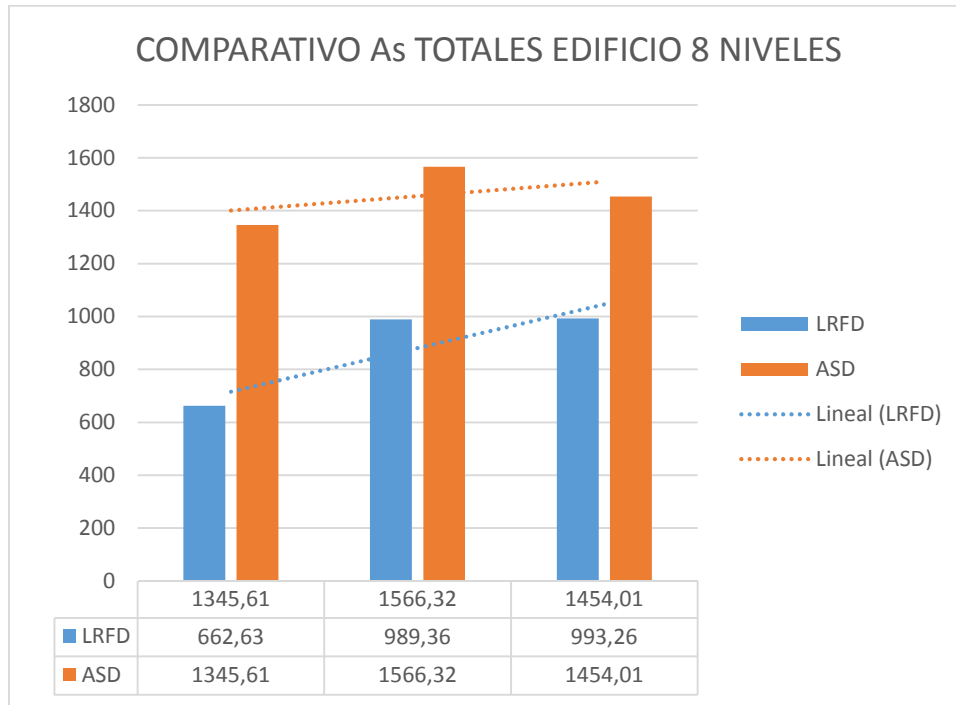


Figura 31 Grafica comparativa de As para edificios de 8 niveles Fuente Autor

A partir de esta grafica se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- La tendencia de solicitud de As, para cada método se mantiene similar a la establecida en las edificaciones de 5 niveles
- Las edificaciones diseñadas mediante la metodología LRFD son claramente más económicas que las edificaciones diseñadas por el método ASD
- Las variaciones de As para el método ASD, al variar la dirección de armado no son muy relevantes.
- La edificación que menor As solicitaría es la diseñada por el método LRFD armada en dos direcciones con losa maciza.

Finalmente en el edificio de 12 niveles se tiene que son 852 elementos por lo que la muestra se debería tomar de 87, pero para poder obtener valores de todos los niveles se opta por tomar un número mayor que generaría una confiabilidad más alta, y queda descrito de la siguiente manera:

VIGAS A ANALIZAR				
Piso	Viga tipo	elementos	Vigas	total
1	v 2-3-5-6	5	4	20
2	v 1-7	5	2	10
3	V 4	5	1	5
4	A-F	6	2	12

5	B-E	6	2	12
6	C-D	6	2	12
7	V 4	5	1	5
8	v 1-7	5	1	5
9	V 4	5	1	5
10	A-F	6	1	6
11	B-E	6	1	6
12	C-D	6	1	6
Total				104

Tabla 43 Vigas a analizar edificio de 12 niveles Fuente Autor

Realizando el procedimiento anteriormente descrito se obtiene entonces las siguientes cantidades.

