	UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA			
	Documento	Código	Fecha	Revisión
	FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	F-AC-DBL-007	10-04-2012	A
Dependencia	Aprobado	Pág.		
DIVISIÓN DE BIBLIOTECA	SUBDIRECTOR ACADEMICO	1(191)		

RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

AUTORES	YEIBER ALEXANDER VARGAS MARTINEZ		
FACULTAD	INGENIERIAS		
PLAN DE ESTUDIOS	INGENIERIA CIVIL		
DIRECTOR	Esp. JESÚS DAVID MÁRQUEZ MONTEJO		
TÍTULO DE LA TESIS	ELABORACIÓN DE UNA GUÍA DE SUPERVISIÓN TÉCNICA PARA DISEÑOS Y PLANOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO BASADOS EN NSR-10.		
RESUMEN (70 palabras aproximadamente)			
<p>EL PRESENTE TRABAJO DE GRADO, MODALIDAD TESIS. PRESENTA COMO OBJETIVO PRINCIPAL LA ELABORACIÓN DE UNA GUÍA DE SUPERVISIÓN TÉCNICA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL REVISANDO LOS PLANOS DE LAS EDIFICACIONES EN CONCRETO REFORZADO BASADO EN LA NSR- 10. SE RECOLECTARON LOS CRITERIOS TECNICOS DE DISEÑO QUE SE DEBEN TENER EN CUENTA A LA HORA CHECAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES PARA COMPROBAR DE MANERA CORRECTA SI EL DISEÑO ES ACTO PARA SU ELABORACIÓN.</p>			
CARACTERÍSTICAS			
PÁGINAS: 191	PLANOS: 0	ILUSTRACIONES: 0	CD-ROM: 1



**ELABORACIÓN DE UNA GUÍA DE SUPERVISIÓN TÉCNICA PARA DISEÑOS Y
PLANOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO
BASADOS EN NSR-10**

YEIBER ALEXANDER VARGAS MARTÍNEZ

Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Ingeniero Civil

Director
JESÚS DAVID MÁRQUEZ MONTEJO
Ingeniero Civil
Especialista En Interventoría de Obras Civiles

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA
FACULTAD DE INGENIERIAS
INGENIERIA CIVIL

Ocaña, Colombia

Marzo de 2021

DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado a las personas que permitieron que culminara mi estudio profesional y que brindaron de su apoyo incondicional en cada momento para que se alcanzara este logro tan importante para mí. Gracias de todas las maneras posibles por hacer realidad uno de mis propósitos.

AGRADECIMIENTOS

El mundo es pequeño en comparación a nuestro Dios que permitió que este aquí compartiendo una meta, un sueño. gracias a que mantuvo mis esperanzas de salir adelante. A mi familia un apoyo incondicional en todo momento que estuvo ahí pendiente del todo el proceso de mi formación profesional, a mi director de tesis Jesús David Márquez Montejo que me proporciono un tema tan fascinante y lleno de curiosidad, prestando su tiempo para sacar adelante el proyecto por su dedicación y esfuerzo. A mis compañeros de trabajo que me brindaron información muy valiosa para verificar los temas del proyecto.

TABLA DE CONTENIDO

1.	ELABORACIÓN DE UNA GUÍA DE SUPERVISIÓN TÉCNICA PARA DISEÑOS Y PLANOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO BASADOS EN NSR-10	5
1.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	5
1.2	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	6
1.3	OBJETIVOS.....	6
1.3.1	Objetivo General.	6
1.3.2	Objetivos Específicos.....	6
1.4	JUSTIFICACIÓN	7
1.5	DELIMITACIONES.....	8
1.5.1	Delimitación Operativa.....	8
1.5.2	Delimitación Conceptual	8
1.5.3	Delimitación Geográfica	9
1.5.4	Delimitación Temporal	9
2	MARCO REFERENCIAL	9
2.1	MARCO HISTORICO	9
2.2	MARCO CONCEPTUAL	10
2.3	MARCO TEÓRICO.....	13
2.4	MARCO LEGAL.....	14
3	DISEÑO METODOLÓGICO	15
3.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN	15
3.2	METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN	15
3.3	POBLACIÓN	16
3.4	MUESTRA	16
3.5	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN	16
3.6	ANÁLISIS DE INFORMACIÓN	17
4	PRESENTACION DE RESULTADOS	17
4.1	IDENTIFICAR LOS CRITERIOS NORMATIVOS Y TÉCNICOS PARA LA SUPERVISIÓN DE DISEÑOS Y PLANOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES EN CONCRETO REFORZADO SEGÚN LOS PARÁMETROS DE LA NSR-10.	17
4.1.1	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES, DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO	19
4.1.2	PASO 1 -- PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	23

4.1.3	PASO 2 –EVALUACIÓN DE LAS SOLICITACIONES DEFINITIVAS	41
4.1.4	PASO 3 – OBTENCIÓN DEL NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA Y LOS VALORES DE Aa Y Av	55
4.1.5	PASO 4 – MOVIMIENTO SISMICO DE DISEÑO.....	56
4.1.6	PASO 5 – CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN Y DEL MATERIAL ESTRUCTURAL EMPLEADO.....	65
4.1.7	PASO 6 – GRADO DE IRREGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA Y PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS 72	
4.1.8	PASO 7 – DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS	81
4.1.9	PASO 8 – DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES	96
4.1.10	PASO 9 – VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS.....	103
4.1.11	PASO 10 – COMBINACIÓN DE LAS DIFERENTES SOLICITACIONES.....	110
4.1.12	PASO 11 – DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	115
4.2	DETERMINAR LOS PROCEDIMIENTOS TÉCNICOS PARA LA VERIFICACIÓN DE LOS DISEÑOS Y PLANOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO.	139
4.3	CREAR FORMATO DE CHEQUEO Y REVISIÓN DE PARÁMETROS TÉCNICOS A TENER EN CUENTA EN LOS DISEÑOS Y PLANOS ESTRUCTURALES BASADO EN EL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE (NSR-10).....	144
5	CONCLUSIONES	146
6	RECOMENDACIONES	147
7	APENDICE A.....	149

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones	25
<i>Figura 2.</i> Alturas o espesores mínimos recomendados para vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección que soporten muros divisorios y particiones frágiles susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que se calculen las deflexiones.	26
<i>Figura 3.</i> Momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones	27
<i>Figura 4.</i> Tiempo para cargas sometidas	29
<i>Figura 5.</i> Deflexiones máximas admisibles calculadas	29
<i>Figura 6.</i> Condición de apoyo (simplemente apoyada)	30
<i>Figura 7.</i> Condición de apoyo (un extremo continuo)	31
<i>Figura 8.</i> Condición de apoyo (ambos extremos continuos)	31
<i>Figura 9.</i> Condición de apoyo (En voladizo)	31
<i>Figura 10.</i> Elementos de losa aligerada	32
<i>Figura 11.</i> Elementos de losa aligerada	34
<i>Figura 12.</i> Sección de viga DMO	36
<i>Figura 13.</i> Excentricidad de viga a columna	37
<i>Figura 14.</i> Sección de viga DES	38
<i>Figura 15.</i> Intersección viga-columna	39
<i>Figura 16.</i> Columna DMO	40
<i>Figura 17.</i> Masa de los materiales B.3.2-1.	43
<i>Figura 18.</i> Carga muerta cielo raso B.3.4.1-1	44
<i>Figura 19.</i> Carga muerta relleno de pisos B.3.4.1-2.	45

<i>Figura 20.</i> Carga muerta de pisos B.3.4.1-3.	46
<i>Figura 21.</i> Carga muerta de pisos B.3.4.1-3.	47
<i>Figura 22.</i> Recubrimiento de muros B.3.4.2-1.	48
<i>Figura 23.</i> Particiones livianas B.3.4.2-2.....	49
<i>Figura 24.</i> Enchapes B.3.4.2-3.....	49
<i>Figura 25.</i> Muros B.3.4.2-4.....	50
<i>Figura 26.</i> Ventanas B.3.4.2-5.	51
<i>Figura 27.</i> Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado B.3.4.3-1.	52
<i>Figura 28.</i> Cargas mínimas uniformemente distribuidas B.4.2.1-1.....	53
<i>Figura 29.</i> Cargas mínimas cubiertas B.4.2.1-2.....	54
<i>Figura 30.</i> Clasificación de perfiles de suelo A.2.4-1.....	57
<i>Figura 31.</i> Valores de coeficiente F_a A.2.4-3.....	58
<i>Figura 32.</i> Valores de coeficiente F_v A.2.4-4.....	59
<i>Figura 33.</i> Coeficiente de importancia A.2.5-1.....	63
<i>Figura 34.</i> Grafica de espectro sísmico A.2.6-1.....	64
<i>Figura 35.</i> Sistemas estructurales pórtico resistente a momento A.3-3.....	66
<i>Figura 36.</i> Mezcla de sistemas estructurales A.3-5.....	68
<i>Figura 37.</i> Irregularidad en planta A.3-6.....	73
<i>Figura 38.</i> Irregularidad en planta.....	74
<i>Figura 39.</i> Irregularidad en altura A.3-7.....	75
<i>Figura 40.</i> Irregularidad en altura.....	77
<i>Figura 41.</i> Ecuación cálculo de periodo A.4.2-1.....	83

<i>Figura 42.</i> Cálculo de valores C_t y α	85
<i>Figura 43.</i> Ecuación C_w A.4.2-2	86
<i>Figura 44.</i> Ecuación C_{vx} A.4.3-3	88
<i>Figura 45.</i> Ecuación de masa participante en cada una de las direcciones A.5.4-1 y A5.4-2	90
<i>Figura 46.</i> Ecuación deriva máxima para irregularidad en planta de tipo 1ap y 1bp A.6.3-1	105
<i>Figura 47.</i> Ecuación deriva máxima condiciones de pisos superiores A.6.3-2	107
<i>Figura 48.</i> Derivas máximas con porcentajes de hpi A.6.4-1	108
<i>Figura 49.</i> Separación sísmica de cubiertas entre edificaciones A.6.5.1	110
<i>Figura 50.</i> Combinaciones básicas.....	112
<i>Figura 51.</i> Combinaciones de cargas mayoradas.....	114
<i>Figura 52.</i> Disposición de barras longitudinales.....	117
<i>Figura 53.</i> Acero transversal viga DMO.....	118
<i>Figura 54.</i> Acero transversal viga DES	122
<i>Figura 55.</i> Acero transversal columna DMO.....	126
<i>Figura 56.</i> Concepto de h_x columna	131
<i>Figura 57.</i> Diámetro mínimo de doblado acero	134
<i>Figura 58.</i> Diámetro mínimo de doblado acero calculados según la NSR-10.....	135
<i>Figura 59.</i> Longitud de desarrollo del acero Título C.12.....	135
<i>Figura 60.</i> Recubrimientos mínimos título C.7.7.....	136
<i>Figura 61.</i> Supervisión técnica de ROTULO DE PLANOS.....	155
<i>Figura 62.</i> Supervisión técnica de planos estructurales	156

<i>Figura 63.</i> Supervisión técnica de zapatas aisladas	160
<i>Figura 64.</i> Supervisión técnica Vigas de amarre	161
<i>Figura 65.</i> Supervisión técnica Columnas DMO.....	163
<i>Figura 66.</i> Supervisión técnica Columnas DES.....	166
<i>Figura 67.</i> Supervisión técnica Vigas DMO.....	170
<i>Figura 68.</i> Supervisión técnica Vigas DES.....	173
<i>Figura 69.</i> Supervisión técnica losa aligerada en una dirección	177
<i>Figura 70.</i> Supervisión técnica Escalera.....	180

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Rotulo	140
Tabla 2. Plano estructural	140
Tabla 3. Zapata aislada	140
Tabla 4. Vigas de amarre	140
Tabla 5. Columnas DMO	141
Tabla 6. Columnas DES	141
Tabla 7. Vigas DMO	142
Tabla 8. Vigas DES	142
Tabla 9. Losa aligerada en una dirección.	143
Tabla 10. Escaleras	143

1. ELABORACIÓN DE UNA GUÍA DE SUPERVISIÓN TÉCNICA PARA DISEÑOS Y PLANOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO BASADOS EN NSR-10

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La ciudad de Ocaña Norte de Santander en los últimos años ha venido mostrando un crecimiento evidente de población lo cual demanda de manera significativa la construcción de edificaciones, ya sea contratadas por empresas o proyectos de la alcaldía municipal, debido a esto los diseños estructurales son requeridos antes de la ejecución de cada proyecto, en lo cual se tiene en cuenta unos requisitos generales de diseño y construcción sismo resistentes acompañados de lineamientos técnicos de los materiales y su uso, pese a esto los diseños no se realizan de forma adecuada, para verificar que se cumpla el reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10) tampoco son los correctos.

La forma correcta de verificar dichos requerimientos es revisando detalladamente el reglamento colombiano de construcción sismo resistente el cual está constituido por títulos que a su vez se conforman por capítulos, para lo cual muchos profesionales de ingeniería civil no están capacitados ya sea por motivos de confusión o falta de conocimiento acerca de los términos que se emplean, y aquí radica la gran importancia de tener una guía técnica

que resuma los criterios normativos de la NSR-10 en un solo documento que pueda ayudar a los profesionales en su entorno laboral.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿El municipio de Ocaña Norte de Santander cuenta con una guía de los criterios mínimos que se deben tener en cuenta para la revisión de diseños y planos estructurales en concreto reforzado basado en la NSR-10?

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General.

Elaborar una guía de supervisión técnica para diseños y planos estructurales de edificaciones de concreto reforzado basados en la NSR-10

1.3.2 Objetivos Específicos.

Identificar los criterios normativos y técnicos para la supervisión de diseños y planos estructurales de edificaciones en concreto reforzado según los parámetros de la NSR-10.

Determinar los procedimientos técnicos para la verificación de los diseños y planos estructurales de edificaciones de concreto reforzado.

Crear formato de chequeo y revisión de parámetros técnicos a tener en cuenta en los diseños y planos estructurales basado en el reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10).

1.4 JUSTIFICACIÓN

Los diseños estructurales de edificaciones son regidos por el reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) el cual especifica los lineamientos a tener en cuenta para garantizar que la estructura no colapse y cumpla con su objetivo según su uso, por lo cual, cuando los ingenieros civiles revisan diseños y planos estructurales normalmente lo hacen de forma superficial, debido a que esta revisión implicaría consultar varios títulos de la normativa como son los títulos: título A, título B y título C.

En Ocaña como en algunas ciudades de Colombia en la mayoría de casos se construye de forma empírica sin ningún criterio normativo, ya sea por falta de información o simplemente por no querer cumplir los requisitos mínimos de la norma, que pueden llegar afectar el presupuesto destinado para dicha construcción, lo que les permite ahorrar el dinero que deberían destinar a la contratación de diseños y planos estructurales.

Teniendo en cuenta lo anterior, el proyecto planteado ofrecerá a las empresas dedicadas al diseño estructural y la alcaldía municipal una guía donde puedan comparar los criterios basados en NSR-10 y agilizar el proceso de revisión de planos, cargas sísmicas, diseños de cimentaciones y en general todo el diseño de los elementos estructurales de una edificación de concreto reforzado.

Esta guía será útil de igual forma para los estudiantes de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, para el desarrollo de aprendizaje en asignaturas como análisis estructural y diseño estructural donde aclaren dudas y refuercen los temas tratados en clase.

1.5 DELIMITACIONES

1.5.1 Delimitación Operativa

El intercambio de experiencia entre ingenieros civiles especializados en diseño estructural de Ocaña, son parte fundamental para desarrollar los criterios que se aportaran a la guía complementándolos siempre con la NSR-10.

1.5.2 Delimitación Conceptual

Para el presente trabajo de investigación se abarcarán conceptos como: NSR-10, diseños, planos, edificaciones, memorias de cálculo, cargas, elementos estructurales, supervisión, concreto reforzado, capacidad de disipación de energía, diseñador estructural, entre otros.

1.5.3 Delimitación Geográfica

La guía técnica a crear se podrá implementar para la supervisión de diseños y planos estructurales que se desarrollen en cualquier municipio o ciudad del territorio colombiano, sin embargo, nace abarcando la problemática que actualmente se presenta en el municipio de Ocaña por la falta de las correctas revisiones técnicas de diseños y planos estructurales.

1.5.4 Delimitación Temporal

La creación de la guía de supervisión técnica para diseños y planos estructurales de edificaciones de concreto reforzado basados en NSR-10, contará con un tiempo estimado para su realización de cuatro (4) meses, contados a partir de la aprobación del anteproyecto.

2 MARCO REFERENCIAL

2.1 MARCO HISTORICO

Los sistemas constructivos cambian según su época debido a los materiales que se pueden obtener e implementar a los sistemas estructurales, para lo cual no se tenían bases adecuadas, fue hasta entonces que se empezaron a escribir criterios y normas las cuales regían en zonas específicas dependiendo las características físico químicas del suelo.

Naciendo para cada país una serie de reglamentos que tiene como fin brindar seguridad a las personas antes eventos sísmicos los cuales tienden a destruir construcciones

estructurales, por lo cual el país de Colombia cuenta con el apoyo de un reglamento de Construcción Sismo Resistente que ha sido modificado por el paso de los años y cuenta en su actualidad con el apoyo de asociaciones de ingeniería que presentan propuestas para mejorar sus criterios de diseños y análisis de elementos, según el (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010a) "La presente versión del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 corresponde a su segunda actualización, se expidió por medio del Decreto 926 del 19 de marzo de 2010".

Debido a esto la información necesaria para diseñar con los requisitos mínimos está contemplada en una serie de títulos según el tipo de análisis, supervisión y estudios de suelo, hasta la fecha actual no se cuenta con una guía basada en la NSR-10 la cual permita de manera más fácil entender cada requisito y detalle de la norma con información sobre contenidos de los planos estructurales.

Beneficiando a profesionales de diseño y estudiantes de ingeniería civil, sirviendo como apoyo para resolver inquietudes de materias relacionadas con dicho reglamento técnico.

2.2 MARCO CONCEPTUAL

El proceso para elaborar un diseño estructural se dificulta por los criterios tomados por los ingenieros civiles para una supervisión técnica que son obtenidos por la NSR-10, el cual estipula unos chequeos y requisitos mínimos para comprobar el correcto

funcionamiento de las estructuras concreto reforzado, de dicha supervisión se derivan conceptos como:

Especificaciones técnicas: Son los documentos que definen las normas y procedimientos aplicándose a todos los trabajos de construcción de obras como instalaciones, ejecución de estudios adecuados para elaboración de proyectos. (Luz, 2005)

Diseñador estructural: Ingeniero civil capacitado con responsabilidad para realizar diseños estructurales y planos de una edificación, complementado su trabajo con su firma y rotulación de planos. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.I-1)

Edificación: Construcción con el fin de ser ocupado por seres humanos para brindar protección mejorando la calidad de vida. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.I-1)

Estructura: Conjunto de elementos fabricados para soportar cargas gravitacionales y horizontales. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.I-1)

Grupo de uso: Clasificación de la edificación según su importancia para la recuperación y atención, puede llegar a ser afectada por un sismo o catástrofes naturales. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.I-1)

Memoria de cálculo: Documentos de diseño de edificación que se utilizan para la evaluación de criterios basados en la NSR-10 para comprobar si cumplen con los requisitos mínimos de construcción. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-99)

Plano estructural: Representación gráfica de elementos que componen la parte estructural de una edificación con sus respectivos detalles, que permite servir como guía para ejecutar el proyecto en escala real. (Jacome, J.J, planos estructurales.2013)

Zona de amenaza sísmica: valores relacionados con la amenaza provocada por los sismos en periodos de tiempo, que permiten clasificarse en zona sísmica baja, intermedia y alta según los lugares y las escalas de sismo (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p. A-15)

Espectro sísmico de diseño: representación de la aceleración que soporta una estructura expresada como fracción de la gravedad de acuerdo al periodo de la estructura. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p. A-26)

Grado de irregularidad: Grados que varían dependiendo la geometría, altura y vista en planta de la estructura. Que sirven para calcular el coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010)

Predimensionamiento estructural: Conjunto de procedimientos matemáticos los cuales permiten calcular medidas de elementos estructurales para soportar cargas y movimientos sísmicos, respetando criterios mínimos de construcción. (Ticona, 2016)

2.3 MARCO TEÓRICO

La idea principal de la cual nace generar una guía, es por la necesidad que tienen los ingenieros civiles para la supervisión técnica y manejo adecuado de los planos con diseños estructurales en concreto reforzado, lo cual permite un control de normas aplicadas para elaborar correctamente un diseño sísmicos desde los cimientos hasta el predimensionamiento de las secciones ya sean columnas, vigas, viguetas, etc.

La información necesaria para la construcción de la guía está contemplada en la NSR-10 y NTC la cual brindan una serie de controles específicos para determinados casos ya sean de planos y diseños estructurales tales como: la información mínima que deben llevar los planos para su correcta ejecución en campo, requisitos mínimos a tener en cuenta para diseño de elementos estructurales, criterios basados en experiencia para la reducción de costo en los diseños, varias alternativas y métodos para la comprobación de factores de seguridad en los cálculos, lineamientos detallados para tomar la mejor decisión a la hora de tomar datos dependiendo las zonas de trabajo.

Teniendo un documento el cual contemple los criterios mínimos estandarizados para comparar con proyectos ya sean educativos o en proceso de construcción, reduciendo

tiempo y ofreciendo una herramienta capacitada para diseñar basada en la NSR-10, manteniendo un seguimiento detallado de información que contienen los planos estructurales.

Hasta la fecha no se conoce ningún tipo de guía basada en la NSR-10 que facilite la labor de supervisión técnica para diseños y planos estructurales en Ocaña norte de Santander.

2.4 MARCO LEGAL

El proyecto de investigación se desarrollará con las siguientes normativas:

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10: En el cual se estipulan los requisitos mínimos para el diseño y construcción de una edificación sismo resistente.

Normas Técnicas Colombianas NTC, Promulgadas por el ICONTEC

Ley 80 de 1993 (octubre 28). Por la cual se expide el Estatuto General de Contratación de la Administración Pública (Colombia Congreso de la Republica, 1993)

3 DISEÑO METODOLÓGICO

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación a desarrollar es descriptiva, ya que establecerán procedimientos de control de la supervisión técnica para la revisión de diseños y planos estructurales con ejecución de chequeos con criterios mínimos establecidos por la NSR-10.