12 NIVELES							
LRFD				ASD			
0	MACIZA	DIRECCION X	DIRECCION Y	0	MACIZA	DIRECCION X	DIRECCION Y
PISO 1	82,33	67,75	151,67	PISO 1	152,14	120,23	229,38
PISO 2	75,85	57,58	87,77	PISO 2	107,22	89,32	143,86
PISO 3	93,84	94,26	162,05	PISO 3	170,87	151,96	235,88
PISO 4	73,94	92,1	75,44	PISO 4	124,76	145,6	109,2
PISO 5	79,04	157,84	94,31	PISO 5	143,26	255,28	132,71
PISO 6	67,16	139,44	79,64	PISO 6	126,1	230,8	119,04
PISO 7	67,7	76,46	179,28	PISO 7	132,08	132,7	214,32
PISO 8	47,04	45	63,4	PISO 8	81,55	60,54	100,98
PISO 9	54	63,3	54	PISO 9	72	103,96	72
PISO 10	66,2	159,78	80,32	PISO 10	129,58	257,38	122,5
PISO 11	67,2	165,36	83,22	PISO 11	134,56	266,44	125,37
PISO 12	50,92	49,58	92,58	PISO 12	87,16	75,76	131,97
TOTAL	825,22	1168,45	1203,68	TOTAL	1461,28	1889,97	1737,21

Tabla 44 Cantidades totales de As para el edificio de 12 niveles. Fuente Autor

A partir de estas cantidades se obtiene entonces el siguiente grafico comparativo.

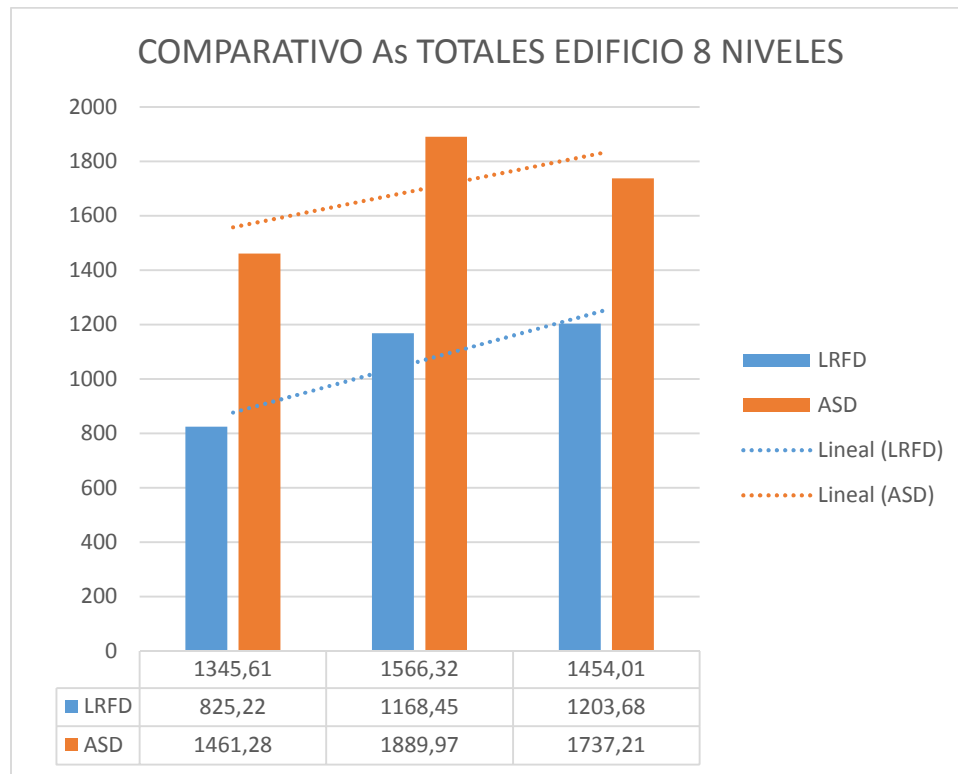


Figura 32 Grafica comparativa de As para edificios de 8 niveles Fuente Autor

De este grafico se obtiene las siguientes conclusiones:

- La edificación que menor As solicitaría es la diseñada por el método LRFD armada en dos direcciones con losa maciza.
- Las edificaciones diseñadas mediante la metodología LRFD son claramente más económicas que las edificaciones diseñadas por el método ASD
- La tendencia de solicitud de As, para cada método se mantiene similar a la establecida en las edificaciones de 5 y 8 niveles
- Las variaciones de As para el método ASD, al variar la dirección de armado, no son muy relevantes.

Los cuadros de cantidades de cada viga, así como los esquemas de As para cada edificación se presentan en el anexo 6 y 7 respectivamente.