3.2 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN

El enfoque cualitativo también se guía por áreas o temas significativos de investigación. Sin embargo, en lugar de que la claridad sobre las preguntas de investigación e hipótesis preceda a la recolección y el análisis de los datos (como en la mayoría de los estudios cuantitativos), los estudios cualitativos pueden desarrollar preguntas e hipótesis antes, durante o después de la recolección y el análisis de los datos. Con frecuencia, estas actividades sirven primero para descubrir cuáles son las preguntas de investigación más importantes; y después, para perfeccionarlas y responderlas. (Hernández, 2014, p.7).

La presente investigación se desarrollará de forma cualitativa respetando los modelos metodológicos de la investigación, siendo el más apropiado para abordar este tipo de investigación.

3.3 POBLACIÓN

La población implicada en el desarrollo de la investigación es el personal profesional de ingeniería civil capacitados para hacer diseños y planos estructurales en concreto reforzado.

3.4 MUESTRA

Debido al tipo de investigación la muestra significativa radica en el estudio de la NSR-10 la cual contempla todo el territorio colombiano, para sus diversos análisis y criterios mínimos.

3.5 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Las técnicas e instrumentos de recolección de información que permiten el desarrollo apropiado de la investigación se establecen de la siguiente manera:

Revisión documental de diferentes NTC y la NSR-10, para determinar los criterios normativos y técnicos relacionados con la supervisión para diseños y planos estructurales, obteniendo un análisis detallado para elaborar una guía diseñada que compare chequeos y requisitos mínimos los cuales se debe tener en cuenta en un diseño estructural, desde la

cimentación hasta los predimensionamiento de los elementos estructurales comprobando que estos cumplan satisfactoriamente con la norma.

Recolectar información de Ingenieros Civiles que aplican la NSR-10 para elaborar sus diseños estructurales, brindando información basada en la experiencia la cual sirve para profundizar y entender mejor los criterios de chequeos de seguridad que tiene en cuenta la respectiva norma.

3.6 ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

Los resultados se verán reflejados en la información recolectada la cual dará paso a la elaboración de una guía de supervisión técnica para diseños y planos estructurales en concreto reforzado, que permitirá verificar los criterios mínimos normativos y técnicos mediante listas de procedimientos con sus respectivos chequeos para el diseño de elementos estructurales y análisis sismo resistente, dependiendo el tipo de edificación como su geometría, lugar de construcción y tipo de suelo.

4 PRESENTACION DE RESULTADOS

4.1 IDENTIFICAR LOS CRITERIOS NORMATIVOS Y TÉCNICOS PARA LA SUPERVISIÓN DE DISEÑOS Y PLANOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES EN CONCRETO REFORZADO SEGÚN LOS PARÁMETROS DE LA NSR-10.

Las edificaciones de concreto reforzado son diseñadas a partir de una serie de lineamientos y criterios técnicos de la norma sismo resistente, que se expresan en varios títulos como el título A, B, C entre otros, brindando la información necesaria para hacer cumplir con la normativa tanto en los elementos estructurales como detalles de figurado de barras ya sean longitudinales o transversales, desglosando desde su dimensionamiento hasta la cantidad de acero que requiere para resistir las cargas que actúan sobre ellas.

El título A comprende la parte de requisitos de diseño y construcción sismo resistente donde se encuentra variedad de los criterios técnicos de diseño como los tipos de sistemas estructurales, su uso, las irregularidades, los factores FA y FV, etc. Y el procedimiento que se debe seguir para la elaboración del diseño estructural de concreto reforzado de una edificación.

El título B muestra la manera de entender cómo deben actuar los diferentes tipos de cargas vivas, muertas y de viento en la edificación ya sea de elementos no estructurales y elementos estructurales como: cargas producidas por el tipo de uso que se da a la vivienda, cargas vivas según el tipo de cubierta y su inclinación, cargas según son los tipos de mampostería, entre otros.

El título C contiene la parte de concreto y es donde se encuentran los chequeos y criterios técnicos mínimos a tener en cuenta en cada uno de los elementos estructurales como: dimensionamiento, distribución de acero, elementos que componen una losa aligerada entre otros.

4.1.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES, DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO

El diseño y construcción de una estructura de concreto reforzado están sometidos a una serie de etapas del reglamento las cuales dependen de la capacidad de disipación de la energía, esto afecta todos los valores que se tienen en cuenta para el predimensionamiento de los elementos estructurales y la creación de los planos estructurales, que brindan la información necesaria para la correcta ejecución del proyecto.

Los planos estructurales que se utilizan para la obtención de la licencia a la curaduría deben ser iguales a los utilizados en la construcción de edificación garantizando una revisión idónea del diseño para dar la seguridad basada en la normativa. (Norma Sismo Resistente, Capítulo A.1.5.2, 2010, p. A-9)

La norma sismo resistente establece los criterios mínimos que se deben tener en cuenta a la hora de evaluar con una supervisión técnica un proyecto con los planos estructurales en el cual el diseñador estructural es el responsable.

- Especificaciones de los materiales a utilizar en el proyecto como la resistencia del acero, del concreto, tipos de soldadura, calidad de los tipos de material a utilizar, entre otros, esto permite que se haga una supervisión técnica de la estructura

- Dimensiones claras con sus respectivas escalas y dibujos coherentes con anotaciones para aclarar su proceso constructivo.
- Notas para prevenir y dar a entender los cambios de temperaturas, cambios de variaciones en la humedad.
- Detalles de conexiones de los elementos estructurales, su protección y limpieza.
- El grado de capacidad de disipación de energía bajo el cual se hizo el respectivo diseño de la estructura.
- Cargas vivas, muertas y de viento las cuales fueron parte del análisis estructural con su grupo de uso.

4.1.1.1 CIMENTACIÓN

Es el sistema estructural destinado a soportar las cargas de la edificación para distribuirlas en el suelo, teniendo en cuenta la carga portante del terreno.

Este sistema este compuesto por zapatas y vigas de cimentación.

Zapatas: Elemento estructural con la utilidad de resistir las cargas que son transmitidas por los elementos estructurales de la edificación en concreto reforzado, la profundidad depende del tipo de suelo y su capacidad portante.

Vigas de cimentación: Elementos estructural diseñadas para servir como amarre de las zapatas con el objetivo de reducir los asentamientos y volcamientos de las zapatas producido por los momentos que se distribuyen en ellas.

4.1.1.2 Dimensionamiento de zapatas

- La altura de la zapata no debe ser inferior a 15 cm para zapatas apoyadas sobre el piso, ni menor a 30 cm en el caso de estar apoyadas sobre pilotes. (Norma Sismo Resistente, Capítulo C.15.7, 2010, p. C-290)

4.1.1.3 Dimensionamiento Vigas de amarre

- Las dimensiones mínimas se establecen según las solicitudes que la afectan como las la resistencia a las fuerzas axiales por razones sísmicas y de rigidez, ocurrencia de asentamientos. (Norma Sismo Resistente, Capítulo C.15.13.3, 2010, p. C-297)

- La dimensión mínima debe ser mayor o igual a la luz dividida por 20 para (DES), 30 para (DMO) y 40 para (DIM). (Norma Sismo Resistente, Capítulo C.15.13.3.1, 2010, p. C-297)

4.1.1.4 Acero longitudinal vigas de amarre

Las vigas de amarre deben tener acero continuo el cual debe desarrollar F_y por medio al anclaje en la columna exterior. (Norma Sismo Resistente, Capítulo C.15.13.2, 2010, p. C-298)

4.1.1.5 Acero transversal vigas de amarre

Debe llevar estribos en toda la longitud de la viga, con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión o 30 cm.

Si las vigas de amarre que resistan momentos flectores provenientes de columnas deben cumplir los requisitos de separación y cantidad de refuerzo transversal que fije el Reglamento para el nivel de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del sistema de resistencia sísmica. (Norma Sismo Resistente, Capítulo C.15.13.4, 2010, p. C-298)

4.1.1.6 Acero zapatas

En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata (Norma Sismo Resistente, Capítulo C.15.4.3, 2010, p. C-288)

4.1.1.7 Recubrimiento mínimo para elementos estructurales en contacto con el suelo

- La protección del acero de refuerzo debe tener como mínimo 7.5 cm de recubrimiento aplica tanto para vigas de amarre y zapatas. (Norma Sismo Resistente, Capítulo C.7.7.1, 2010, p. C-96)

- La protección para el acero de refuerzo de concreto expuesto al suelo o a la intemperie, debe tener un recubrimiento mínimo de 50 mm para barras mayores a N° 6 y 40 mm para barras menores a N°6. (Norma Sismo Resistente, Capítulo C.7.7.1, 2010, p. C-96)

4.1.2 PASO 1 -- PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La NSR (2010) establece “la definición del sistema estructural, dimensiones tentativas para evaluar preliminarmente las diferentes sollicitaciones tales como: la masa de la estructura, las cargas muertas, las cargas vivas, los efectos sísmicos, y las fuerzas de viento” (p. A-3)

Este predimensionamiento se lleva a cabo dependiendo de unos lineamientos según la zona sísmica que aplica en el lugar de la construcción del edificio.

4.1.2.1 Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección

La manera correcta de calcular el espesor mínimo se define por la relación de longitud de viga sobre unos valores determinados dependiendo de su condición de apoyo. La NSR 10 aplica dos tablas dependiendo de las particiones que van a hacer parte del sistema de construcción.

Esta altura de las vigas corresponde a la altura de la losa aligerada en una dirección. Llamamos h = altura total de la losa, normalmente esta misma altura se trabaja en la altura de los nervios de la losa dependiendo de los criterios de los ingenieros quienes ya han experimentado en campo.

Altura de viga que no soporte particiones susceptibles a dañarse

livianas: Las alturas o espesores mínimos establecidos deben aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-129, Capítulo C.9.5.2.1) (Ver figura 1)

TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que NO soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

NOTAS:

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 1 440 a 1 840 kg/m³, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1,65 - 0.0003w_c)$, pero no menos de 1.09.

(b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y / 700)$.

Figura 1. Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título C, NSR-10 (2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Altura de viga para particiones muros divisorios en mampostería: El

cálculo de esta dimensión de altura de viga es más crítica que la tabla anterior, ya que va a tener como divisiones particiones de muros de mampostería, para lo cual se necesita vigas con más altura para que la deflexión disminuya y no termine fisurando las divisiones (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-129) (Ver figura 2)

TABLA CR.9.5 — Alturas o espesores mínimos recomendados para vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección que soporten muros divisorios y particiones frágiles susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{14}$	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{19}$	$\frac{\ell}{7}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{11}$	$\frac{\ell}{12}$	$\frac{\ell}{14}$	$\frac{\ell}{5}$

La Notas son las mismas de la Tabla C.9.5(a) del Reglamento.:

Figura 2. Alturas o espesores mínimos recomendados para vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección que soporten muros divisorios y particiones frágiles susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que se calculen las deflexiones.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título C, NSR

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica

4.1.2.2 Cálculo de deflexiones que ocurren inmediatamente

Mediante los métodos de fórmulas para deflexión elástica, se calculan las deflexiones que ocurren inmediatamente, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración y de refuerzo en la rigidez del elemento. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-130, Capítulo C.9.5.2.2)

Las deflexiones inmediatas deben calcularse usando el módulo de elasticidad del concreto, E_c , que se especifica en (para concreto de peso normal o liviano) y el momento de inercia efectivo, I_e , que se indica a continuación, pero sin tomarlo mayor que I_g . (Ver figura 3). (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-130, Capítulo C.9.5.2.3)

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (C.9-8)$$

donde

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (C.9-9)$$

y para concreto de peso normal,

$$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (C.9-10)$$

Figura 3. Momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título

C,

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería

Sísmica

Donde:

I_e = Momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones, mm^4 .

M_{cr} = Momento de fisuración, $\text{N}\cdot\text{mm}$.

M_a = Momento máximo debido a cargas de servicio presente en el elemento en la etapa para la que se calcula la deflexión, $\text{N}\cdot\text{mm}$.

I_g = Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo, mm^4 .

I_{cr} = Momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto, mm^4 .

f_r = módulo de ruptura del concreto, MPa.

y_t = distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección bruta a la fibra extrema en tracción, sin considerar el refuerzo, mm.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa.

λ = Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión.

Para elementos continuos se permite tomar I_e como el promedio de los valores obtenidos de la ecuación (C.9-8) para las secciones críticas de momento positivo y negativo. Para elementos prismáticos, se permite tomar I_e como el valor obtenido de la ecuación (C.9-8) en el centro de la luz para tramos simples y continuos, y en el punto de apoyo para voladizos. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-130, Capítulo C.9.5.2.4)

Si no se hace un análisis más completo, la deflexión adicional a largo plazo resultante del flujo plástico y retracción de elementos en flexión (concreto normal o liviano), debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga permanente por el factor $\lambda\Delta$. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-130, Capítulo C.9.5.2.5)

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (\text{C.9} - 11)$$

donde ρ' es el valor en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. Puede tomarse ξ , el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, igual a: (Ver figura 4)

5 años o más.....	2.0
12 meses.....	1.4
6 meses.....	1.2
3 meses.....	1.0

Figura 4.. Tiempo para cargas sometidas

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título C, (2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

C.9.5.2.6 — La deflexión calculada de acuerdo con C.9.5.2.2 a C.9.5.2.5 no debe exceder los límites establecidos en la tabla C.9.5(b). (Ver figura 5)

TABLA C.9.5(b) — Deflexión máxima admisible calculada

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L .	$l/180$ [†]
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L .	$l/360$
Sistema de entripiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) [‡]	$l/480$ [‡]
Sistema de entripiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240$ [§]

[†] Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el empozamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

[‡] Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con C.9.5.2.5 ó C.9.5.4.3, pero se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

[§] Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

[†] Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

Figura 5. Deflexiones máximas admisibles calculadas

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título C, NSR-

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.2.3 Condiciones de apoyo en viga

Simplemente apoyada: Esta condición corresponde a una viga que no es continua, la cual está apoyada en otras vigas o columnas. (ver figura 6)

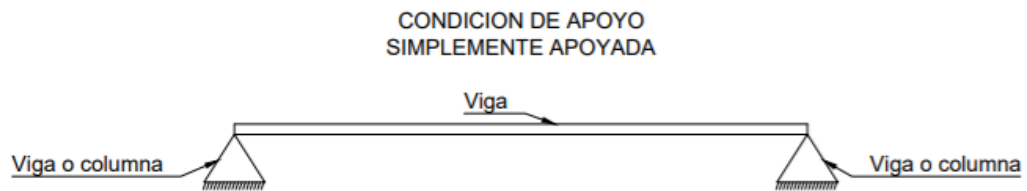


Figura 6. Condición de apoyo (simplemente apoyada)

Fuente: Autores 2020

Con un extremo continuo: condición de apoyo en la cual la viga continúa su trayectoria en un solo sentido, después de estar apoyada en columnas o vigas. (ver figura 7)

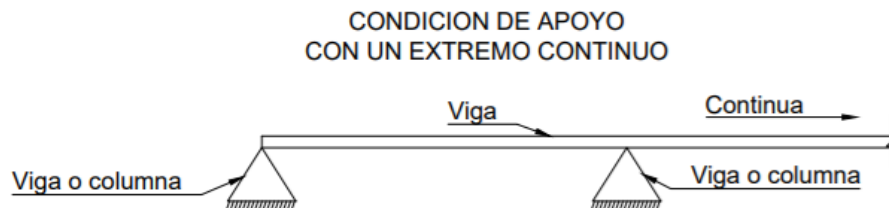


Figura 7. Condición de apoyo (un extremo continuo)

Fuente: Autores 2020

Con ambos extremos continuos: Condición de apoyo en la cual la viga continua su trayectoria en sus dos sentidos, después de estar apoyada en columnas o vigas. (ver figura 8)

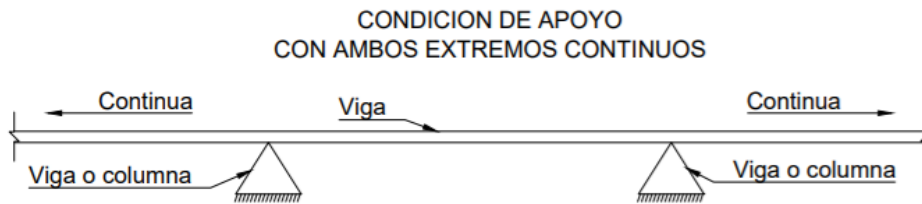


Figura 8. Condición de apoyo (ambos extremos continuos)

Fuente: Autores 2020

En voladizo: Condición de apoyo en la cual la viga queda en voladizo y solo está apoyada en una columna o viga, estos casos son comunes en balcones. (ver figura 9)

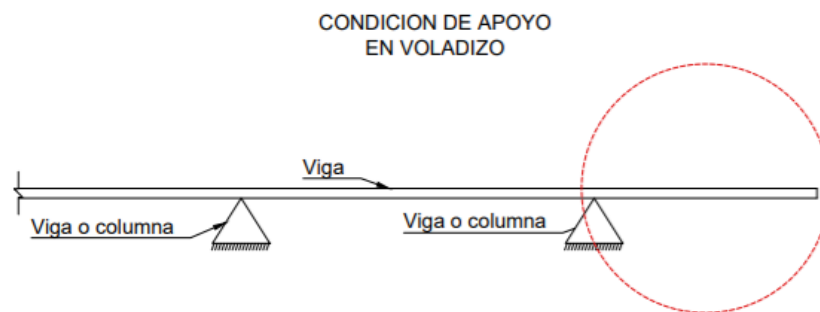


Figura 9. Condición de apoyo (En voladizo)

Fuente: Autores 2020

4.1.2.4 Elementos estructurales de losa en una dirección

La (NSR-2010) define a las losas nervada como “una combinación monolítica o prefabricada de viguetas regularmente espaciadas en una dirección, y una losa colocada en la parte superior que actúa también en una dirección. La loseta puede ser parcialmente prefabricada, pero como mínimo una parte de su espesor debe ser vaciado en sitio” (p.c-118, Capítulo C.8. 13.1)

Se detallan los elementos estructurales que componen una losa en una dirección teniendo en cuenta que estos tienen una serie de requisitos para su predimensionamiento. (Ver figura 10)

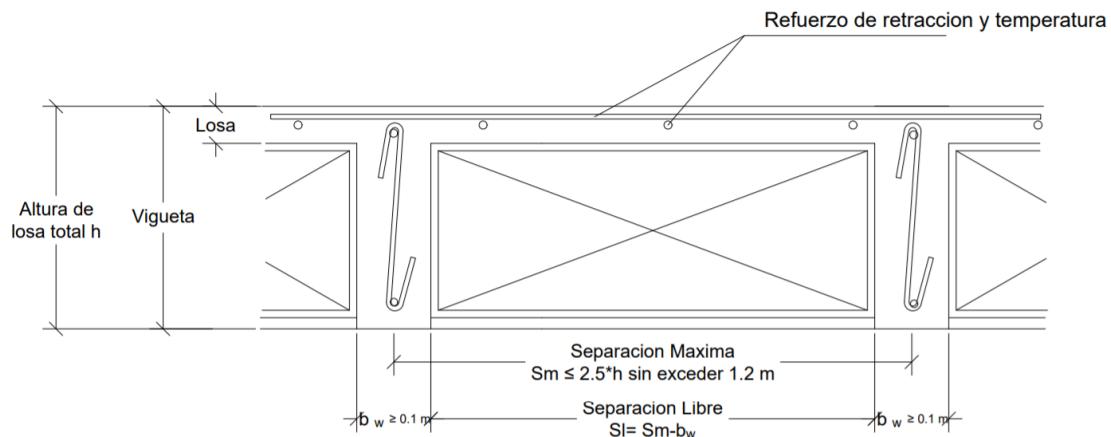


Figura 10. Elementos de losa aligerada

Fuente: Autor 2020

Donde:

b_w = Ancho de la nervadura

h = Altura total de la losa aligerada

Losa = también llamada torta superior

S_m = Separación máxima entre nervios

S_l = Separación libre entre nervios

separación máxima entre nervios: medida centro a centro, no puede ser mayor que 2.5 veces el espesor total de la losa, sin exceder 1.20 m. (P. C-119, capítulo C.8.13.3)

$$1.20 \geq \text{Separacion maxima} \leq 2.5h$$

Ancho de la nervadura: Tomando como referencia lo estipulado en la (NRS - 2010) “El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm en su parte superior y su ancho promedio no puede ser menor de 80 mm; y debe tener una altura no mayor de 5 veces su ancho promedio. (P. C-119, capítulo C.8.13.2)

Riostras: son viguetas transversales de repartición, con una separación libre máxima de 10 veces el espesor total de la losa, sin exceder 4.0 m. en un caso de que exceda los 4 metros se ubican riostras a una separación máxima de 4 metros. (P. C-119, capítulo C.8.13.3.1)

Se toma como ejemplo:

$h = 0.3 \text{ m}$

Entonces

Separación máxima = $10 * h = 10 * 0.3 = 3 \text{ m}$

La separación máxima 3 metros, Se revisa la longitud de la luz 4.79 en la cual supera los 3 m, se dispone a ubicar una riostra en la mitad de la luz para distribuir equitativamente las cargas a las vigas. (ver figura 11)

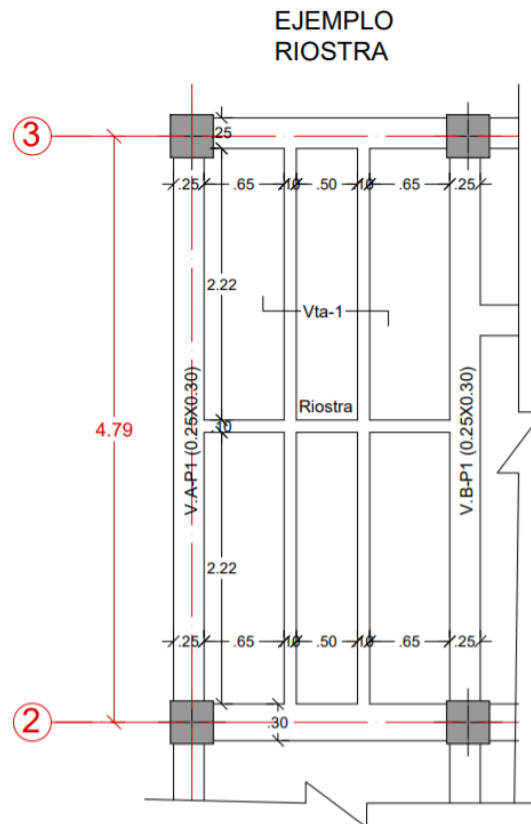


Figura 11. Elementos de losa aligerada

Fuente: Autor 2020

El espesor de la losa: No debe ser menor que 1/20 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 45 mm. (Decreto 340 de 2012, P. 2, capítulo C.8.13.6)

Se comprueba que es mayor o igual a $\frac{1}{20}$ y que no es menor a 4.5 cm cumple la norma establecida

$$\frac{1}{20}(\text{separacion libre de nervios}) \leq \text{Espesor de losa} \geq 4.5 \text{ cm}$$

4.1.2.5 Ancho de viga

El ancho de las vigas se determina dependiendo la zona de disipación de energía en la cual se realizar la construcción. Para lo siguiente la norma proporciona criterios mínimos que se deben tener en cuenta a la hora de predimensionar el ancho de las vigas.

4.1.2.6 Vigas con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)

La norma sismo resistente no menciona nada del ancho mínimo de una viga den la capacidad de disipación de energía mínima, el criterio de los ingenieros que diseñan toma como referencia el ancho mínimo de la capacidad de disipación modera.

Estos dimensionamientos de ancho no significan que se tomen, son los valores mínimos establecidos por norma que se deben respetar para evitar posibles inconvenientes con las deflexiones.

4.1.2.7 Vigas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)

El ancho de la viga b_w , no debe ser menor a 20 cm. (P. C-366, capítulo C.21.3.4.1)

(ver figura 12)

SECCIÓN VIGA DMO

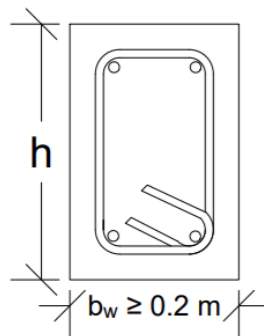


Figura 12.. Sección de viga DMO

Fuente: Autor 2020

El b_w de la viga, depende de las dimensiones de la columna donde va a estar apoyada, ya que la excentricidad respecto a la columna no puede ser mayor que el 25% del ancho del apoyo medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga. (P. C-366, capítulo C21.3.4.2) (ver figura 13)

$$e \leq 25\% \text{ del ancho de columna}$$

EXCENTRICIDA

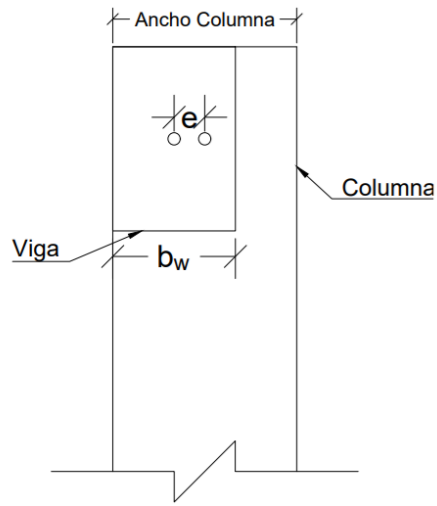


Figura 13. Excentricidad de viga a columna

Fuente: Autor 2020

4.1.2.8 Vigas con capacidad especial de disipación de energía (DES)

Para tomar el ancho mínimo de la viga se deben tener en cuenta que depende principalmente de las dimensiones de la columna donde va a ir apoyada, para la cual se establecen varias condiciones las cuales se especifican a continuación:

1. El ancho de la viga b_w , no debe ser menor que el más pequeño de $0.3h$ y 25 cm.

(P. C-372, capítulo C.21.5.1.3) (ver figura 14)

SECCIÓN VIGA DES

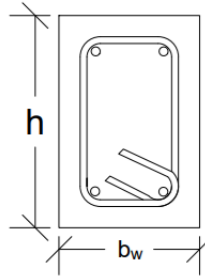


Figura 14. Sección de viga DES

Fuente: Autor 2020

$$0.3h \leq b_w \leq 0.25 \text{ m}$$

Si el producto de $0.3h$, es menor a 0.25 m se toma 0.25 m

Donde:

h = Altura total de la viga.

2. El ancho del elemento, **b_w** , no debe exceder el ancho del elemento de apoyo **C_2** , más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que sea igual al menor de entre (a) y (b):

(a) Ancho del elemento de apoyo, C_2

(b) 0.75 veces la dimensión total del elemento de apoyo C_1 .

(P. C-372, capítulo C.21.5.1.4) (ver figura 15)

INTERSECCION VIGA-COLUMNA

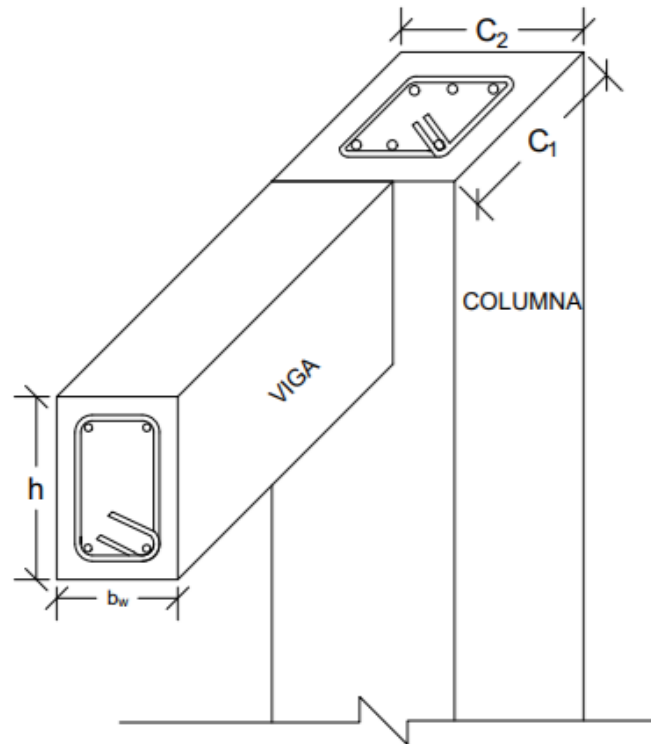


Figura 15. Intersección viga-columna

Fuente: Autor 2020

b_w no debe exceder = $C_2 +$ la menor entre C_2 Y $0.75 C_1$

la luz libre de la viga no debe ser menor que 4 veces la altura útil del elemento. (P. C-371, capítulo C.21.5.1.2)

4.1.2.9 DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Las columnas también dependen de la capacidad de disipación de la energía teniendo como criterio unas dimensiones mínimas y un área mínima.

4.1.2.9.1 Columnas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)

La dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor de 25 cm. (ver figura 16)

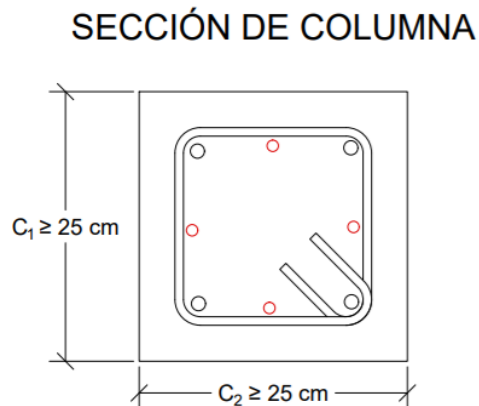


Figura 16. Columna DMO

Fuente: Autor 2020

Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 20 cm, pero su área no puede ser menor de 625 cm². (P. C-367, capítulo C.21.3.5.1)

4.1.2.9.2 Columnas con capacidad especial de disipación de energía (DES)

La dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor de 30 cm.

Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 25 cm, pero su área no puede ser menor de 900 cm². (P. C-378, capítulo C.21.6.1.1)

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que:

- 0.35 para secciones transversales cuya menor dimensión es menor o igual a 300 mm,
- 0.25 para secciones transversales cuya menor dimensión es mayor de 300 mm y menor o igual a 500 mm.
- 0.20 para secciones transversales cuya menor dimensión es mayor de 500 mm. (P. C-378, capítulo C.21.6.1.2)

4.1.3 PASO 2 –EVALUACIÓN DE LAS SOLICITACIONES DEFINITIVAS

Las edificaciones respecto a las cargas deben cumplir unos requisitos mínimos que deben emplearse en su diseño, estas cargas son diferentes a las fuerzas o efectos que impone el sismo.

Dichas cargas son utilizadas para crear combinaciones y así aplicar la más crítica para el diseño de los elementos estructurales. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.B-1)

4.1.3.1 Cargas muertas

Según la (NSR del 2010) menciona que “al calcular las cargas muertas deben utilizarse las masas reales de los materiales. Debe ponerse especial cuidado en determinar masas representativas en este cálculo, utilizar el peso especificado por el fabricante o en su defecto deben evaluarse analítica o experimentalmente”. (P. B-10, capítulo B.3.1)

4.1.3.1.1 Masas y pesos de los materiales

Al calcular las cargas muertas deben utilizarse las densidades de masa reales (en kg/m^3) de los materiales las cuales se deben multiplicar por la aceleración de la gravedad, 9.8 m/s^2 , para así obtener valores de peso en N/m^3 . (ver figura 17) (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.B-9)

Masas de los materiales

<i>Material</i>	<i>Densidad (kg/m³)</i>	<i>Material</i>	<i>Densidad (kg/m³)</i>
Acero	7 800	Mortero de inyección para mampostería	2 250
Agua		Mortero de pega para mampostería	2 100
Dulce	1 000	Piedra	
Marina	1 030	Caliza, mármol, cuarzo	2 700
Aluminio	2 700	Basalto, granito, gneis	2 850
Arena		Arenisca	2 200
Limpia y seca	1 440	Pizarra	2 600
Seca de río	1 700	Plomo	11 400
Baldosa cerámica	2 400	Productos bituminosos	
Bronce	8 850	Asfalto y alquitrán	1 300
Cal		Gasolina	700
Hidratada suelta	500	Grafito	2 160
Hidratada compacta	730	Parafina	900
Carbón, apilado	800	Petróleo	850
Carbón vegetal	200	Relleno de ceniza	920
Cemento pórtland, a granel	1 440	Tableros de madera aglutinada	750
Cobre	9 000	Terracota	
Concreto simple	2 300	Poros saturados	1 950
Concreto reforzado	2 400	Poros no saturados	1 150
Corcho, comprimido	250	Tierra	
Estaño	7 360	Arcilla húmeda	1 750
Grava seca	1 660	Arcilla seca	1 100
Hielo	920	Arcilla y grava seca	1 600
Hierro		Arena y grava húmeda	1 900
Fundido	7 200	Arena y grava seca apisonada	1 750
Forjado	7 700	Arena y grava seca suelta	1 600
Latón	8 430	Limo húmedo consolidado	1 550
Madera laminada	600	Limo húmedo suelto	1 250
Madera seca	450-750	Vidrio	2 600
Mampostería de concreto	2 150	Yeso en tableros para muros	800
Mampostería de ladrillo macizo	1 850	Yeso suelto	1 150
Mampostería de piedra	2 200	Zinc en láminas enrolladas	7 200

Figura 17. Masa de los materiales B.3.2-1.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.3.1.2 Elementos no estructurales

Son los elementos que pasan a ser parte de la carga y se dividen en horizontales y verticales según el tipo de uso que se vaya a dar.

1.Elementos no estructurales horizontales: Son aquellos que presentan una dimensión vertical mucho menor que una horizontal, y están soportados a losas o cubiertas de la edificación. Se incluye en estos elementos a: motero de afinado de piso, tejas, membranas impermeables, cielo Raso, etc. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.B-10)

A continuación, se dispone a mostrar las tablas las cuales son utilizadas para asignar las cargas muertas horizontales a la estructura dependiendo su material.

Cielo raso : Se clasifican en diferentes tipos según su material (ver figura 18)

Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – Cielo raso

<i>Componente</i>	<i>Carga (kN/m²) m² de área en planta</i>	<i>Carga (kgf/m²) m² de área en planta</i>
<i>Cielo raso</i>		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Figura 18. Carga muerta cielo raso B.3.4.1-1.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Relleno de piso: Varía según su material (ver figura 19)

Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – relleno de pisos

<i>Componente</i>	<i>Carga (kN/m²) m² de área en planta</i>	<i>Carga (kgf/m²) m² de área en planta</i>
<i>Relleno de piso</i>		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

Figura 19. Carga muerta relleno de pisos B.3.4.1-2.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Pisos: Varía según su material (ver figura 20)

Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – pisos

Componente	Carga (kN/m²) m² de área en planta	Carga (kgf/m²) m² de área en planta
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Figura 20. Carga muerta de pisos B.3.4.1-3.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Cubiertas: Varía según su material (ver figura 21)

Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – cubiertas

<i>Componente</i>	<i>Carga (kN/m²) m² de área en planta</i>	<i>Carga (kgf/m²) m² de área en planta</i>
Cubierta		
Cobre o latón	0.05	5
Cubiertas aislantes		
Fibra de vidrio	0.0020 (por mm de espesor)	2.0 (por cm de espesor)
Tableros de fibra	0.0030 (por mm de espesor)	3.0 (por cm de espesor)
Perlita	0.0015 (por mm de espesor)	1.5 (por cm de espesor)
Espuma de poliestireno	0.0005 (por mm de espesor)	0.5 (por cm de espesor)
Espuma de poliuretano	0.0010 (por mm de espesor)	1.0 (por cm de espesor)
Cubiertas corrugadas de asbesto-cemento	0.20	20
Entablado de madera	0.0060 (por mm de espesor)	6.0 (por cm de espesor)
Láminas de yeso, 12 mm	0.10	10
Madera laminada (según el espesor)	0.0100 (por mm de espesor)	10.0 (por cm de espesor)
Membranas impermeables:		
Bituminosa, cubierta de grava	0.25	25
Bituminosa, superficie lisa	0.10	10
Líquido aplicado	0.05	5
Tela asfáltica de una capa	0.03	3
Marquesinas, marco metálico, vidrio de 10 mm	0.40	40
Tableros de fibra, 12 mm	0.05	5
Tableros de madera, 50 mm	0.25	25
Tableros de madera, 75 mm	0.40	40
Tablero metálico, calibre 20 (0.9 mm de espesor nominal)	0.08	8
Tablero metálico, calibre 18 (1.2 mm de espesor nominal)	0.08	8
Tablillas (shingles) de asbesto – cemento	0.20	20
Tablillas (shingles) de asfalto	0.10	10
Tablillas (shingles) de madera	0.15	15
Teja de arcilla, incluyendo el mortero	0.80	80

Figura 21. Carga muerta de pisos B.3.4.1-3.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

2. Elementos no estructurales vertical: Son aquellos que presentan una dimensión vertical mucho mayor que su dimensión horizontal, y están soportados por elementos estructurales verticales. Se incluye en estos elementos a: fachadas, particiones, ventanas, puertas etc. c

Recubrimiento en muros: Varía según su material (ver figura 22)

Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – recubrimiento de muros

Componente	Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)	Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)
Recubrimiento de muros		
Baldosín de cemento	0.80	80
Entablado de madera	0.0060 (por mm de espesor)	6.0 (por cm de espesor)
Madera laminada (según el espesor)	0.0100 (por mm de espesor)	10.0 (por cm de espesor)
Tableros aislantes para muros		
Espuma de poli estireno	0.0005 (por mm de espesor)	0.5 (por cm de espesor)
Espuma de poliuretano	0.0010 (por mm de espesor)	1.0 (por cm de espesor)
Fibra o acrílico	0.0020 (por mm de espesor)	2.0 (por cm de espesor)
Perlita	0.0015 (por mm de espesor)	1.5 (por cm de espesor)
Tableros de fibra	0.0030 (por mm de espesor)	3.0 (por cm de espesor)
Tableros de fibra, 12 mm	0.05	5
Tableros de yeso, 12 mm	0.10	10

Figura 22. Recubrimiento de muros B.3.4.2-1.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Particiones livianas: Varía según su material (ver figura 23)

Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – particiones livianas

Componente	Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)	Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)
Particiones livianas		
Particiones móviles de acero (altura parcial)	0.50	50
Particiones móviles de acero (altura total)	0.20	20
Poste en madera o acero, yeso de 12 mm a cada lado	0.90	90
Poste en madera, 50 x 100, sin pañetar	0.30	30
Poste en madera, 50 x 100, pañete por un lado	0.60	60
Poste en madera, 50 x 100, pañete por ambos lados	2.00	200

Figura 23. Particiones livianas B.3.4.2-2.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Enchapes: Varía según su material (ver figura 24)

Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – particiones livianas

Componente	Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)	Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)
Particiones livianas		
Particiones móviles de acero (altura parcial)	0.50	50
Particiones móviles de acero (altura total)	0.20	20
Poste en madera o acero, yeso de 12 mm a cada lado	0.90	90
Poste en madera, 50 x 100, sin pañetar	0.30	30
Poste en madera, 50 x 100, pañete por un lado	0.60	60
Poste en madera, 50 x 100, pañete por ambos lados	2.00	200

Figura 24. Enchapes B.3.4.2-3.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Muros: Varía según su material (ver figura 25)

Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – muros

Componente	Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)	Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)
Muros		
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):		
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00	100
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50	250
Mampostería de bloque de arcilla:	<i>Espesor del muro (en mm)</i> <u>100 150 200 250 300</u>	<i>Espesor del muro (en cm)</i> <u>10 15 20 25 30</u>
Pañetado en ambas caras	1.80 2.50 3.10 3.80 4.40	180 250 310 380 440
Sin pañetar	1.30 2.00 2.60 3.30 3.90	130 200 260 330 390
Mampostería de bloque de concreto:	<i>Espesor del muro (en mm)</i> <u>100 150 200 250 300</u>	<i>Espesor del muro (en cm)</i> <u>10 15 20 25 30</u>
Sin relleno	1.40 1.45 1.90 2.25 2.60	140 145 190 225 260
Relleno cada 1.2 m	1.70 2.25 2.70 3.15	170 225 270 315
Relleno cada 1.0 m	1.80 2.30 2.80 3.30	180 230 280 330
Relleno cada 0.8 m	1.80 2.40 3.00 3.45	180 240 300 345
Relleno cada 0.6 m	2.00 2.60 3.20 3.75	200 260 320 375
Relleno cada 0.4 m	2.20 2.90 3.60 4.30	220 290 360 430
Todas las celdas llenas	3.00 4.00 5.00 6.10	300 400 500 610
Mampostería maciza de arcilla:	<i>Espesor del muro (en mm)</i> <u>100 150 200 250 300</u>	<i>Espesor del muro (en cm)</i> <u>10 15 20 25 30</u>
Sin pañetar	1.90 2.90 3.80 4.70 5.50	190 290 380 470 550
Mampostería maciza de concreto:	<i>Espesor del muro (en mm)</i> <u>100 150 200 250 300</u>	<i>Espesor del muro (en cm)</i> <u>10 15 20 25 30</u>
Sin pañetar	2.00 3.10 4.20 5.30 6.40	200 310 420 530 640

Figura 25. Muros B.3.4.2-4.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Ventanas: Varía según su material (ver figura 26)

Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – ventanas

Componente	Carga (kN/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)	Carga (kgf/m²) por m² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)
Ventanas		
Muros cortina de vidrio, entramado y marco	0.50	50
Ventanas, vidrio, entramado y marco	0.45	45

Figura 26. Ventanas B.3.4.2-5.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.3.1.3 Valores mínimos alternativos para cargas muertas de elementos no estructurales

Se establece un criterio mínimo de cargas muertas la cual solo se puede utilizar en edificaciones con alturas de entrepisos de 3 metros, se pueden utilizar los valores mínimos de carga muerta en kN/m² de área horizontal en planta, según el tipo de ocupación, sin hacer un estudio detallado de las cargas muertas. (ver figura 27) (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.B-14)

Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado

<i>Ocupación</i>		<i>Fachada y particiones (kN/m²) m² de área en planta</i>	<i>Afinado de piso y cubierta (kN/m²) m² de área en planta</i>	<i>Fachada y particiones (kgf/m²) m² de área en planta</i>	<i>Afinado de piso y cubierta (kgf/m²) m² de área en planta</i>
Reunión	Edificaciones con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios.	1.0	1.8	100	180
Oficinas	Particiones móviles de altura total	1.0	1.8	100	180
	Particiones fijas de mampostería	2.0	1.8	200	180
Educativos	Salones de clase	2.0	1.5	200	150
Fábricas	Industrias livianas	0.8	1.6	80	160
Institucional	Internados con atención a los residentes	2.0	1.6	200	160
	Prisiones, cárceles, reformatorios y centros de detención	2.5	1.8	250	180
	Guarderías.	2.0	1.6	200	160
Comercio	Exhibición y venta de mercancías.	1.5	1.4	150	140
Residencial	Fachada y particiones de mampostería.	3.0	1.6	300	160
	Fachada y particiones livianas.	2.0	1.4	200	140
Almacenamiento	Almacenamiento de materiales livianos.	1.5	1.5	150	150
Garajes	Garajes para vehículos con capacidad de hasta 2000 kg	0.2	1.0	20	100

Figura 27. Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado B.3.4.3-1.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.3.2 Cargas vivas

Estas cargas son las que se producen por el uso de la edificación y están relacionadas con la ocupación, por ejemplo, si es una es una construcción de una sala de reuniones tiene más carga que una que sea de ocupación residencial. Estas cargas no deben incluir cargas ambientales ni de viento. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.B-15)

4.1.3.3 Cargas vivas uniformemente repartidas

Cargas vivas requeridas: Son las cargas máximas que se esperan que suceda en la edificación y en ningún caso deben ser menores a las establecidas como mínimas. (Ver figura 28)

Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m ²) m ² de área en planta	Carga uniforme (kgf/m ²) m ² de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
Fábricas	Estanterías	7.0	700
	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
	Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0
Cuartos privados		2.0	200
Corredores y escaleras		5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
Garajes	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
Coliseos y Estadios	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

Figura 28. Cargas mínimas uniformemente distribuidas B.4.2.1-1.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

Cargas vivas para cubierta: Son cargas causadas por los materiales, equipos y trabajadores utilizados para el mantenimiento de la cubierta, también se tienen en cuenta objetos los cuales aporten carga a la cubierta. (Ver figura 29) (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.B-16)

Cargas vivas mínimas en cubiertas, azoteas y terrazas

Tipo de cubierta	Carga uniforme (kN/m ²) m ² de área en planta	Carga uniforme (kgf/m ²) m ² de área en planta
(A) Cubiertas, azoteas y terrazas planas con acceso totalmente limitado al personal de mantenimiento y a través de un acceso (puerta, reja, o trampa) que permanezca siempre cerrada con llave, u otro elemento de seguridad equivalente, que esté bajo custodia y responsabilidad del propietario del inmueble o de su administrador. Esta limitación debe quedar consignada en el reglamento de copropiedad cuando se trata de copropiedades. Cualquier modificación a este tipo de acceso requiere licencia de construcción y constituirá un cambio de uso con las implicaciones correspondientes.	1.80	180
(B) Cubiertas, azoteas y terrazas a las cuales haya acceso al público o los usuarios de la edificación sin restricción (véanse las Notas 2 y 3)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)
(C) Cubiertas, azoteas y terrazas con acceso únicamente desde un bien privado según la licencia de construcción y el reglamento de copropiedad (véanse las Notas 2 y 3)	La misma correspondiente en la Tabla B.4.2.1-1 del espacio desde el cual se les da acceso (Nota-4)	La misma correspondiente en la Tabla B.4.2.1-1 del espacio desde el cual se les da acceso (Nota-4)
(D) Cubiertas, azoteas y terrazas autorizadas en la licencia de construcción y el reglamento de copropiedad como elementos comunales recreativos, o como jardines comunales de cubierta, o para reuniones públicas o privadas (véanse las Notas 2 y 3)	5.00	500
(E) Cubiertas inclinadas con más de 15° de pendiente en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.35	35
(F) Cubiertas inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada y sin posibilidad alguna de acceso a personas diferentes del personal de mantenimiento	0.50	50

Nota-1 — La carga viva de la cubierta del caso (B) no debe ser menor que el máximo valor de las cargas vivas usadas en el resto de la edificación, y cuando ésta tenga uso mixto, tal carga debe ser la mayor de las cargas vivas correspondientes a los diferentes usos. Esta carga viva no puede ser menor que la correspondiente de la Tabla B.4.2.1-1.