➤ *Cantidades de elementos verticales.*

Luego de realizar un proceso de armado de los primeros edificios modelados, se estableció que el armado final de un elemento, está ligado a muchas variables que no pertenecen al método, como espaciamentos mínimos y máximos, variación de diámetro de aceros restringida, así como

longitudes de traslajos, entre otras, que obedecen a criterios normativos de construcción y a la experiencia o preferencias del ingeniero diseñador, por lo cual se planteó una metodología que permitiera analizar los resultados de una manera ágil.

Para el diseño de estos elementos se realizó un análisis de interacción momento – Axil, mediante la herramienta computacional ETABS, el cual muestra que los armados de estos elementos no están definidos por las combinaciones de carga en su mayoría, sino por la limitación de cuantía mínima de 1%, por lo que la mayoría de valores de refuerzo se encuentran en cuantías del orden de 1% a 1,5%. Teniendo en cuenta que al aplicar una configuración de varillas, nunca se obtendrá áreas de acero exactas a las calculadas, así como también habrá limitaciones de traslajos, continuidad de aceros, y demás parámetros de carácter constructivo, por lo que al momento de diseñar se obtienen diagramas de interacción que muestran que ningún punto de los que representan las solicitaciones que producen las distintas combinaciones de carga, está cerca al límite de las gráficas, si no que por el contrario están bastante alejados.

Esto se debe a que las secciones de concreto que se utilizaron son las necesarias para alcanzar los límites de derivas y en ningún momento sobrepasarlas, por lo que las cuantías de estos elementos no brindarían un punto de análisis coherente para la relación comparativa con los métodos de diseño (ASD y LRFD).

Sumado a esto y teniendo en cuenta que al diseñar los elementos no se tendrían en cuenta las hipótesis de diseño, ni las formulaciones explicadas para cada método de diseño, por lo que se optó por diseñar los elementos por aspectos académicos, pero no se plantean al momento de realizar comparaciones, pues podrían inducir a errores de apreciación y distorsionar la hipótesis que se desea desarrollar.

En el anexo 8 se muestran las memorias de diseño y verificación de una columna, donde se evidencia que con cuantías bajas se abarca todos los puntos de la gráfica y queda bastante holgada en relación a su resistencia real, conduciendo así adicionalmente a garantizar que el método cumpliría el de diseño dinámico por resistencia en el cual los primeros elementos en fallar serían las vigas y no las columnas o pantallas.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES

Las conclusiones que se exponen a continuación son producto del análisis de una muestra de edificaciones establecidas por el autor con el fin de reducir las variables de diseño y tener una primera aproximación que permita tener una idea clara de la variabilidad de las estructuras a partir de los distintos métodos de diseño establecidos.

Para estructuras de bajo nivel o menor número de pisos, cercanas a 5 niveles, la tendencia es favorable para la metodología de factores de carga y de resistencia LRFD, obteniendo por este método menores cantidades de acero y de concreto; así mismo se establece que para estas estructuras el diseño de las columnas no estará relacionado con las combinaciones de carga, si no con el comportamiento sísmico o la dinámica estructural de la edificación.

Además, es claramente identificable que en la medida en que las condiciones de uso lo permitan el sistema favorable de armado de los diafragmas de entrepiso es armar en la dirección corta con losas aligeradas, pues este logra una reducción bastante apreciable de las cargas de peso propio de la edificación, además de facilitar la transmisión de las mismas a elementos principales, como vigas perimetrales y elementos verticales.

Finalmente se logró concluir que estas estructuras al encontrarse más cercanas al periodo de vibración del suelo solicitan una mayor rigidez ante la presencia de cargas sísmicas, ocasionando un sobre costo de la edificación, por lo que en regiones que presenten las mismas condiciones de amenaza sísmica que Ibagué, es preferible diseñar estructuras que se alejen de este número de niveles, ya sea a un mayor o menor número de niveles.

Así mismo se logró establecer que para las edificaciones de 8 niveles es necesario realizar aportes a la rigidez lateral como las pantallas de concreto reforzado o muros de corte, pero estos tienen una menor influencia sobre la estructura respecto a la estructura anteriormente mencionada.

Sin embargo la tendencia de menores cantidades u optimización del diseño, armando las losas en la dirección más corta se mantiene constante, lo cual es lógico dado que existe una mayor rigidización de la estructura, lo cual exige menos de los elementos verticales como columnas y pantallas, así como también los elementos horizontales como vigas y viguetas tienen una menor producción de momentos, o menores solicitaciones.