Nota-2 — Los elementos de jardinería, tales como macetas, tierra para plantar elementos vegetales, elementos decorativos en mampostería y otros materiales, enchapes, baldosas y acabados de piso y las correspondientes impermeabilizaciones y sus pendientes, toldos (permanentes o móviles) y otros elementos similares no están comprendidos dentro de la carga viva especificada y deben tenerse en cuenta independientemente en el cómputo de las cargas muertas.

Nota-3 — En el caso que como parte de la cubierta se dispongan balcones interiores o exteriores, estos deben diseñarse para la carga viva correspondiente, la cual no puede ser menor que la especificada para balcones en la Tabla B.4.2.1-1.

Nota-4 — Si el acceso es a través de un corredor o una escalera, el diseño del corredor o la escalera, o ambos, debe realizarse para la carga correspondiente de la Tabla B.4.2.1-1. La cubierta, azotea o terraza se debe diseñar, como mínimo, para la misma carga viva del espacio que se encuentra hacia el interior inmediatamente después del corredor o la escalera de acceso.

Figura 29. Cargas mínimas cubiertas B.4.2.1-2.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

Esta carga seleccionada no debe ser menor que el máximo valor de carga viva usadas en el resto de la edificación.

4.1.4 PASO 3 – OBTENCIÓN DEL NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA Y LOS VALORES DE A_a Y A_v

Se establece un procedimiento para determinar los efectos en los movimientos sísmicos de diseño de la transmisión de las ondas sísmicas en el suelo existente debajo de la edificación, esta debe localizarse dentro de las zonas de amenaza sísmica baja, intermedia y alta. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-14)

Zona de amenaza sísmica baja: Es el conjunto de lugares en donde tanto A_a como A_v son menores o iguales a 1.0

Zona de amenaza sísmica intermedia: Es el conjunto de lugares en donde A_a o A_v , o ambos, son mayores de 0.10 y ninguno de los dos excede 0.20

Zona de amenaza sísmica alta: Es el conjunto de lugares en donde A_a o A_v , o ambos, son mayores que 0.20

Donde:

A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño.

A_v = coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño.

Se utiliza la manera más sencilla, la cual brinda información dependiendo el departamento y municipio donde se vaya a construir la edificación, se revisa el apéndice A-4 de la norma sismo resistente colombiana Título A.

4.1.5 PASO 4 – MOVIMIENTO SISMICO DE DISEÑO

La (NSR de 2010) establece “que los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro A_a , y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro A_v , para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años” (p. A-14)

Si la zona de construcción de la edificación cuenta con decreto de microzonificación se deben utilizar los parámetros del decreto y no los de la NSR-10 como es el caso de Bogotá.

Para poder determinar los valores de F_a y F_v es necesario una clasificación del perfil del suelo, por lo cual es necesario un estudio de suelos.

Donde:

F_a = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.

F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.

Se establece la clasificación del perfil de suelo dependiendo la descripción y definición (ver figura 30)

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 $\bar{s}_u \geq 100$ 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 $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 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	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
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)	

Figura 30. Clasificación de perfiles de suelo A.2.4-1

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

Cabe destacar que el estudio ya es presentado por un ingeniero geotecnista capacitado en el tema, el cual determina el tipo de suelo para seguir con el proceso del análisis sísmico

4.1.5.1 Coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Se establecen los valores del coeficiente F_a el cual depende el A_a previamente calculado, si el valor no corresponde a las condiciones de la tabla se permite hacer interpolación lineal entre valores del mismo tipo de perfil de suelo. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-23) (Ver figura 31)

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

Figura 31. Valores de coeficiente F_a A.2.4-3

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Para el suelo tipo F se debe realizar una investigación geotécnica particular. Revisar título A.2.10.

4.1.5.2 Coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

Se establecen los valores del coeficiente F_v el cual depende el A_v previamente calculado, si el valor no corresponde a las condiciones de la tabla se permite hacer interpolación lineal entre valores del mismo tipo de perfil de suelo. (Ver figura 32)
(Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-23)

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

Figura 32. Valores de coeficiente F_v A.2.4-4

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.5.3 Coeficiente de importancia

La (NSR de 2010) establece que Todas las edificaciones se deben clasificar dentro de uno de los siguientes grupos de uso ordenando de manera a más importantes hasta las de uso normal, después de identificar el grupo se procede a elegir el valor del coeficiente.

4.1.5.3.1 Grupo IV — Edificaciones indispensables

Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alternativo. Este grupo debe incluir:

(a) Todas las edificaciones que componen hospitales clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias.

(b) Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión.

(c) Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia.

(d) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos.

(e) Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público.

(f) En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.

(Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-25)

4.1.5.3.2 Grupo III — Edificaciones de atención a la comunidad

Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo IV. Este grupo debe incluir:

- (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres.
- (b) Garajes de vehículos de emergencia.
- (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias.
- (d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza.
- (e) Aquellas del grupo II para las que el propietario desee contar con seguridad adicional.

(f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-26)

4.1.5.3.3 Grupo II — Estructuras de ocupación especial

Este grupo cubre las siguientes estructuras:

- (a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón.
- (b) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez.
- (c) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso.
- (c) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en grupo IV.
- (e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas.
- (f) Edificios gubernamentales.

(Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-26)

4.1.5.3.4 Grupo I — Estructuras de ocupación normal

Todas las edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-26)

4.1.5.3.5 Valor del coeficiente de importancia

Al determinar el tipo de grupo se procede a determinar el coeficiente de importancia (Ver figura 33)

Valores del coeficiente de importancia, I

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

Figura 33. Coeficiente de importancia A.2.5-1

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

4.1.5.4 Espectro de diseño

Según a los registros sísmicos en Colombia, se adopta el espectro de diseño como una manera de representar adecuadamente la aceleración que soporta una estructura expresada como fracción de la gravedad de acuerdo con el periodo de la estructura.

Dicho espectro de diseño debe calcularse de acuerdo con las ecuaciones dadas en la norma sismo resistente colombiana NSR-10 en el numeral A.2.6

$$T_0 = 0.1 * \frac{A_v * F_v}{A_a * F_a} \quad T_C = 0.48 * \frac{A_v * F_v}{A_a * F_a} \quad T_L = 2.4 * F_v$$

Para expresarse gráficamente de la siguiente manera (Ver figura 34)

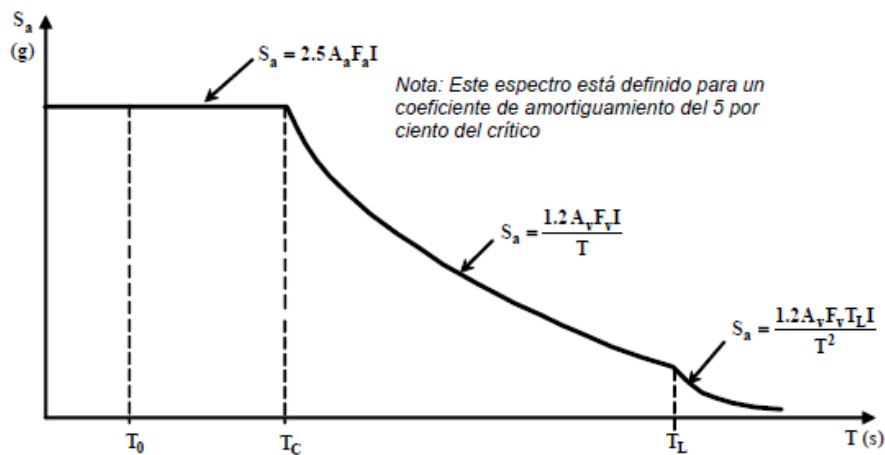


Figura 34. Grafica de espectro sísmico A.2.6-1

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

4.1.6 PASO 5 – CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN Y DEL MATERIAL ESTRUCTURAL EMPLEADO

Estas características permiten calcular el R_0 , para dar paso a el coeficiente de disipación de energía utilizado en el diseño.

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

4.1.6.1 Sistemas estructurales

Se establecen los tipos de sistemas estructurales los cuales tienen elementos verticales que se dimensionan dependiendo la capacidad de disipación de energía con el objetivo de resistir las fuerzas sísmicas entre los cuales están los sistemas de muros de cargas, sistemas combinados, de pórticos y dual.

Para el presente proyecto se trabaja con sistemas de pórticos en concreto resistentes a momentos. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-41)

4.1.6.1.1 Sistema de pórtico

La (NSR de 2010) establece que es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. (p.A-41, A.3.2.1.3)
(Ver figura 35)

Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (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 (DMI)									
a. De concreto (DMI)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (DMI)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DMI)	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							

Figura 35. Sistemas estructurales pórtico resistente a momento A.3-3

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)									
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 (DMI)	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:

1. 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.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r , para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
3. Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de R_0 debe multiplicarse por 0.90.
4. 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.
5. Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de Uso IV.
6. 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.

Figura 35. Continuación de Sistemas estructurales pórtico resistente a momento A.3-

3

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.6.1.2 Mezcla de sistemas estructurales en la altura

Se establecen criterios mínimos a tener en cuenta para hacer combinaciones de sistemas estructurales. (ver figura 36)

Mezcla de sistemas estructurales en la altura

Descripción de la combinación	Requisitos
Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez	
<p>Puede utilizarse los requisitos dados aquí si la estructura cumple las siguientes condiciones:</p> <p>(a) Ambas partes de la estructura, consideradas separadamente, puedan ser clasificadas como regulares de acuerdo con los requisitos de A.3.3,</p> <p>(b) El promedio de las rigideces de piso de la parte baja sea por lo menos 10 veces el promedio de las rigideces de piso de la parte alta y</p> <p>(c) El período de la estructura, considerada como un todo, no sea mayor de 1.1 veces el período de la parte superior, al ser considerada como una estructura independiente empotrada en la base.</p> <p>Si no se cumplen las condiciones anteriores la estructura se considera irregular y deben seguirse los requisitos de A.3.3.</p>	<p>Se permite que esta combinación de sistemas estructurales no se considere irregular ($\phi_p = \phi_a = 1.0$), y el sistema puede diseñarse sísmicamente utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4, de la siguiente manera:</p> <p>(1) La parte superior flexible puede ser analizada y diseñada como una estructura separada, apoyada para efecto de las fuerzas horizontales por la parte más rígida inferior, usando el valor apropiado de R_0 para su sistema estructural</p> <p>(2) La parte rígida inferior debe ser analizada y diseñada como una estructura separada, usando el valor apropiado de R_0 para su sistema estructural, y las reacciones de la parte superior, obtenidas de su análisis, deben ser amplificadas por la relación entre el valor de R_0 para la parte superior y el valor de R_0 de la parte inferior.</p>
Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez	
<p>Corresponde a edificaciones en las cuales se suspende antes de llegar a la base de la estructura, parcial o totalmente, un sistema estructural más rígido que el que llega a la base de la estructura.</p> <p>Este tipo de combinación de sistemas estructurales en la altura presenta inconvenientes en su comportamiento sísmico. No es aceptable como una solución estructural para el presente Reglamento.</p>	<p>(1) No es aceptable como solución estructural para el presente Reglamento.</p>

Figura 36. Mezcla de sistemas estructurales A.3-5

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

4.1.6.2 Material estructural empleado

Es el material utilizado para los elementos estructurales el cual tendrá una resistencia capaz de soportar las cargas causadas por la edificación como los sismos que afecten esa zona.

4.1.6.2.1 Concreto de densidad normal

Para concreto diseñado y construido de acuerdo con el Reglamento NSR-10, f'_c no puede ser inferior a 17 MPa. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-67, Título C.5.1.1)

Es el concreto que se utiliza comúnmente en las diferentes construcciones de edificios para el cálculo del módulo de elasticidad E_c , este caso involucra a $\lambda=1$ para lo cual se emplea la siguiente ecuación:

$$E_c = 4700 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa})$$

Donde:

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa.

λ = factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión

El módulo de elasticidad, E_c , para el concreto puede tomarse como $W_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'c}$ (en MPa), para valores de w_c comprendidos entre 1440 y 2560 kg/m³. Para concreto de densidad normal, E_c puede tomarse como $4700 \sqrt{f'c}$ (en MPa) (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-112, Título C.8.5.1)

En caso de no disponer del del valor experimental, para concretos de cuya masa unitaria varíe entre 1440 y 2460 kg/m³ se puede tomar como:

Donde:

W = carga por viento, o momentos y fuerzas internas correspondientes.

E_c = módulo de elasticidad del concreto, MPa.

w_c = densidad (peso unitario) del concreto de peso normal o densidad de equilibrio del concreto liviano, kg/m³.

En caso de no disponer del del valor experimental, para concretos de cuya masa unitaria varié entre 1440 y 2460 kg/m³ se puede tomar como:

- Para agregado grueso de origen ígneo: $W_c^{1.5} 0.047 \sqrt{f'c}$ (en MPa)
- Para agregado grueso de origen metamórfico: $W_c^{1.5} 0.041 \sqrt{f'c}$ (en MPa)

- Para agregado grueso de origen sedimentario: $Wc^{1.5} 0.031\sqrt{f c'}$ (en MPa)
- El valor medio para toda la información experimental nacional, sin distinguir por tipo de agregado, es: $Wc^{1.5} 0.034\sqrt{f c'}$ (en MPa)
- Cuando no se disponga del valor de la masa unitaria del concreto, puede utilizarse: Para agregado grueso de origen ígneo: $Wc^{1.5} 5500\sqrt{f c'}$ (en MPa)
- Para agregado grueso de origen metamórfico: $Wc^{1.5} 4700\sqrt{f c'}$ (en MPa)
- Para agregado grueso de origen sedimentario: $Wc^{1.5} 3600\sqrt{f c'}$ (en MPa)
- El valor medio para toda la información experimental nacional, sin distinguir por tipo de agregado, es: $Wc^{1.5} 3900\sqrt{f c'}$ (en MPa) (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-112, Título CR.8.5.1)

4.1.6.2.2 Concreto de densidad liviana

Para este caso se debe emplear el factor de modificación λ de 0.85 para concreto liviano de arena de peso normal y 0.75 para otros tipos de concreto liviano. Se puede interpolar con base en fracciones volumétricas. Se utiliza la ecuación anterior. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-114, Título C.8.6.1)

4.1.6.2.3 Acero de refuerzo

Los elementos estructurales además de estar compuestos por concreto deben llevar acero longitudinal y transversal para controlar deflexiones y fallas a cortante, permitiendo que falle primero el concreto pero que la estructura se mantenga por el acero, para dar tiempo de salir del edificio por la ausencia de un sismo.

La (NSR de 2010) establece que “el acero debe cumplir NTC 2289 (ASTM A706M) y el módulo de elasticidad, E_s , puede tomarse como 200 000 MPa.”

4.1.7 PASO 6 – GRADO DE IRREGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA Y PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

4.1.7.1 Irregularidad en planta

Es la irregularidad que se da de la edificación dependiendo de su geometría en planta, la cual puede ser afectada por vacíos y formas irregulares, clasificándose en varios tipos. (ver figura 37)

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 el 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 eximen 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.

Notas:

1. En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso I, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 1aP, 1bP, 3P y 4P (Véase A.3.3.7).
2. En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de uso I y II, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades tipo 1aP e 1bP (Véase A.3.3.6).

Figura 37. Irregularidad en planta A.3-6

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

Para entender mejor los tipos de irregularidad en planta la NSR de 2010 establece una serie de dibujos con ecuaciones para calcular dicha irregularidad (ver figura 38)


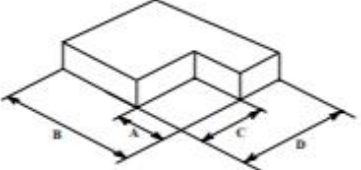
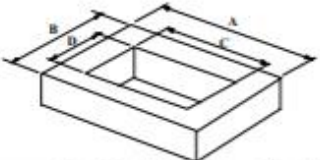
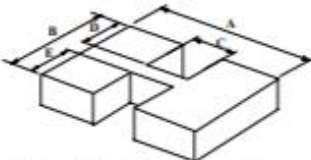
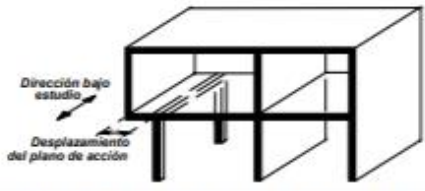
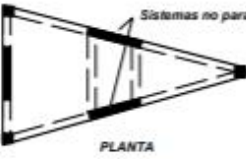
<p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>	<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>
	
<p>Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p>	
	
<p>Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$</p>	
<p>1) $C \times D > 0.5 A \times B$</p> 	<p>2) $(C \times D + C \times E) > 0.5 A \times B$</p> 
<p>Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$</p>	
	
<p>Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$</p>	
	

Figura 38. Irregularidad en planta

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Titulo A, NSR-

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.7.2 Irregularidad en altura

Irregularidad determinada por la geometría en altura de una edificación y se clasifica en varios tipos: (ver figura 39)

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.

Notas:

1. Cuando la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1aA, 1bA, 2A, o 3A (Véase A.3.3.5.1).
2. En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso I, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 4A, 5aA y 5bA (Véase A.3.3.7).
3. En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de usos I y II, la evaluación de irregularidad se puede limitar a la irregularidad tipo 5aA y 5bA (Véase A.3.3.6).

Figura 39. Irregularidad en altura A.3-7

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Para entender mejor los tipos de irregularidad en altura la NSR de 2010 establece una serie de dibujos con ecuaciones para calcular dicha irregularidad (ver figura 40)

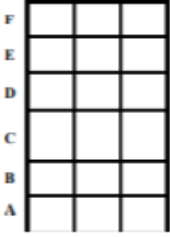
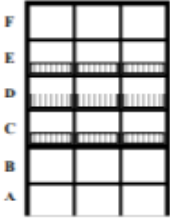
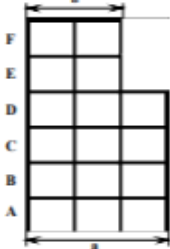
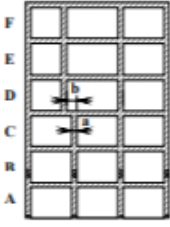
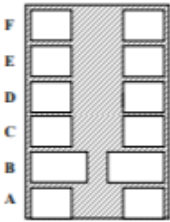
<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ 0 $0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D+K_E+K_F) / 3$</p> <p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ 0 $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 m_E$ 0 $m_D > 1.50 m_C$</p>	
<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$</p> <p>$a > 1.30 b$</p>	
<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$</p> <p>$b > a$</p>	
<p>Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p>	
<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$</p>	

Figura 40. Irregularidad en altura

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

4.1.7.3 Ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica:

Debe asignarse un factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, Φ_r , en las dos direcciones principales en planta de la siguiente manera:

En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía mínima (DMI): Para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía mínima (DMI) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia es de $\Phi_r = 1.0$. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-43, Capítulo A.3.3.8.1)

En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES): Para edificaciones cuyo sistema estructural pertenezca a la capacidad de disipación (DMO) o especial (DES) el valor del factor de reducción es de $\Phi_r = 1.0$, cuando en todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica cumpla las siguientes condiciones de redundancia:

- (a) **En sistemas compuestos por pórticos con arriostramientos concéntricos** — La falla de cualquiera de las diagonales o sus conexiones al pórtico no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

(b) **En sistemas compuestos por pórticos con arriostramientos excéntricos** — La pérdida de resistencia a momento (si se trata de vínculos a momento), o a cortante (para el caso de vínculos a corte), de los dos extremos de un vínculo no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

(c) **En sistemas de pórtico resistente a momentos** — La pérdida de la resistencia a momento en la conexión viga-columna de los dos extremos de una viga no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

(d) **En sistemas con muros estructurales de concreto estructural** — La falla de un muro estructural o de una porción de él que tengan una relación de la altura del piso a su longitud horizontal mayor de la unidad, o de los elementos colectores que lo conectan al diafragma, no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

(e) **Para otros sistemas** — No hay requisitos especiales. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-44, Capítulo A.3.3.8.2)

En los sistemas estructurales que no cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) se toma el $\Phi_r = 0.75$.