Finalmente, para las edificaciones de 12 niveles los volúmenes de concreto no se encuentran coherentes, pues la definición de secciones de concreto, se relaciona principalmente con eventos sísmicos, mas no de diseño de elementos.

Existe una tendencia clara en los análisis realizados y es el hecho de que los edificios de losas macizas solicitan mayor volumen de concreto, lo cual se justifica en dos motivos, el primero que las losas deben tener un espesor alto referente a las aligeradas lo que ocasiona un aumento de volúmenes de concreto, adicionalmente las masas de las edificaciones aumentan y la rigidez de estos elementos es más alta, ocasionando mayor sollicitación de rigidez para los elementos verticales, rigidez que se obtiene aumentando secciones.

Finalmente se observó que el método LRFD o método de las resistencias, es mucho más económico que el método ASD pues las variaciones de cantidad de acero son significativas.

CAPITULO 7

FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION

- Estudiar la variabilidad de las cantidades y costos estructurales de edificaciones a diferentes niveles de altura, a un mayor detalle, partiendo desde edificaciones más bajas (2 niveles) y alcanzando alturas superiores a las utilizadas (15 niveles).
- Analizar la variabilidad de los costos de las edificaciones en altura, en diferentes regiones de Colombia, para identificar la afectación de los periodos estructurales en concordancia con los espectros de diseño.
- Realizar un análisis comparativo de mayor precisión reduciendo las variables de derivas y deformaciones a un patrón tipo
- Variabilidad del comportamiento sísmico y de costos de edificaciones armadas con diferentes sistemas de losas o diafragmas.

Referencias

- estudiantesmetalografia. (31 de julio de 2012). *Metalografía – Universidad Tecnológica de Pereira*. Obtenido de <http://blog.utp.edu.co/metalografia/2-propiedades-mecanicas-de-los-materiales/>
- Giraldo Bolivar, O. (2003). Fundamentos del Diseño de Estructuras de Hormigón 1. *Apuntes de Clase*. Bogotá, Bogotá D.C., Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Lamus, F., & Andrade, S. (julio de 2015). Flexión en vigas de concreto reforzado: método elastico (ASD). *Apuntes de Clase*. Bogotá, Bogotá D.C., Colombia: Ediciones Unisalle.
- Mc Cormac, j., & Brown , R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. Mexico D.F.: Alfaomega Grupo Editorial S.A.
- Naranjo Torres, C. A. (Agosto de 2011). Notas Universitarias Analisis Estructural Sismico de un Edificio de Cinco Pisos. *Apuntes de Clase*. Ibagué, Tolima, Colombia: Universidad de Ibagué.
- Niño Hernández, J. R. (2010). *Tecnología del Concreto* (Vol. Tomo 1). Bogotá: ASOCRETO.
- Nistal Cordero, Á. f., Retana Maqueda, M. j., & Ruiz Abrio, T. (2012). El Hormigón: Historia, Antecedentes en Obras y Factores Indicativos de su Resistencia. *Revista de ciencia, Tecnología y Medio Ambiente*, 16.
- NSR. (26 de marzo de 2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. *NSR-10*. Bogotá, Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Park, R., & Paulay, T. (1996). *Estructuras de Concreto Reforzado*. México: Limusa S.A.
- Rochel Awad, R. (2007). *Hormigón Reforzado*. Medellín: Universidad EAFIT.
- S.G.T. Centro de Publicaciones, M. d. (2011). *Instrucción de Hormigón Estructural. EHE-08*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- Salazar Trujillo, J. E. (2007). *Resistencia de Materiales Basica Para Estudiantes de Ingeniería*. Manizales: Universidad Nacional de Colombia.
- Segura Franco, J. I. (1999). *Estructuras de Concreto I*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Segura Franco, J. I. (2011). *Estructuras de Concreto I*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Uribe Escamilla, J. (1992). *Analisis de Estructuras*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Varona Moya, F., López Járez, J. A., & Bañon Blazquez, L. (2012). Aputes de hormigon Armado Adaptados a la Instruccion EE-08. *Aputes de hormigon Armado*. Alicante, Alicante, España: Escuela Politécnica Superior Universidad de Alicante.