Aunque no se cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, Φ_r , se le debe asignar un valor igual a la unidad $\Phi_r = 1.0$. si todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica sean regulares en planta y tengan al menos dos vanos compuestos por elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica localizados en la periferia a ambos lados de la planta en las dos direcciones principales. Cuando se trate de muros estructurales para efectos de contar el número de vanos equivalentes se calcula como la longitud horizontal del muro dividida por la altura del piso. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-44, Capitulo A.3.3.8.2)

Al calcular la redundancia se debe evaluar en las direcciones X y Y:

Para dirección X se tiene en cuenta la redundancia X

$$R_x = R_0 \times \Phi_P \times \Phi_A \times \Phi_{Rx}$$

Para dirección Y se tiene en cuenta la redundancia Y

$$R_y = R_0 \times \Phi_P \times \Phi_A \times \Phi_{Ry}$$

4.1.7.4 Cálculo de coeficiente de capacidad de energía R

Esta determinado por el producto del coeficiente de disipación de energía básico con los coeficientes de reducción como las irregularidades y ausencia de redundancia que presenta la edificación, se determina de la siguiente manera:

$$R = R_0 \Phi_a \Phi_p \Phi_r$$

Donde:

Φ_a = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación.

Φ_p = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación.

Φ_r = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia.

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

(Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-39)

4.1.8 PASO 7 – DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

4.1.8.1 Método de la fuerza horizontal equivalente

Se deben cumplir los siguientes requisitos establecidos en la NSR de 2010 para el cálculo de la fuerza horizontal equivalente:

(a) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, en las zonas de amenaza sísmica baja.

(b) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, pertenecientes al grupo de uso I, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia.

(b) Edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base, en cualquier zona de amenaza sísmica, exceptuando edificaciones localizadas en lugares que tengan un perfil de suelo tipo D, E o F, con periodos de vibración mayores de $2T_C$.

(c) Edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles ni más de 18 m de altura medidos a partir de la base.

(d) Estructuras flexibles apoyadas sobre estructuras más rígidas que cumplan los requisitos de la tabla A.3-5 mencionada en los sistemas estructurales paso

5. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-45, Título A.3.4.2.1)

4.1.8.2 Período fundamental de la edificación

La NSR de 2010 determina el proceso por el cual se debe calcular el periodo T, en la estructura a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la siguiente ecuación: (ver figura 41) (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-65, Título A.4.2.1)

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

Figura 41. Ecuación cálculo de periodo A.4.2-1

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Donde:

M = masa total de la edificación — **M** debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso.

m_i , m_x = parte de M que está colocada en el nivel i o x respectivamente.

f_i = fuerza sísmica horizontal en el nivel i .

δ_i = desplazamiento horizontal del nivel i con respecto a la base de la estructura, debido a las fuerzas horizontales f_i , para ser utilizado en la ecuación.

El periodo calculado debe cumplir con una serie de condiciones:

T no puede exceder ($C_u \times T_a$)

C_u = coeficiente utilizado para calcular el período máximo permisible la estructura, pero C_u no debe ser menor a 1.2.

$$C_u = 1.75 - 1.2 * A_v * F_v$$

$$C_u \leq 1.2$$

Los valores de A_v y F_v se calculan en el paso 4 en la cual se dan a conocer el mecanismo para calcularlos.

Período de vibración fundamental aproximado, alternativa al valor del T. (T_a):

$$T_a = C_t \times (h_n)^\alpha$$

Los valores de C_t y α dependen de los sistemas estructurales de la edificación y h_n es la altura medida desde la base hasta el piso más alto del edificio. (ver figura 42)

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

Figura 42. Cálculo de valores C_t y α

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Para estructuras de concreto reforzado o mampostería estructural se puede utilizar como alternativa la ecuación. (ver figura 43)

$$C_w = \frac{100}{A_B} \cdot \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{\ell_{wi}} \right)^2} \right]$$

Figura 43. Ecuación Cw A.4.2-2

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Titulo A, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Para edificaciones de 12 pisos o menores, con una altura de piso no mayores a 3 m, con sistema de concreto reforzados resistentes a momentos o estructura metálica el periodo de vibración aproximado T_a en segundos se determina por la siguiente ecuación.

(Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-65)

$$T_a = 0.1 * N$$

Donde:

N= Número de pisos de la estructura.

El valor de T obtenido al utilizar es una estimativa inicial razonable del período estructural para predecir las fuerzas a aplicar sobre la estructura con el fin de dimensionar su sistema de resistencia sísmica. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, debe calcularse el valor ajustado de T mediante la aplicación de análisis modal o de la ecuación A.4.2-1 para compararlo con el estimado inicial; si el periodo de la estructura diseñada

difieriera en más del 10% con el periodo estimado inicialmente, debe repetirse el proceso de análisis, utilizando el último periodo calculado como nuevo estimado, hasta que se converja en un resultado dentro de la tolerancia del 10% señalada. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-65)

4.1.8.3 Fuerza sísmica horizontal equivalente

La totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos producen el cortante sísmico V_s en su dirección de estudio, determinándose de la siguiente manera. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-65, Capítulo A.4.3.1)

$$V_s = S_a g M$$

Donde:

S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado.

Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T .

g = aceleración debida a la gravedad (9.8 m/s²).

M = masa total de la edificación.

La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} V_s$$

El C_{vx} es un coeficiente definido para calcular la fuerza sísmica horizontal (ver figura 44)

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

Figura 44. Ecuación C_{vx} A.4.3-3

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Donde:

m_i, m_x = parte de M que está colocada en el nivel i o x respectivamente.

h_i, h_x = altura en metros, medida desde la base, del nivel i o x .

k = es un exponente relacionado con el período fundamental, T , de la edificación de la siguiente manera:

- (a) Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k = 1.0$.
- (b) Para T entre 0.5 y 2.5 segundos $k = 0.75 + 0.5T$.
- (c) Para T mayor que 2.5 segundos, $k = 2.0$.

Estas fuerzas horizontales se calculan por piso y se aplican a la estructura para evaluar su comportamiento sísmico.

4.1.8.4 Método de análisis dinámico

Es un procedimiento por el cual se hace el análisis de fuerza sísmica en la dirección x y dirección y, los resultados obtenidos deben ajustarse a los valores mínimos previamente calculados de la fuerza horizontal equivalente. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-67, Capítulo A.5.1.3)

En este método es usual emplear softwares de diseño estructural tales como ETABS Y SAP 2000 los cuales permiten el cálculo del cortante basal para su respectiva comparación con la fuerza horizontal equivalente.

La NSR de 2010 establece la metodología de trabajo:

4.1.8.4.1 Obtención de los modos de vibración

Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural. Deben utilizarse todos los modos de vibración de la estructura que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la misma. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-69, Capítulo A.5.4.1)

Número de modos de vibración: Para dar una respuesta dinámica estructural se deben incluir todos los modos de vibración, este requisito se cumple cuando los modos empleados, P, de cada una de las direcciones horizontales de análisis, j, sea de al menos un 90% de la masa participante de la estructura. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-69, Capítulo A.5.4.2)

La masa \bar{M}_j , en cada uno de las direcciones de análisis, j, para el número de modos empleado, P, se calcula de la siguiente manera: (Ver figura 45)

$$\bar{M}_j = \sum_{m=1}^P \bar{M}_{mj} \geq 0.90 M$$

$$\bar{M}_{mj} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij}^m \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \left(\phi_{ij}^m \right)^2}$$

Figura 45. Ecuación de masa participante en cada una de las direcciones A.5.4-1 y A.5.4-2

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

Donde:

\bar{M}_j = masa actuante total de la edificación en la dirección j.

\bar{M}_m = Masa efectiva modal del modo m, determinada de acuerdo con la ecuación.

m_i, m_x = Parte de M que está colocada en el nivel i o x, respectivamente.

Φ_{ij}^m = Amplitud de desplazamiento del nivel i, en la dirección j, cuando está vibrando en el modo m.

Cálculo de cortante Modal en la base: La parte del cortante en la base contribuida por el modo m en la dirección horizontal **j**, V_{mj} , debe determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_s = S_{am} g \bar{M}_m j$$

Donde:

S_{ma} = Es el valor leído del espectro elástico de aceleraciones, S_a , para el período de vibración T_m correspondiente al modo de vibración **m**.

V_{tj} = cortante sísmico en la base total en la dirección horizontal j.

T_m = período de vibración correspondiente al modo de vibración m , en s.

4.1.8.4.2 Respuesta espectral modal

La respuesta máxima de cada modo se obtiene utilizando las ordenadas del espectro de diseño definido en el paso 4, para el período de vibración propio del modo. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-69, Capítulo A.5.4.1)

4.1.8.4.3 Respuesta total

Las respuestas máximas modales definidas por la NSR de 2010, “incluyendo las de deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, se combinan de una manera estadística para obtener la respuesta total de la estructura a los movimientos sísmicos de diseño”.(p.A-69, Capítulo A.5.4.1)

Combinación de los modos: Las respuestas máximas obtenidas para cada modo, m , de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, deben combinarse utilizando métodos apropiados y debidamente sustentados, tales como el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados u otros. Debe tenerse especial cuidado cuando se calculen las combinaciones de las derivas, calculando la respuesta máxima de la deriva causada por cada modo independientemente y combinándolas posteriormente. No es permitido obtener las derivas totales a partir de deflexiones horizontales que ya han sido combinadas. Cuando se utilicen modelos

matemáticos de análisis tridimensional deben tenerse en cuenta los efectos de interacción modal, tales como la combinación cuadrática total. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-69, Capítulo A.5.4.1)

4.1.8.4.4 Ajustes de resultados

El ajuste debe cubrir todos los resultados del análisis dinámico, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-70, Capítulo A.5.4.1)

El valor del cortante dinámico total V_{tj} para cualquier dirección j , obtenido después del análisis no puede ser menor al 80% para estructuras regulares o que el 90% para estructuras irregulares del cortante sísmico en la base V_s calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente. Se debe hacer el análisis para dirección X y Y. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-70, Capítulo A.5.4.5)

Según la NSR de 2010 estipula una serie de condiciones para este método:

(a) Para efectos de calcular este valor de V_s el período fundamental de la estructura obtenido en el análisis dinámico, T , en segundos no debe exceder $C_u T_a$, cuando se utilicen los procedimientos de interacción suelo-estructura se permite utilizar el valor de V_s reducido por esta razón.

(b) Cuando el valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj} , obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j , sea menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructura irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s , calculado como se indicó en (a), todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos de la correspondiente dirección j deben multiplicarse por el siguiente factor de modificación:

$$0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} \text{ Estructura regular}$$

$$0.90 \frac{V_s}{V_{tj}} \text{ Estructuras irregulares}$$

Donde:

V_{tj} = cortante sísmico en la base total en la dirección horizontal j .

V_s = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente.

(c) Cuando el cortante sísmico en la base, V_{tj} , obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, excede los valores prescritos en (a), todos los parámetros de la respuesta dinámica total, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, pueden reducirse proporcionalmente, a juicio del diseñador. (Norma Sismo Resistente, Capítulo A.1, 2010, p. A-2)

4.1.8.4.5 Evaluación de derivas

Se debe verificar que las derivas totales obtenidas, debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de verificación de derivas. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-70, Capítulo A.5.4.5)

4.1.8.4.6 Fuerza de diseño de los elementos

Las fuerzas sísmicas internas totales de los elementos, F_s , debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad y la ausencia de redundancia según los requisitos, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E , y se combinan con las otras cargas prescritas por este Reglamento, de acuerdo con el Título B.

La fuerza sísmica reducida para el modelo de ETABS o SAP 2000 se puede determinar de la siguiente manera:

$$E_x = \frac{1}{R_x} \text{ Para sismo en X}$$

$$E_y = \frac{1}{R_y} \text{ Para sismo en Y}$$

Donde R_x y R_y corresponden al coeficiente de capacidad de energía previamente calculado en dirección X y Y. Ver paso

4.1.8.4.7 Diseño de los elementos estructurales

Los elementos estructurales se diseñan y detallan siguiendo los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía correspondiente del material, de acuerdo con los requisitos. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-69, Capítulo A.5.4.1)

4.1.9 PASO 8 – DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

4.1.9.1 Desplazamiento horizontal en el centro de masa del piso $\delta_{cm, j}$

Corresponden a los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales en planta, que tiene el centro de masa del piso. En caso de cálculo de desplazamientos haciendo uso del método de análisis dinámico deberá tomarse en cuenta lo indicado para la combinación de los modos. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-74, Capítulo A.6.2.1)

El ministerio de ambiente vivienda y desarrollo territorial propone que cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, las fuerzas horizontales que se empleen para determinar los desplazamientos horizontales y torsionales en el centro de masa pueden calcularse utilizando el período, **T**, aplicando el límite de **Cu Ta**, o alternativamente el período **T** obtenido por alguna de las ecuaciones con las cuales se pueden determinar.

En las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso II, III y IV, para la determinación de las fuerzas horizontales que se empleen para calcular los desplazamientos horizontales en el centro de masa, se permite que el coeficiente de importancia **I**, tenga un valor igual a la unidad ($I = 1.0$), y las fuerzas de diseño a emplear para obtener la resistencia de la estructura deben utilizar el valor del coeficiente de importancia **I** correspondiente al grupo de uso de la edificación (Norma Sismo Resistente, Capítulo A.6, 2010, p. A-74)

4.1.9.2 Desplazamientos horizontales causados por efectos torsionales. δ_t, j

Corresponden a los desplazamientos horizontales adicionales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, causados por la rotación de toda la estructura con respecto a un eje vertical y debida a los efectos torsionales definidos. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-74, Capitulo A.6.2.2)

Torsión accidental: Debe suponerse que la masa de todos los pisos está desplazada transversalmente, hacia cualquiera de los dos lados del centro de masa calculado de cada piso, una distancia igual al 5 por ciento (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio. El efecto de la torsión que se genera debe tenerse en cuenta en la distribución del cortante del piso a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. Cuando existan irregularidades en planta del tipo 1aP o 1bP, debe aumentarse la torsión accidental en cada nivel x , multiplicándola por un coeficiente de amplificación, A_x , determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{prom}} \right]^2 \leq 3.0$$

Donde:

A_x = coeficiente de amplificación de la torsión accidental en el nivel x .

δ_{max} = desplazamiento horizontal máximo en el nivel x .

δ_{prom} = desplazamiento horizontal máximo en el nivel x.

Torsión debida a la no coincidencia del centro de masa y de rigidez:

Cuando el diafragma puede considerarse rígido en su propio plano, debe tenerse en cuenta el aumento en los cortantes sobre los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica debida a la distribución, en planta, de la rigidez de los elementos del sistema de resistencia sísmica.

(a) Diafragma flexible — El diafragma puede suponerse flexible, para los efectos de las prescripciones de esta sección, cuando la máxima deflexión horizontal dentro del diafragma, al verse sometido a las fuerzas sísmicas, F_s , es más de 2 veces el promedio de sus deflexiones horizontales. Esta determinación de la flexibilidad del diafragma puede realizarse comparando la deflexión horizontal debida a las fuerzas sísmicas, obtenida en el punto medio del diafragma, con la de cada uno de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, al verse sometidos a una fuerza horizontal equivalente a la producida por la masa aferente al elemento.

(b) Diafragma rígido en su propio plano — El diafragma puede suponerse rígido en su propio plano cuando se dispone su rigidez y su resistencia de tal manera que éste actúe como una unidad y sus propiedades de masa y de rigidez se puedan concentrar en el centro de masa y en el

centro de rigidez respectivamente. En las edificaciones que tengan irregularidades de los tipos **2P** y **3P** la consideración de diafragma rígido debe evaluarse cuidadosamente, pues en la mayoría de los casos estas irregularidades inhiben el comportamiento como diafragma rígido de los entrepisos de la edificación.

Torsión de diseño: El momento torsional de diseño en cualquier nivel de la estructura se obtiene como la suma de las torsiones de diseño de todos los niveles localizados por encima del nivel en estudio. La porción de la torsión aportada por cada nivel se obtiene como la torsión accidental del nivel, más el producto de la fuerza sísmica horizontal, correspondiente a ese nivel por una dimensión igual a la proyección, en la dirección perpendicular a la dirección de las fuerzas, de la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez del nivel. (Norma Sismo Resistente, Capítulo A.3, 2010, p. A-47)

Este efecto solo debe evaluarse cuando los diafragmas son rígidos. Cuando los diafragmas son rígidos el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en cualquiera de las dos direcciones principales en planta, se obtiene de:

$$\delta_{t,j} = r_j \theta_j$$

Donde:

r_j = proyección, sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio, j , de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés.

θ_j = rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa del piso i , causada por los efectos torsionales, en radianes.

4.1.9.3 Desplazamientos horizontales causados por efectos p-delta, $\delta_{pd, j}$

Este desplazamiento desarrollado por el ministerio de ambiente vivienda y desarrollo territorial corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales en planta, causados por los efectos de segundo orden (efectos P-Delta) de la estructura. Los efectos P-Delta producen un aumento en las deflexiones horizontales y en las fuerzas internas de la estructura. Estos efectos deben tenerse en cuenta cuando el índice de estabilidad, Q_i , es mayor de 0.10. El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}}$$

Donde:

P_i = suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva, que existe en el piso i , y todos los pisos localizados por encima. Para el cálculo de los efectos P-Delta, no hay necesidad que los coeficientes de carga de sean mayores que la unidad

V_i = fuerza cortante del piso i , en la dirección bajo estudio, sin dividir por R . corresponde a la suma de las fuerzas horizontales sísmicas que se aplican al nivel i , y todos los niveles localizados por encima de él.

h_{pi} = altura del piso i , medida desde la superficie del diafragma del piso i hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, $i-1$

El índice de estabilidad de cualquier piso, Q_i , no debe exceder el valor de 0.30.

Cuando el valor de Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse.

La deflexión adicional causada por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio y para el piso i , se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\delta_{pd} = \delta_{cm} \left[\frac{Q_i}{1 - Q_i} \right]$$

Donde:

Q_i = índice de estabilidad, del piso i , utilizado en la evaluación de los efectos P-Delta.

Cuando el índice de estabilidad es mayor de 0.10, los efectos P-Delta en las fuerzas internas de la estructura causadas por las cargas laterales deben aumentarse, multiplicándolas en cada piso por el factor $\frac{1}{1-Q_i}$ (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-75, Capítulo A.6.2.3)

4.1.9.4 Desplazamientos horizontales totales

Los desplazamientos totales horizontales, $\delta_{tot.j}$, en cualquiera de las direcciones principales en planta, j, y para cualquier grado de libertad de la estructura, se obtienen de la siguiente suma de valores absolutos conociendo previamente los demás desplazamientos:

$$\delta_{tot.j} = |\delta_{cm.j}| + |\delta_{t.j}| + |\delta_{pd.j}|$$

Donde:

$\delta_{cm.j}$ = corresponde al desplazamiento horizontal del centro de masa en la dirección bajo estudio,

$\delta_{t.j}$ = el desplazamiento adicional causado por los efectos torsionales en la dirección bajo estudio cuando el diafragma sea rígido, j,

$\delta_{pd.j}$ = desplazamiento adicional causado por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio, j.

4.1.10 PASO 9 – VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS

La deriva corresponde al desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-73, Capítulo A.6.1.2)

4.1.10.1 Necesidad de controlar la deriva

El ministerio de ambiente vivienda y desarrollo territorial determina que la deriva está asociada a efectos provocados por un temblor tales como:

(a) Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.

(b) Estabilidad global de la estructura.

(c) Daño a los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc.

(d) Alarma y pánico entre las personas que ocupen la edificación. (Norma Sismo Resistente, Capítulo A.6, 2010, p. A-74)

4.1.10.2 Deriva máxima

El ministerio de ambiente vivienda y desarrollo territorial determina diferentes modelos del cálculo de la deriva máxima dependiendo del tipo de irregularidades.

En edificaciones regulares e irregulares que no tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP o 1bP , o edificaciones con diafragma flexible:

la deriva máxima para el piso i , Δ_{max}^i , corresponde a la mayor deriva de las dos direcciones principales en planta, j , calculada como el valor absoluto de la diferencia algebraica de los desplazamientos horizontales del centro de masa del diafragma del piso i $\delta_{cm,j}$, en la dirección principal en planta bajo estudio con respecto a los del diafragma del piso inmediatamente inferior ($i-1$) en la misma dirección, incluyendo los efectos P-Delta.

En edificaciones que tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP

o 1bP: la deriva máxima en cualquier punto del piso i , se puede obtener como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales máximos, del punto en el piso i y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso inmediatamente inferior ($i-1$) i , por medio de la siguiente ecuación. (ver figura 46)

$$\Delta_{max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2}$$

Figura 46. Ecuación deriva máxima para irregularidad en planta de tipo 1ap y 1bp

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Titulo A, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Condiciones para pisos superiores: este cálculo se hace de manera alternativa si se cumplen con los requisitos establecidos a continuación.

- (a) La edificación tiene diez o más pisos de altura sobre su base.
- (b) El procedimiento alternativo solo es aplicable en los pisos superiores localizados por encima de dos tercios de la altura de la edificación medida desde su base.
- (c) El sistema estructural de resistencia sísmica es diferente a pórtico resistente a momento.
- (d) La edificación se clasifica como regular tanto en planta como en altura de acuerdo con los requisitos.
- (e) El índice de estabilidad, Q_i , es menor de 0.10 en todos los pisos donde sería aplicable este procedimiento alternativo.

La máxima deriva del piso i , Δ_{max}^i , en el procedimiento alternativo corresponde a la máxima deriva de las dos direcciones principales en planta, \mathbf{j} , calculada por medio de la siguiente ecuación: (ver figura 47)

$$\Delta_{\mathbf{j}}^i = \delta_{cm,\mathbf{j}}^i - 0.5 \left(\frac{(\delta_{cm,\mathbf{j}}^{i-1} - \delta_{cm,\mathbf{j}}^{i-2})(h_p^i + h_p^{i-1})}{h_p^{i-1}} + \delta_{cm,\mathbf{j}}^{i-2} \right) - 0.5\delta_{cm,\mathbf{j}}^{i-1}$$

Figura 47. Ecuación deriva máxima condiciones de pisos superiores A.6.3-2

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Donde:

$\Delta_{\mathbf{j}}^i$ = deriva del piso i en la dirección principal en planta \mathbf{j} .

$\delta_{cm,\mathbf{j}}^i$ = desplazamiento horizontal, del centro de masa del piso \mathbf{i} , en la dirección \mathbf{j} .

h_p^i = altura del piso \mathbf{i} , medida desde la superficie del diafragma del piso \mathbf{i} hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, $\mathbf{i-1}$.

4.1.10.3 Límites de la deriva

Estos límites de deriva son aplicables de acuerdo con el procedimiento de cálculo de deriva de edificaciones que tengan irregularidades en planta 1ap y 1bp, mencionadas anteriormente. (ver figura 48) (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.A-73, Capítulo 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% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

Figura 48. Derivas máximas con porcentajes de phi A.6.4-1

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Condiciones a tener en cuenta al comparar la deriva máxima establecida por el Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial:

Cuando se utilicen secciones fisuradas, tanto en concreto reforzado, como en mampostería y en el caso de estructuras mixtas con acero, las derivas pueden multiplicarse por 0.7 antes de hacer la comparación con los límites dados.

Cuando se haya efectuado un análisis inelástico verificando el desempeño de la totalidad de los elementos estructurales en un rango de desempeño no mayor a “Protección de la

Vida” (LS según los requerimientos del ASCE 31 y ASCE 41), las derivas pueden multiplicarse por 0.7 antes de hacer la comparación.

Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de $0.010h_{pi}$ en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación, y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

Cuando se trate de muros de mampostería estructural poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de $0.005h_{pi}$.

No hay límites de deriva en edificaciones de un piso, siempre que los muros y las particiones interiores y exteriores, así como los cielorrasos se diseñen para acomodar las derivas del piso. (Norma Sismo Resistente, Capítulo A.6, 2010, p. A-76, p-A-77)

4.1.10.4 Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas

Se determina una separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes, dependiendo de las coincidencias de las losas de entre piso. (ver figura 49)

Separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción

Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

Notas:

1. Para obtener la separación sísmica en pisos diferentes a la cubierta se aplicará el coeficiente indicado en la Tabla multiplicado por la altura sobre el terreno del piso en particular.
2. Cuando el terreno en la colindancia sea inclinado en el sentido del paramento, o haya diferentes alturas de piso o diferentes números de pisos aéreos en la colindancia, se tomará en la edificación nueva la altura de piso, o el número de pisos aéreos que conduzca a la mayor separación sísmica.

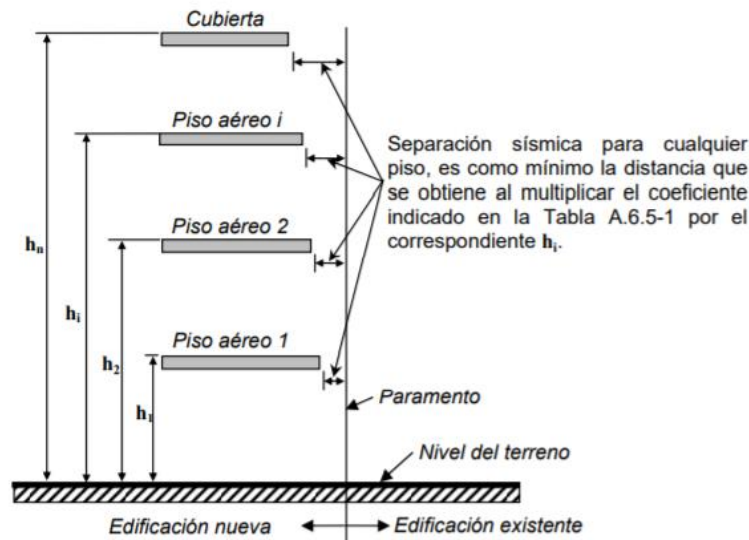


Figura 49. Separación sísmica de cubiertas entre edificaciones A.6.5.1

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

4.1.11 PASO 10 – COMBINACIÓN DE LAS DIFERENTES SOLICITACIONES

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

Combinaciones básicas: Estas combinaciones en gran medida son utilizadas para generar efectos desfavorables en el análisis del sistema, la cual arroja los datos que se consideran para el correcto diseño de la cimentación y elementos estructurales, el efecto más crítico puede ocurrir cuando una o varias cargas no actúen. Estas cargas no se aplican a la madera ni guadua. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.B-5)

Por lo general los softwares de diseño automáticamente toman la carga más crítica para definir sus resultados de diseño.

Las cagas a utilizar son: (ver figura 50)

$D + F$	(B.2.3-1)
$D + H + F + L + T$	(B.2.3-2)
$D + H + F + (L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.3-3)
$D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.3-4)
$D + H + F + W$	(B.2.3-5)
$D + H + F + 0.7E$	(B.2.3-6)
$D + H + F + 0.75W + 0.75L + 0.75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.3-7)
$D + H + F + 0.75(0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.3-8)
$0.6D + W + H$	(B.2.3-9)
$0.6D + 0.7E + H$	(B.2.3-10)

Figura 50. Combinaciones básicas

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Donde:

D = Carga Muerta consistente en:

- (a) peso propio del elemento.
- (b) 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.
- (c) peso del equipo permanente.

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

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**.

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

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.

Le = Carga de empozamiento de agua.

Lr = Carga viva sobre la cubierta.

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

E = Fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = \frac{F_s}{R}$) que se emplean para diseñar los miembros estructurales.

W = Carga de Viento.

4.1.11.2 Combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia

Estas combinaciones de carga deben ser usados en todos los materiales estructurales permitidos por el Reglamento de diseño del material, con la excepción de aquellos casos en que el Reglamento indique explícitamente que deba realizarse el diseño utilizando el método de los esfuerzos de trabajo.

Combinaciones básicas : El diseño de las estructuras, sus componentes y cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño iguallen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones: (ver figura 51) (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.B-6)

$1.4(D+F)$	(B.2.4-1)
$1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-2)
$1.2D+1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)+(L \text{ ó } 0.8W)$	(B.2.4-3)
$1.2D+1.6W+1.0L+0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-4)
$1.2D+1.0E+1.0L$	(B.2.4-5)
$0.9D+1.6W+1.6H$	(B.2.4-6)
$0.9D+1.0E+1.6H$	(B.2.4-7)

Figura 51. Combinaciones de cargas mayoradas.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Al momento de realizar el diseño de los elementos estructurales se deben tener en cuenta Las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, utilizadas en las combinaciones B.2.4-5 y B.2.4-7 corresponden al efecto, expresado en términos de fuerza, Fs, de los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el Título A, divididos por E ($E = F_s/R$). 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 utilizarse los requisitos de verificación de derivas dependiendo el caso a analizar, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas F_s , sin haber sido divididas por R_c .

4.1.12 PASO 11 – DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial propone como medida de seguridad que el diseño de los elementos estructurales se lleve a cabo de acuerdo con los requisitos propios del sistema de resistencia sísmica y del material estructural utilizado. Los elementos estructurales deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía mínimo (DMI) moderado (DMO), o especial (DES), según les corresponda, lo cual le permitirá a la estructura responder, ante la ocurrencia de un sismo, en el rango inelástico de respuesta y cumplir con los objetivos de las normas sismo resistentes.

El diseño de los elementos estructurales debe realizarse para los valores más desfavorables obtenidos de las combinaciones obtenidas de las combinaciones de las diferentes solicitudes. (Norma Sismo Resistente, Capítulo A.1, 2010, p. A-6)

4.1.12.1 Diseño de vigas

Las vigas se diseñan a flexión para el cálculo del acero longitudinal y a cortante para el acero de los estribos requeridos.

4.1.12.1.1 Acero de refuerzo vigas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)

La sección de la viga debe cumplir una cuantía mínima de acero la cual se obtiene de la ecuación, debe haber mínimo dos barras de $\frac{1}{2}$ “o superior tanto en la zona de tracción como compresión. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-143)

$$A_{S_{min}} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \text{ pero no menor a } \frac{1.4 b_w d}{f_y}$$

Los traslapes no se permiten en los nodos (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-366, Capítulo C.21.3.4.5)

Refuerzo transversal: En ambos extremos del elemento al lado de los apoyos se deben ubicar estribos de confinamiento mínimo de $\frac{3}{8}$ “en una longitud igual a $2h$ medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, para la ubicación del primer estribo se tiene en cuenta que este a 5 cm del apoyo, la separación de los estribos no debe ser mayor a:

➤ $d/4$

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 30 cm (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-366, Capítulo C.21.3.4.6)

Las barras longitudinales perimetrales que son el soporte de los estribos deben cumplir y disponerse de tal manera que cada barra de la esquina y alterna tenga estribo con un Angulo menor igual a 135° , y ninguna barra debe estar separada a más de 15 cm de una apoyada lateralmente. (Ver figura 52) (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-103, Capítulo C.7.10.5.3)

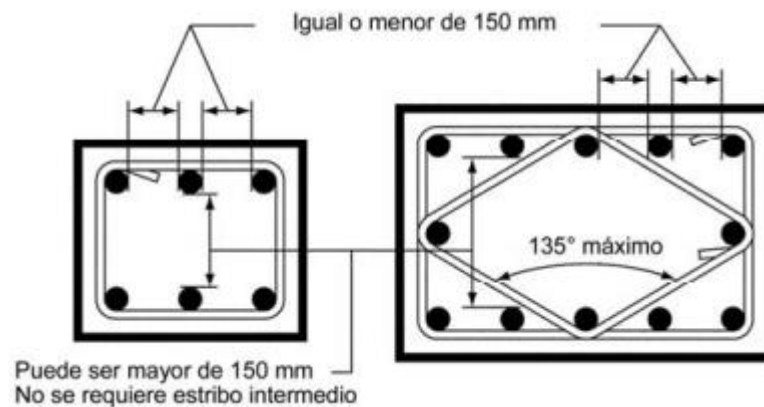


Figura 52. Disposición de barras longitudinales

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título C, NSR-

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Los estribos en la zona no confinada se ubican a una separación menor igual de $d/2$ con ganchos sísmicos donde d corresponde a la altura efectiva. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-367, Capítulo C.21.3.4.8)

Se toma como ejemplo una viga para ubicar los criterios mínimos de diseño de vigas

DMO (Ver figura 53)

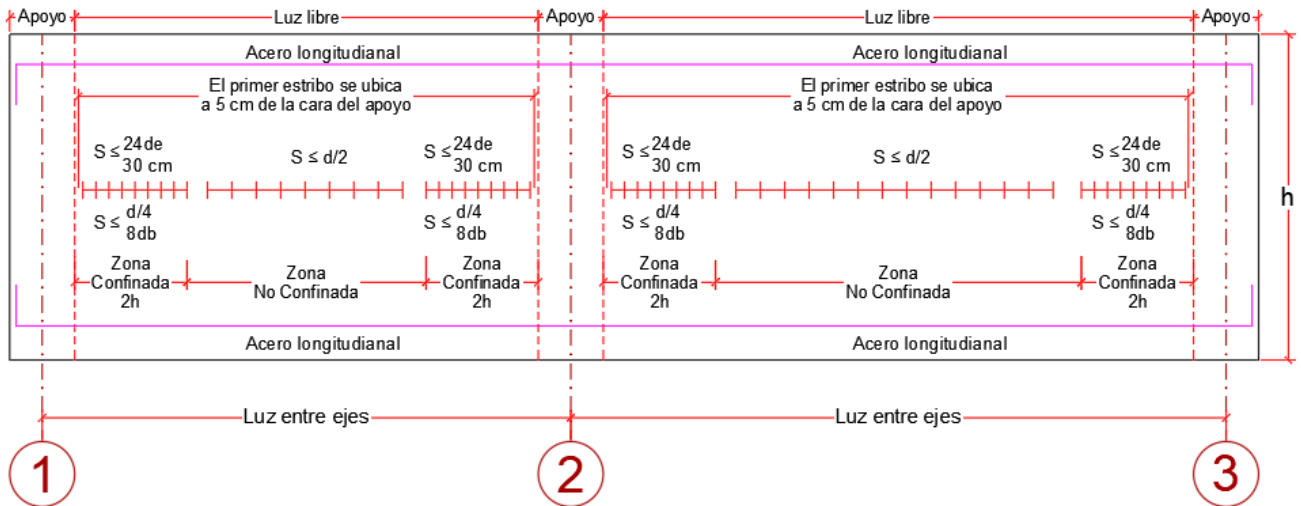


Figura 53. Acero transversal viga DMO

Fuente: Autor 2020

4.1.12.1.2 Acero de refuerzo vigas con capacidad especial de disipación de energía

(DES)

El área de refuerzo no puede ser menor a:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \quad \text{pero no menor a} \quad \frac{1.4 b_w d}{f_y}$$

Ni la cuantía debe exceder 0.025, se dispone de forma continua acero en la parte superior e inferior (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-373, Capítulo C.21.5.2.1)

Solo se permiten hacer los traslapos si se proporcionan estribos cerrados de confinamiento en la longitud del traslapo, la separación no debe ser menor que d/4 y 10 cm.

No se deben usar empalmes por traslapos:

- Dentro de nodos.
- En la zona confinada $2h$ medida desde la cara del apoyo.
- Donde el análisis indique fluencia a causa de los desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-373, Capítulo C.21.5.2.3)

Se clasifican en dos tipos los empalmes mecánicos para DES y DMO:

- **Empalme mecánico tipo 1:** Debe desarrollarse en tracción y compresión según sea requerido **1.25 f_y** de la barra. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-373, Capítulo C12.14.3.2)

No deben usarse empalmes en **2h** medida desde la cara del apoyo o donde sea probable que se produzca fluencia del refuerzo a causa de desplazamiento laterales.

- **Empalme mecánico tipo 2:** Deben cumplir con los requisitos del empalme tipo 1 y desarrollar la resistencia a tracción especificadas en las barras empalmadas. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-373, Capítulo C21.1.6.1)

Refuerzo transversal: Se ubican estribos de confinamiento en las regiones mencionadas a continuación.

- En la longitud igual a **2h** medida desde la cara de los apoyos en ambos extremos del elemento en flexión.
- En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-374, Capítulo C.21.5.3.1)

Separación de estribos: El primer estribo cerrado debe ubicarse a 5 cm de la cara del elemento de apoyo y debe cumplir con los siguientes criterios de separación si exceder:

- $d/4$
- Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 30 cm. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-375, Capítulo C.21.5.3.2)

Cuando se requieran estribos cerrados de confinamiento se debe garantizar que las barras longitudinales del perímetro con las alternas tengan un estribo con un ángulo igual menor a 135° y que no estén separadas a más de 15 cm de una barra lateral, si es circular la columna se permite estribos completos. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-103, Capítulo C.7.10.5.3)

Cuando no se requieran estribos cerrado de confinamiento se deben ubicar estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos de los apoyos de las vigas a una separación menor igual de $d/2$. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-103, Capítulo C.21.5.3.4)

Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en elementos en flexión sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90° en lados opuestos del elemento en flexión. Si las barras de refuerzo longitudinal aseguradas por los ganchos suplementarios están confinadas por una losa en un solo lado del elemento en flexión, los ganchos de 90° de los ganchos suplementarios deben ser colocados en dicho lado. c

Se toma como ejemplo una viga para ubicar los criterios mínimos de diseño de vigas DES (Ver figura 54)

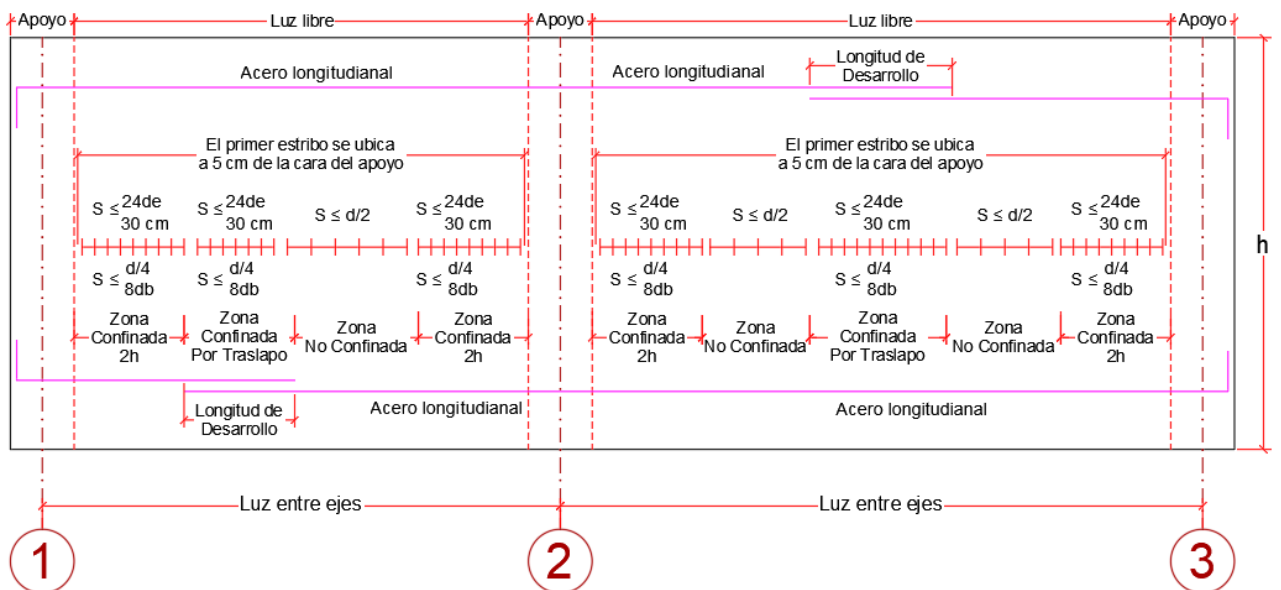


Figura 54. Acero transversal viga DES

Fuente: Autor 2020

4.1.12.2 Diseño de columnas

Las columnas se diseñan de manera que resistan las cargas generadas por la edificación y distribuidas por las vigas, se deben tener en cuenta los criterios mínimos de diseño para la asignación de acero que corresponda a zona sísmica del proyecto.

4.1.12.2.1 Acero de refuerzo de columna con capacidad modera de disipación de energía (DMO)

El área de refuerzo longitudinal , A_{st} , no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.04A_g$. l_{Ast} , no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.04A_g$. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-367, Capitulo C.21.3.5.2)

Los empalmes por traslapos son permitidos únicamente en la mitad central de la longitud de las columnas y deben diseñarse como empalmes a tracción. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-367, Capitulo C.21.3.5.3)

En ambos extremos del elemento se deben ubicar estribos cerrados de confinamiento con una separación S_o , por una longitud L_o . Medida desde la cara del nodo. La separación no debe exceder a la menor de las siguientes condiciones:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 16 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- Un tercio de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- (d) 15 cm.

Y la longitud L_o de los estribos de confinamiento no debe ser menor a la mayor entre:

- Una sexta parte de la luz libre de la columna.
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
- 50 cm (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-368, Capítulo C.21.3.5.6)

Deben ubicarse estribos de diámetro (3/8") con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural.

(Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-368, Capitulo C.21.3.5.8)

Alternativamente a lo indicado en C.21.3.5.7 y C.21.3.5.8 pueden colocarse estribos de confinamiento de diámetro N.º 3 (3/8”) o 10M (10 mm), con f_y de 420 MPa, con una separación s de 10 cm. Si la distancia horizontal entre dos ramas paralelas de estribo es mayor que la mitad de la menor dimensión de la sección de la columna ó 20 cm, deben utilizarse cuantos estribos suplementarios de diámetro N.º 3 (3/8”) o 10M (10 mm), con f_y de 420 MPa, sean necesarios para que esta separación entre ramas paralelas no exceda la mitad de la dimensión menor de la sección de la columna ó 20 cm.

Dicha alternativa solo puede ser utilizada cuando la resistencia del concreto sea de f'_c menor o igual a 35 MPa. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-368, Capitulo C.21.3.5.9).

La ubicación del primer estribo confinado corresponde a no más $S_o/2$ medida desde la cara del nodo.(Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-368, Capitulo C.21.3.5.10)

Fuera de la longitud L_o , deben colocarse estribos de confinamiento con la misma disposición, diámetro de barra y resistencia a la fluencia, f_y , con un espaciamiento centro a centro que no debe ser mayor que 2 veces el espaciamiento utilizado en la longitud L_o . (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-368, Capitulo C.21.3.5.11)

Excepto para las conexiones que no forman parte de un sistema primario resistente a fuerzas sísmicas y que están confinadas en cuatro lados por vigas o losas de altura aproximadamente igual, las conexiones deben tener refuerzo transversal no menor al requerido por la ecuación mostrada a continuación, dentro de la columna a una profundidad no menor que la que tenga la conexión más alta de los elementos del pórtico a las columnas.

$$A_{v_{min}} = \frac{0.062\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} b_w s \quad \text{pero no debe ser menor a } \frac{0.35 b_w}{f_{yt}}$$

Se toma como ejemplo una columna para ubicar los criterios mínimos de diseño DMO (Ver figura 55)

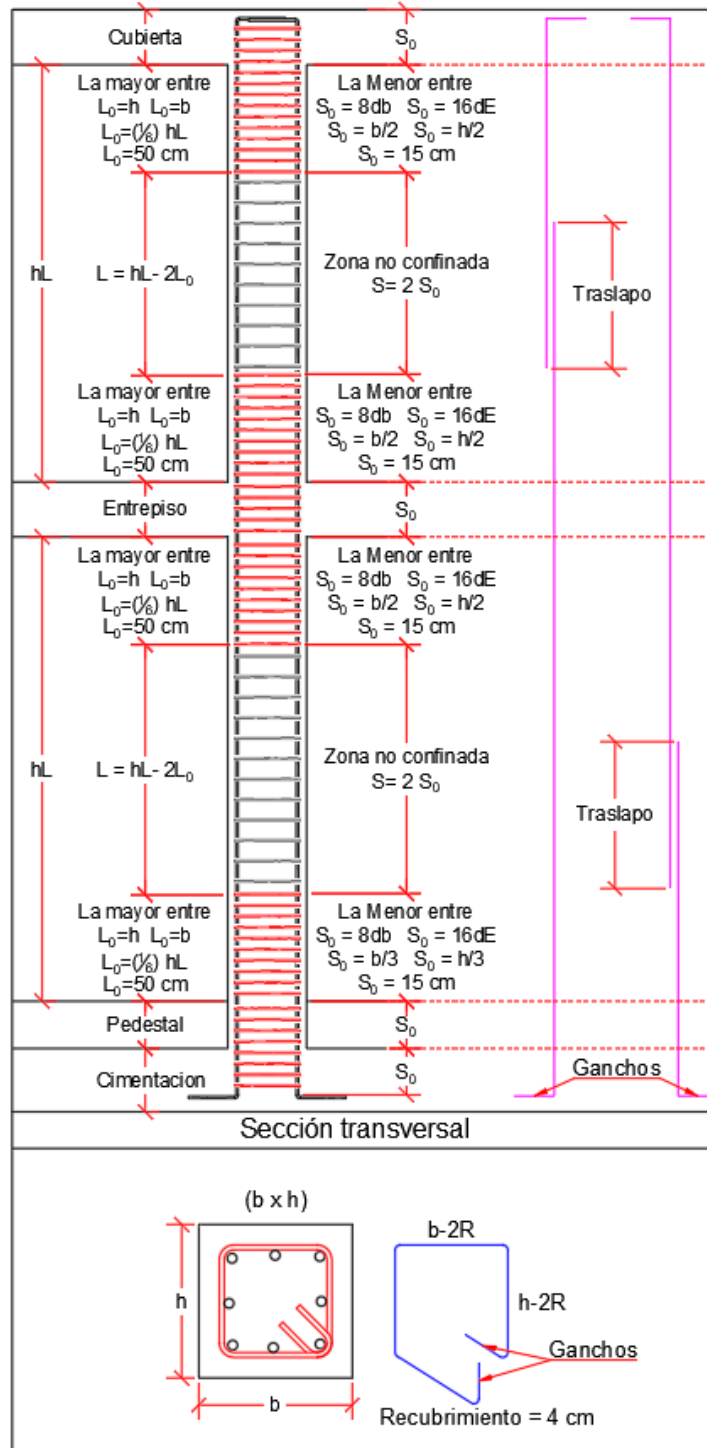


Figura 55. Acero transversal columna DMO

Fuente: Autor 2021

4.1.12.2.2 Acero de refuerzo de columna con capacidad de disipación de energía especial (DES)

Solo se permiten empalmes por traslapos cuando se utilicen estribos confinados, el espaciamiento del refuerzo transversal que confina la parte traslapada no debe exceder al menor entre $d/4$ y 10 cm.

Estos traslapos no deben ubicarse en:

- Dentro de los nodos.

- En una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo.

- Donde el análisis indique fluencia por flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-373, Capitulo C.21.5.2.3)

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:

- En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

- En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-374, Capítulo C.21.5.3.1)

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor a:

- $d/4$
- Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 30 cm. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-375, Capítulo C.21.5.3.2)

El refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en C.21.6.4.2 hasta C.21.6.4.4, debe suministrarse en una longitud l_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud l_0 no debe ser menor que la mayor de:

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- Un sexto de la luz libre del elemento.
- 45 cm. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-380, Capítulo C.21.6.4.1)

El refuerzo transversal debe disponerse mediante espirales sencillas o traslapadas, que cumplan con C.7.10.4, estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra o con un diámetro menor y con el mismo 70 espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos, h_x , dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-381, Capítulo C.21.6.4.2)

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.

- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.

- s_0 , según lo definido en la ecuación.

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$$

El valor de S_0 no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-381, Capitulo C.21.6.4.3)

Donde hx se define como una distancia específica en la sección transversal de una columna (Ver figura 56)

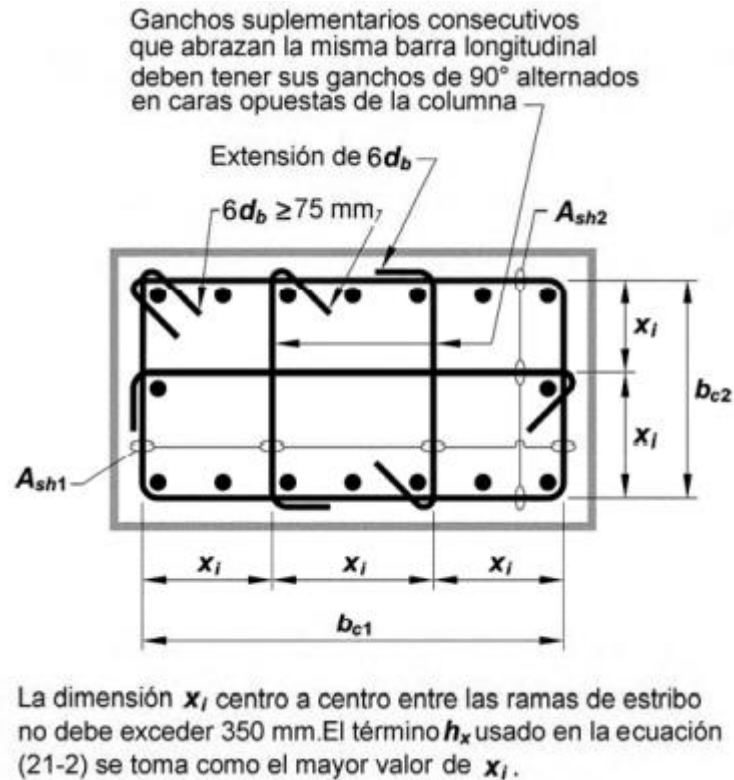


Figura 56. Concepto de h_x columna

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Más allá de la longitud l_0 , especificada en C.21.6.4.1, el resto de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento, que cumpla con C.7.10, con un espaciamiento, S , medido centro a centro que no exceda al menor de:

seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm., a menos que C.21.6.3.2 ó C.21.6.5 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal que

requieren diseños a cortante. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-381, Capítulo C.21.6.4.5)

Si el recubrimiento de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento, especificado en C.21.6.4.1, C.21.6.4.5 y C.21.6.4.6, excede 100 mm, debe colocarse refuerzo transversal adicional. El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo transversal adicional no debe exceder de 100 mm con un espaciamiento del refuerzo transversal adicional no superior a 300 mm. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-381, Capítulo C.21.6.4.7)

4.1.12.3 Detalles de refuerzo

4.1.12.3.1 Gancho estándar

Es considerado cuando se utilizan uno de estos criterios.

- Doblez de 180° más una extensión de 4db, pero no menor de 65 mm en el extremo libre de la barra.

- Doblez de 90° más una extensión de 12 bd en el extremo libre de la barra.
(Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-91, Capítulo C.7.1)

4.1.12.3.2 Para estribos y ganchos de estribos

- Barra No. 5 (5/8”) o 16M (16 mm) y menores, doblez de 90° más 6db de extensión en el extremo libre de la barra.

- Barra No. 6 (3/4”) o 20M (20 mm), No. 7 (7/8”) o 22M (22 mm), y No. 8 (1”) o 25M (25 mm), doblez de 90° más extensión de 12db en el extremo libre de la barra,

- Barra No. 8 (1”) o 25M (25 mm) y menor, doblez de 135° más extensión de 6db en el extremo libre de la barra. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-91, Capítulo C.7.1.3)

En los estribos de confinamiento requeridos en el Capítulo C.21 en estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES), para construcción sismo resistente, deben emplearse ganchos sísmicos con un doblez de 135° o más, con una extensión de 6db, pero no menor de 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal del elemento y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento. En los ganchos suplementarios el doblez en los extremos debe ser un gancho sísmico de 135°, o más, con una extensión de 6db, pero no menor de 75 mm, y se permite que en uno de los extremos se utilice un gancho de 90°, o más, con una extensión de 6db. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-91, Capítulo C.7.1.4)

4.1.12.3.3 Diámetros mínimos de doblado

El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que $4d_b$ para barras No. 5 (5/8") o 16M (16 mm) y menores. Para barras mayores que No. 5 (5/8") o 16M (16 mm), el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado (Ver figura 57) (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.C-92, Capítulo C.7.2.2)

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a No. 8 (1") ó 25M (25 mm)	$6d_b$
No. 9 (1-1/8") ó 30M (30 mm), No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) y No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm)	$8d_b$
No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)	$10d_b$

Figura 57. Diámetro mínimo de doblado acero

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A, NSR-

10

(2010). Bogotá D.C, Colombia. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.

Se propone como demostración las dimensiones mínimas de los ganchos de acero longitudinal y transversal (Ver figura 58)

LONGITUD DE GANCHOS A 90°			DIÁMETROS DE DOBLADO			
Barra	LG cm	LT cm	PARA BARRAS		PARA ESTRIBOS:	
			BARRA	D	BARRA	D
3/8"	= 11	15	3/8"	6 cm	1/4"	2.5 cm
1/2"	= 15	20	1/2"	8 cm	3/8"	4 cm
5/8"	= 19	25	5/8"	10 cm	1/2"	5 cm
3/4"	= 23	30	3/4"	12 cm		
7/8"	= 27	35	7/8"	13 cm		
1"	= 30	40	1"	15 cm		

Figura 58. Diámetro mínimo de doblado acero calculados según la NSR-10

Fuente: Autores 2021

4.1.12.3.4 Longitudes de desarrollo y características las barras (Traslapos)

Estos dependen de varios factores como, la resistencia del concreto, la resistencia de fluencia del acero, los diámetros de las barras entre otros. Se recomienda utilizar estos traslapos extraídos de la aplicación de las ecuaciones del título C.12 de la NSR-10. (Ver figura 59)

# Barra	Diametro	Diametro	Area	L.Desarrollo 21 Mpa	L.Desarrollo 28 Mpa
2	1/4"	0.6350 Cm	0.3167 Cm ²	---	---
3	3/8"	0.9525 Cm	0.7126 Cm ²	55	50
4	1/2"	1.2700 Cm	1.2668 Cm ²	75	65
5	5/8"	1.5875 Cm	1.9793 Cm ²	90	80
6	3/4"	1.9050 Cm	2.8502 Cm ²	110	95
7	7/8"	2.2225 Cm	3.8795 Cm ²	160	135
8	1"	2.5400 Cm	5.0671 Cm ²	180	155

Figura 59. Longitud de desarrollo del acero Titulo C.12

Fuente: Autores 2021

4.1.12.3.5 Protección del concreto para el refuerzo (Recubrimiento)

Es la separación del acero con el exterior y se define de acuerdo los elementos con su ubicación. (Ver figura 60)

Ubicación	Barra	Elementos	Recubrimiento
Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él:	N ₀ . 2 a N ₀ . 8	Cimentacion	7.5 Cm
Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:	N ₀ . 6 a N ₀ . 8	Varios	5.0 Cm
	N ₀ . 2 a N ₀ . 5	Varios	4.0 Cm
Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	N ₀ . 2 a N ₀ . 8	Losas, muros, viguetas	2.0 Cm
	N ₀ . 4 a N ₀ . 8	Vigas, columnas:	4.0 Cm

Figura 60. Recubrimientos mínimos título C.7.7

Fuente: Autores 2021

4.1.12.4 Escaleras criterios mínimos

Escaleras interiores: Toda escalera interior de dos o más peldaños que sirva como medio de evacuación, debe cumplir los requisitos de este numeral, salvo cuando sólo se utilice como medio de acceso a sitios ocupados por equipos que exijan revisión periódica, o cuando se localice dentro de apartamentos o residencias individuales. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.K-20, Capítulo K.3.8.3)

Ancho mínimo: Las escaleras con carga de ocupación superior a 50 personas, deben tener ancho mínimo de 1.20 m; cuando la carga de ocupación sea inferior a 50, dicho ancho mínimo puede reducirse a 900 mm. Las escaleras en el interior de las viviendas deberán tener un ancho mínimo de 90 cm. Las escaleras de uso público deberán tener un ancho mínimo de 120cm. Si la separación de los pasamanos a la pared supera 50 mm, el ancho de la escalera debe incrementarse en igual magnitud.

En edificaciones residenciales unifamiliares sin límite de pisos, o en escaleras privadas interiores de apartamentos, el ancho mínimo permisible es de 750 mm. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.K-21, Capitulo K.3.8.3.3)

La huella y contrahuella: se deben seguir varios requisitos de la NTC 4145, NTC4140 y demás requisitos de NTC4140 que apliquen así:

- El ancho mínimo de huella, sin incluir proyecciones, debe ser de 280 mm y la diferencia entre la huella más ancha y la más angosta, en un trayecto de escaleras, no debe llegar a los 20 mm.

- La altura de la contrahuella no debe ser menor de 100 mm ni mayor de 180 mm y la diferencia entre la contrahuella más alta y la más baja, en un trayecto de escaleras, mantenerse por debajo de 20 mm.

- La altura de la contrahuella y el ancho de la huella deben dimensionarse en tal forma que la suma de 2 contrahuellas y una huella, sin incluir proyecciones, oscile entre 620 mm y 640 mm.
- Puede permitirse el uso de tramos curvos entre 2 niveles o descansos, solo si los peldaños tienen un mínimo de 240 mm de huella, medidos sobre una línea situada a 1/3 del borde interior del tramo, y como máximo a 420 mm en el borde exterior.
- Las huellas deben tener el borde o arista redondeados, con un radio de curvatura máximo de 1 cm y de forma que no sobresalga del plano de la contrahuella.
- Las contrahuellas no deberán ser caladas.
- El ángulo que forma la contrahuella con la huella, debe ser de 90°.
- Los pisos deben ser antideslizantes, sin relieves en su especie, con las puntas diferenciadas visualmente.
- Los escalones aislados, deberán presentar textura, color e iluminación que los diferencie del pavimento general.

- Las escaleras deben estar debidamente señalizadas, de acuerdo con la NTC 4144. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.K-21, Capítulo K.3.8.3.4)

Descansos: Todo descanso debe tener una dimensión mínima, medida en la dirección del movimiento, igual al ancho de la escalera, pero tal dimensión no necesita exceder de 1.20 m.

La diferencia de nivel entre dos descansos o entre un descanso y un nivel de piso, debe ser inferior a 2.40 m en sitios de reunión y edificaciones institucionales; en todos los demás casos esta diferencia de nivel debe ser inferior a 3.50 m.(Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010, p.K-21, Capítulo K.3.8.3.5)

Altura libre mínima: Toda escalera debe disponer de una altura libre mínima de 2 m, medida verticalmente desde un plano paralelo y tangente a las proyecciones de los peldaños hasta la línea del cielo raso.

4.2 DETERMINAR LOS PROCEDIMIENTOS TÉCNICOS PARA LA VERIFICACIÓN DE LOS DISEÑOS Y PLANOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO.

Descripción del proceso que se debe llevar a tener en cuenta para la verificación del diseño en los planos estructurales basados en la norma sismo resistente colombiana.

Tabla 1. Rotulo

CRITERIOS MINIMOS	RESPONSABLE	REGISTRO
Verificación del contenido del rotulo.	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Rotulo de planos.

Tabla 2. Plano estructural

CRITERIOS MINIMOS	RESPONSABLE	REGISTRO
Verificación del contenido del plano estructural donde se determinan las especificaciones técnicas del proyecto Título A.1.5.2.1.	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Planos estructurales.

Tabla 3. Zapata aislada

CRITERIOS MINIMOS	RESPONSABLE	REGISTRO
Verificación del Dimensionamiento Título C.15.7	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Zapata aislada.
Verificación de la distribución del acero Título C.15.4.3	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Zapata aislada.
Verificación del recubrimiento Título C.7.7.1	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Zapata aislada.

Tabla 4. Vigas de amarre

CRITERIOS MINIMOS	RESPONSABLE	REGISTRO
Verificación del Dimensionamiento Título C.15.13.3.1	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Vigas de amarre.

Verificación del acero longitudinal Título C.15.13.2	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Vigas de amarre.
Verificación del acero transversal Título C.15.13.4	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Vigas de amarre.
Verificación del recubrimiento Título C.7.7.1	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Vigas de amarre.

Tabla 5. Columnas DMO

CRITERIOS MINIMOS	RESPONSABLE	REGISTRO
Verificación del Dimensionamiento columnas DMO Título C.21.3.5.1	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Columnas DMO.
Verificación del acero longitudinal columnas DMO Título C.15.13.4	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Columnas DMO.
Verificación acero transversal Columnas DMO Título C.21.3.5.6 - C.213.5.11	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Columnas DMO.
Verificación del Recubrimiento columnas DMO Título C.7.7.	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Columnas DMO.

Tabla 6. Columnas DES

CRITERIOS MINIMOS	RESPONSABLE	REGISTRO
Verificación del Dimensionamiento Columnas DES	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Columnas DES.

Título C.21.5.1.3		
Verificación del acero longitudinal columnas DES Título C.21.5.2.1	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Columnas DES.
Verificación acero transversal columnas DES Título C.21.5.3.1- C.21.5.3.6	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Columnas DES.
Verificación del Recubrimiento columnas DES Título C.7.7	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Columnas DES.

Tabla 7. Vigas DMO

CRITERIOS MINIMOS	RESPONSABLE	REGISTRO
Verificación del Dimensionamiento Vigas DMO Título C.9.5.2.1, C.21.3.4.1	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Viga DMO.
Verificación del acero longitudinal vigas DMO Título C.21.3.4.5, C.12	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Viga DMO.
Verificación acero transversal vigas DMO Título C.21.3.4.6- C.21.3.4.8 y C.7.1.3- C.7.2	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Viga DMO.
Verificación del Recubrimiento vigas DMO Título C.7.7	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Viga DMO.

Tabla 8. Vigas DES

CRITERIOS MINIMOS	RESPONSABLE	REGISTRO
Verificación del Dimensionamiento Vigas DES Título C.9.5.2.1, C.21.5.1.3	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Viga DES.
Verificación del acero longitudinal vigas DES Título C.21.5.2.1- C.21.5.2.3 y C.12	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Viga DES.
Verificación acero transversal vigas DES Título C.21.5.3.1- C.21.5.3.4 y C.7.1.3- C.7.2	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Viga DES.
Verificación del Recubrimiento vigas DES Título C.7.7	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Viga DES.

Tabla 9. Losa aligerada en una dirección.

CRITERIOS MINIMOS	RESPONSABLE	REGISTRO
Verificación de Viguetas Título C.8.13.3	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Losa aligerada en una dirección.
Verificación del Riostra Título C.8.13.2	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Losa aligerada en una dirección.
Verificación de losa superior. Título C.8.13.3.1	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Losa aligerada en una dirección.

Tabla 10. Escaleras

CRITERIOS MINIMOS	RESPONSABLE	REGISTRO
Verificación de ancho Mínimo Título K.3.8.3	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Escaleras.
Verificación de huella y contrahuella Título K.3.8.3.4	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Escaleras.
Verificación de descansos Título K.3.8.3.5	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Escaleras
Verificación de altura libre mínima Título K.3.8.3.7	Contratista, Interventor y Supervisor.	Check list Escaleras

4.3 CREAR FORMATO DE CHEQUEO Y REVISIÓN DE PARÁMETROS

TÉCNICOS A TENER EN CUENTA EN LOS DISEÑOS Y PLANOS

ESTRUCTURALES BASADO EN EL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE (NSR-10)

La creación del formato de chequeo está basada en los criterios mínimos que se deben tener en cuenta a la hora de revisar un plano estructural para comprobar que el ingeniero estructural este cumpliendo con los requisitos mínimos del reglamento y brinde más seguridad a la hora de evaluar los parámetros técnicos de diseño.

guía de supervisión técnica para diseños y planos estructurales de edificaciones de concreto reforzado basados en la NSR-10

CHECK LIST ROTULO DE PLANOS	
NOMBRE DE LA EMPRESA:	
NOMBRE DEL PROYECTO:	
CONTRATISTA:	
INTERVENTOR:	
SUPERVISOR:	
UBICACIÓN:	
FECHA:	

ITEM	VERIFICACION DEL CONTENIDO DEL ROTULO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
1	Logo de la empresa e información como: número de teléfono, correo y dirección.					
2	Nombre del proyecto.					
3	Propietario del proyecto.					
4	Localización del proyecto, como departamento, municipio y dirección.					
5	Datos del diseñador: nombre, matrícula profesional y cargo.					
6	Reviso: casilla que se deja en blanco para la firma de la persona que revisa el proyecto.					
7	Modificaciones: varias casillas que se dejan en blanco para hacer anotaciones del diseño, por parte de la persona facultada para revisar el proyecto.					
8	Convenciones, como tipos de líneas para un determinado objeto y clasificar.					
9	Escala del plano, fecha y enumeración de los planos.					

5 CONCLUSIONES

Antes de recurrir a los diferentes criterios de diseño estructural de pórticos en concreto reforzado se debe verificar que este con la norma vigente, para evitar posibles errores en los chequeos, es importante conocer los criterios mínimos a tener en cuenta al momento de evaluar un diseño estructural con el plano, ya que nos permite valorar si está cumpliendo a cabalidad o si hay que hacer observaciones antes de que se inicie la obra.

Se establecieron una lista de chequeos la cual está basada en la norma sismo resistente colombiana (NSR-10), esta brinda el soporte de la ingeniería civil, y da a conocer los requisitos a tener en cuenta a la hora de iniciar un proyecto.

Se inicio con una lista de información la cual lleva el rotulo de los planos y las especificaciones técnicas de la edificación así mismo se contino con la cimentación y se fue avanzando ordenadamente hasta llegar a los requisitos a tener en cuenta en las escaleras, sirviendo como un apoyo fundamental a la supervisión y revisión de normativa vigente de los proyectos estructurales en los planos, esto permite comparar la información con la norma y hacer observaciones las cuales deben ser corregidas por el ingeniero a cargo del diseño.

Es una herramienta útil para estudiantes de ingeniería porque da a conocer cómo se debe revisar un diseño con los criterios mínimos de la norma también brinda las citas de los capítulos para que entiendan mejor la información plasmada.

6 RECOMENDACIONES

Cada Check list cuenta con una serie de normativa fundamental para la revisión de tanto del plano como los elementos estructurales según su zona sísmica, antes de hacer uso de los requisitos mínimos verificar que estén con la norma vigente.

Cada chequeo tiene el capítulo donde fue extraída la información esto permite que conozca más a fondo lo estipulado en la norma, revisar si presenta confusión.

Al evaluar un diseño estructural verificar que este cumpla con los requisitos establecidos ya que al no cumplimiento no será aprobado en la curaduría para su construcción.

Hay datos los cuales son criterios de ingenieros basados en la experiencia lo cual permite tener una base en ocasiones que norma no brinda mucha información.

REFERENCIA

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título I*. Bogotá D.C, Colombia.
- Luz, R. R. (2005). *Gestión del desarrollo de sistemas de telecomunicación e informáticos*. Editorial Paraninfo.
- Tingutipartin, (2013). Memoria de cálculo. Obtenido de:
https://www.taringa.net/+ingenierias/memoria-de-calculo-que-es-conocimiento-basico_12nwq6
- Jacome, J.J, (2013). Planos estructurales. Obtenido de:
<http://jacomeajj.blogspot.com/2015/06/planos-y-elementos-estructurales.html>
- Ticona, A , (2016). Predimensionamiento de elementos estructurales. Obtenido de:
<https://es.slideshare.net/AngelicaTiconaMarca/predimensionamiento-de-elementos-estructurales-62164557>
- Hernández, R (2014). *Metodología de la investigación*. Santa fe, México : Editorial Mexicana

7 APENDICE A

**ELABORAR UNA GUÍA DE SUPERVISIÓN TÉCNICA PARA DISEÑOS Y
PLANOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES DE CONCRETO
REFORZADO BASADOS EN LA NSR-10**

GUÍA DE SUPERVISIÓN TÉCNICA PARA DISEÑOS Y PLANOS
ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO
BASADO EN LA NSR-10

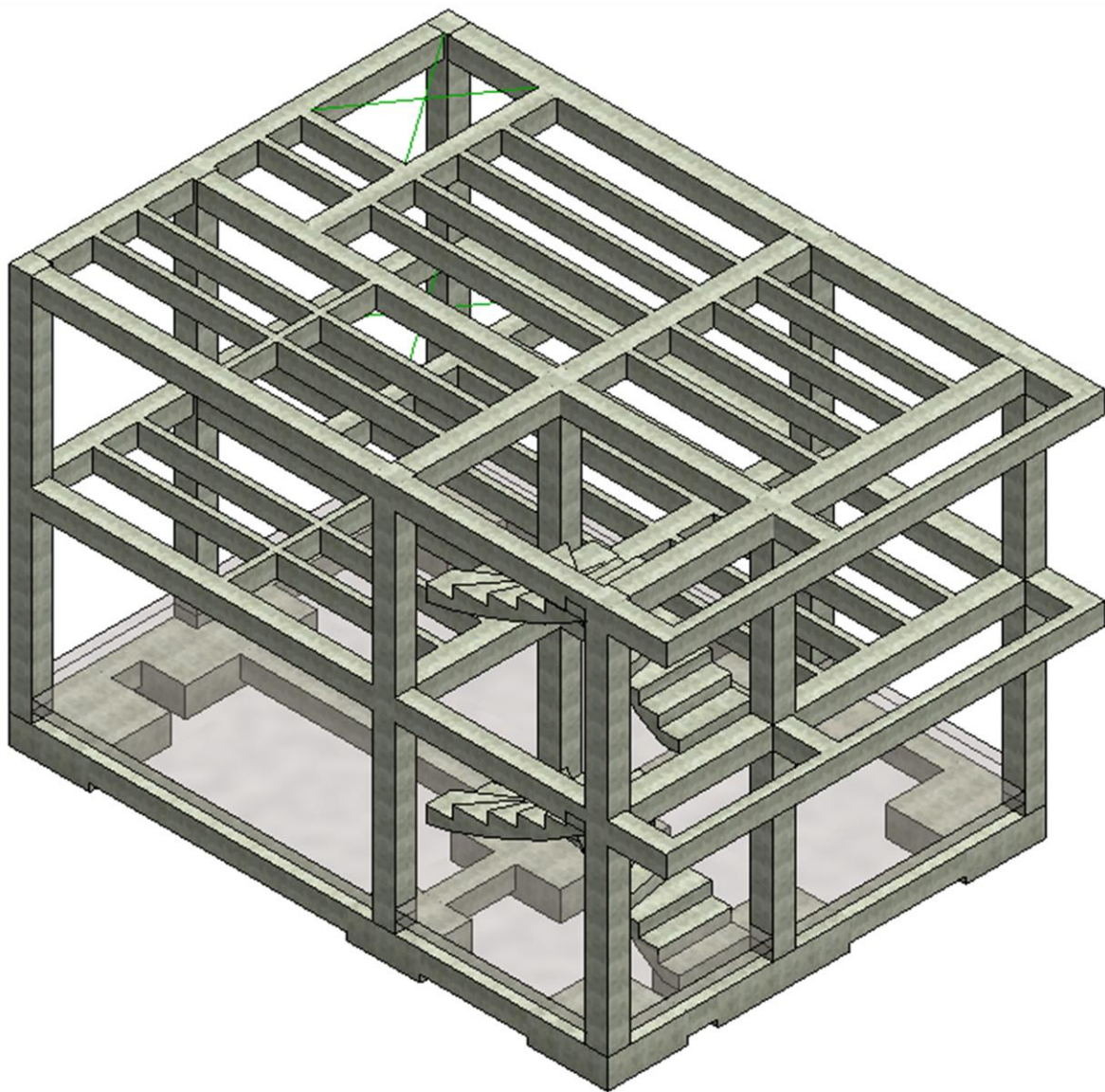


TABLA DE CONTENIDO

1.INTRODUCCION	152
2.OBJETIVO	153
3.ALCANCE.....	153
4.NORMATIVIDAD	153
5.CHECK LIST	154

1. INTRODUCCION

La rama de la ingeniería aporta un crecimiento a la sociedad en el cual las personas se benefician con la protección que brindan sus viviendas, el desarrollo de la construcción cada vez va innovando a tal manera que los materiales y diseños son más económicos y resistentes, cabe destacar que el diseño de los elementos estructurales que hacen parte de los pórticos en concreto reforzado debe cumplir unos lineamientos mínimos para ser aprobados y ejecutados.

Se presenta como alternativa una guía con una lista de criterios mínimos basados en la NSR-10 que es una herramienta para verificar con el cumplimiento de la norma y así cumplir con el objetivo principal de la ingeniería civil que es salvaguardar vidas en catástrofes naturales como los sismos en sus diseños estructurales.

2.OBJETIVO

Servir como guía de supervisión técnica para diseños y planos estructurales de edificaciones de concreto reforzado.

Ser una herramienta útil para el campo universitario y para la ingeniería civil, aportando información de los chequeos que se deben revisar a la hora de hacer un diseño estructural en concreto reforzado.

3.ALCANCE

En esta guía se encuentra información de los criterios mínimos que se hacen a la supervisión técnica de los elementos estructurales como las zapatas, vigas de amarre, columnas, vigas, losa aligerada y escaleras. Dependiendo la zona sísmica donde se encuentre ubicada la construcción y la información necesaria que deben tener los rótulos de los planos para una excelente comprensión de los supervisores facultados para revisar el diseño.

4.NORMATIVIDAD

Acero de Refuerzo:

- NSR-10: Titulo C, Capitulo C.3

- NTC 2289 (ASTM A706M): Barras corrugadas y lisas de acero de baja aleación, para refuerzo de concreto.

La normatividad a emplear para los diferentes procesos de diseño estructural:

- Título C, NSR-10. Concreto Estructural.
- Título A, NSR-10. Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente.
- Título B, NSR-10. Cargas.
- Título I, NSR-10. Supervisión técnica.

5.CHECK LIST

Se establecen los diferentes check list de los elementos y planos estructurales dando a conocer las verificaciones técnicas que establece la NSR-10 para un buen funcionamiento de la estructura, tales chequeos como recubrimientos, dimensionamiento, traslapos, distribución de acero, separación de estribos etc.

- CHECK LIST ROTULO DE PLANOS.
- CHECK LIST PLANOS ESTRUCTURALES.
- CHECK LIST ZAPATA AISLADA.
- CHECK LIST VIGAS DE AMARRE.
- CHECK LIST COLUMNAS DMO.

- CHECK LIST COLUMNAS DES.
- CHECK LIST VIGAS DMO.
- CHECK LIST VIGAS DES.
- CHECK LIST LOSA ALIGERADA EN UNA DIRRECCION.
- CHECK LIST ESCALERAS.

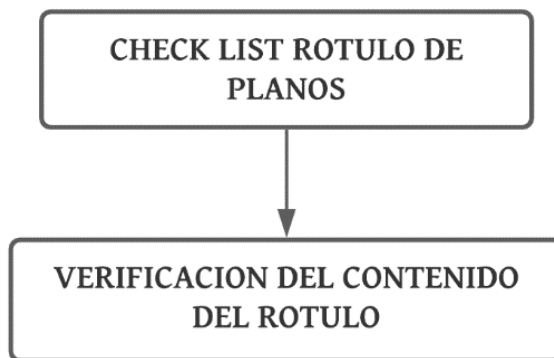


Figura 61. Supervisión técnica de ROTULO DE PLANOS

Fuente: Autores 2021

CHECK LIST ROTULO DE PLANOS	
NOMBRE DE LA EMPRESA:	
NOMBRE DEL PROYECTO:	
CONTRATISTA:	
INTERVENTOR:	
SUPERVISOR:	
UBICACIÓN:	
FECHA:	

ITEM	VERIFICACION DEL CONTENIDO DEL ROTULO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
1	Logo de la empresa e información como: número de teléfono, correo y dirección.					
2	Nombre del proyecto.					
3	Propietario del proyecto.					

4	Localización del proyecto, como departamento, municipio y dirección.					
5	Datos del diseñador: nombre, matrícula profesional y cargo.					
6	Reviso: casilla que se deja en blanco para la firma de la persona que revisa el proyecto.					
7	Modificaciones: varias casillas que se dejan en blanco para hacer anotaciones del diseño, por parte de la persona facultada para revisar el proyecto.					
8	Convenciones, como tipos de líneas para un determinado objeto y clasificar.					
9	Escala del plano, fecha y enumeración de los planos.					

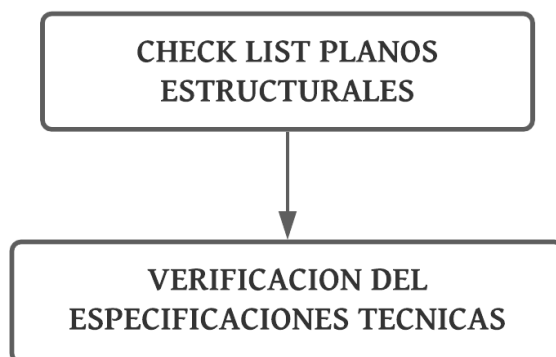


Figura 62. Supervisión técnica de planos estructurales

Fuente: Autores 2021

CHECK LIST PLANOS ESTRUCTURALES	
NOMBRE DE LA EMPRESA:	
NOMBRE DEL PROYECTO:	
CONTRATISTA:	
INTERVENTOR:	
SUPERVISOR:	
UBICACIÓN:	
FECHA:	

ITEM	VERIFICACION DE ESPECIFICACIONES TECNICAS	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
1	El concreto debe tener una resistencia a compresión f'c= 21 MPa f'c=24 MPa f'c= 28 MPa según sea el tipo de construcción, la f'c a 28 días no debe ser menor a 21 MPa C.9.3.1					
2	Acero de refuerzo fy = 420 MPa con módulo de elasticidad 200000 MPa.					
3	Coefficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. (R₀) A.3.2.1.1					
4	Coefficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño. (A_a) apéndice A-4					
5	Coefficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño. (A_v) apéndice A-4					

6	Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional. (Fa) Capitulo A.2.4.5.5					
7	Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional. (Fv) Capitulo A.2.4.5.6					
8	Zona de amenaza sísmica: Baja DMI Intermedia DMO Especial DES Depende de la ubicación del proyecto apéndice A-4					
9	Tipo de sistema estructural: Pórtico resistente a momento en concreto, sistema combinado o sistema de muros de carga. A.3.2.1.1					
10	Coeficiente de importancia: IV= 1.50 III= 1.25 II=1.10 I=1.00 Capitulo A.2.5					
11	Cargas vivas: Según el uso, cargas mínimas uniformemente distribuidas. Capitulo B.4.2.1-1 Cargas vivas para cubierta. Capítulo 4.2.1-2					
12	Cargas muertas:					

	Producidas por el uso y elementos no estructurales. Capitulo B.3.1					
13	Perfil del suelo: A, B, C, D, E, F Capitulo A.2.4-1					
14	Tipo de cimentación: Zapatillas aisladas Capitulo C.15					
15	Capacidad portante para el diseño de la cimentación. Según el estudio del suelo.					
16	Profundidad de la cimentación. Según el estudio de suelo.					
17	El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a: 1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado. 1/3 de la altura de la losa. 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo. Capitulo C.3.3.2					



Figura 63. Supervisión técnica de zapatas aisladas

Fuente: Autores 2021

CHECK LIST ZAPATA AISLADA	
NOMBRE DE LA EMPRESA:	
NOMBRE DEL PROYECTO:	
CONTRATISTA:	
INTERVENTOR:	
SUPERVISOR:	
UBICACIÓN:	
FECHA:	

1	VERIFICACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
1.1	La altura mínima de las zapatas no debe ser menor a: 150 mm apoyadas en el piso. 300 mm apoyadas en pilotes. Capitulo C.15.7					
2	VERIFICACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DEL ACERO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
2.1	En una dirección y en dos el acero debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho y largo total. Capitulo C.1.4.3					
3	VERIFICACIÓN DEL RECUBRIMIENTO.	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			

3.1	El recubrimiento mínimo para elementos en contacto con el piso es de 75 mm Capitulo C.7.7.1				
-----	------------------------------------------------------------------------------------------------	--	--	--	--

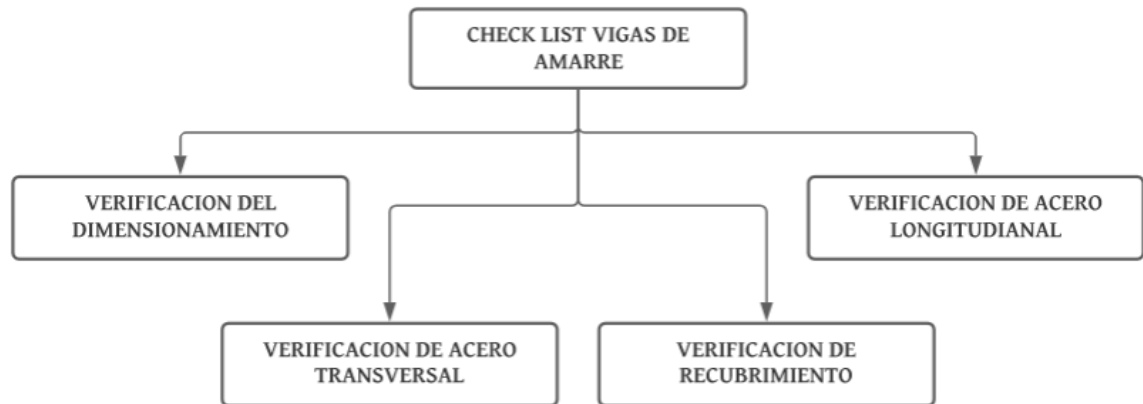


Figura 64. Supervisión técnica Vigas de amarre

Fuente: Autores 2021

CHECK LIST VIGAS DE AMARRE	
NOMBRE DE LA EMPRESA:	
NOMBRE DEL PROYECTO:	
CONTRATISTA:	
INTERVENTOR:	
SUPERVISOR:	
UBICACIÓN:	
FECHA:	

1	VERIFICACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
1.1	La mayor dimensión ósea la altura debe ser mayor o igual a: $\frac{\text{Luz libre}}{20}$ para DES $\frac{\text{Luz libre}}{30}$ para DMO					

	$\frac{\text{Luz libre}}{30}$ para DMI						
	Capitulo C.15.13.3.1						
2	VERIFICACIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL		CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
	SI	NO					
2.1	Deben tener refuerzo continuo y desarrollar fy por medio del anclaje a la columna gancho de 90° a tracción (Ldh) 21 MPa 1/2"=276 mm 5/8"=346 mm 3/4"=415 mm 7/8"=483 mm 1"=552 mm Capitulo C.12.5	Deben tener refuerzo continuo y desarrollar fy por medio del anclaje a la columna gancho de 90° a tracción (Ldh) 28 MPa 1/2"=239 mm 5/8"=299 mm 3/4"=360 mm 7/8"=418 mm 1"=478 mm Capitulo C.12.5					
2.2	Longitud de desarrollo 21 MPa. 3/8"=55mm 1/2" =75mm 5/8" =90mm 3/4" =110mm 7/8"=1600mm 1" =1800mm Capitulo C.12	Longitud de desarrollo 28 MPa. 3/8" =500 mm 1/2" =650 mm 5/8" =800 mm 3/4" =950 mm 7/8"=1350mm 1" =1500 mm Capitulo C.12					
2.3	Doblado mínimo de ganchos a 90° de acero longitudinal. 3/8" =150 mm 1/2" = 200 mm 5/8" =250 mm 3/4" =300 mm 7/8" =350 mm 1" =400 mm Capitulo C.7.1						
3	VERIFICACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL		CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
	SI	NO					

3.1	Debe llevar estribos en toda la longitud de la viga, con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión o 300 mm Capitulo C.15.13.4					
3.2	Los estribos deben ser mínimo de 3/8" con ganchos con doblado de 135° que sea 6db, pero no menor a 75 mm Capitulo C.7.1.4					
4	VERIFICACIÓN DEL RECUBRIMIENTO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
4.1	El recubrimiento mínimo para elementos en contacto con el piso de 75 mm Capitulo C.7.7.1					

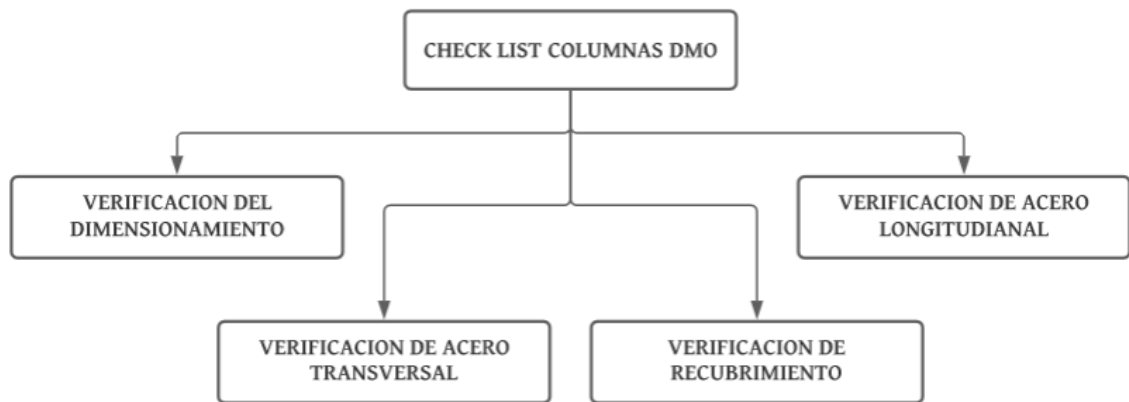


Figura 65. Supervisión técnica Columnas DMO

Fuente: Autores 2021

CHECK LIST COLUMNAS DMO	
NOMBRE DE LA EMPRESA:	
NOMBRE DEL PROYECTO:	
CONTRATISTA:	
INTERVENTOR:	
SUPERVISOR:	
UBICACIÓN:	
FECHA:	

1	VERIFICACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO		CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
			SI	NO			
1.1	La dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor a 250 mm Capitulo C.21.3.5.1						
1.2	Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 200 mm, pero su área de sección transversal no puede ser menor de 62500 mm ² . Capitulo C.21.3.5.1						
2	VERIFICACIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL		CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
			SI	NO			
2.1	El área de refuerzo longitudinal, Ast, no debe ser menor que 0.01Ag ni mayor que 0.04Ag. Capitulo C.21.3.5.2						
2.2	Los empalmes por traslapos son permitidos únicamente en la mitad central de la longitud de las columnas. Capitulo C.21.3.5.3						
2.3	Longitud de desarrollo 21 MPa. 3/8"=550 mm 1/2"=750 mm 5/8"=900 mm 3/4"=1100 mm 7/8"=1600 mm 1"=1800 mm Capitulo C.12	Longitud de desarrollo 28 MPa. 3/8"=500 mm 1/2"=650 mm 5/8"=800 mm 3/4"=950 mm 7/8"=1350 mm 1"=1350 mm Capitulo C.12					
	Doblado mínimo de ganchos a 90° de acero longitudinal. 3/8" =150 mm 1/2" = 200 mm 5/8" =250 mm 3/4" =300 mm 7/8" =350 mm 1" = 400 mm Capitulo C.7.1						
2.5	El refuerzo debe desarrollar a compresión en	El refuerzo debe desarrollar a compresión					

	<p>el anclaje a la zapata (Ldc) 21 MPa. 1/2"=276 mm 5/8"=346 mm 3/4"=415 mm 7/8"=483 mm 1"=552 mm</p> <p>Capitulo C.12.5</p>	<p>en el anclaje a la zapata (Ldc) 28 MPa. 1/2"=239 mm 5/8"=299 mm 3/4"=360 mm 7/8"=418 mm 1"=478 mm</p> <p>Capitulo C.12.5</p>					
3	VERIFICACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION	
		SI	NO				
3.1	<p>En ambos extremos del elemento se deben ubicar estribos cerrados de confinamiento con una separación S_o. no debe exceder a la menor de: 8db longitudinal. 16d del estribo. 1/3 de la menor dimensión de la sección. 150 mm.</p> <p>Capitulo C.21.3.5.6</p>						
3.2	<p>La longitud L₀ donde van los estribos confinados no debe ser menor a la mayor de: 1/6 luz libre de la columna. La mayor dimensión de la sección. 500 mm. Capitulo C.21.3.5.6.</p>						
3.3	<p>El primer estribo en la cara de los nodos debe ubicarse a no más de S₀/2. Capitulo C.21.3.5.10</p>						
3.4	<p>La zona no confinada debe tener estribos a una separación S=S₀*2 Capitulo C.21.3.5.11</p>						
3.5	<p>En zonas como entrepisos o cimentación se ubican estribos confinados con separación S₀.</p>						
3.6	<p>Los estribos deben ser mínimo de 3/8" con ganchos con doblado de</p>						

	135° que sea 6db pero no menor a 75 mm Capitulo C.7.1.4					
4	VERIFICACIÓN DEL RECUBRIMIENTO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
4.1	El recubrimiento mínimo para elementos no expuestos a la intemperie es de 40 mm Capitulo C.7.7.1					

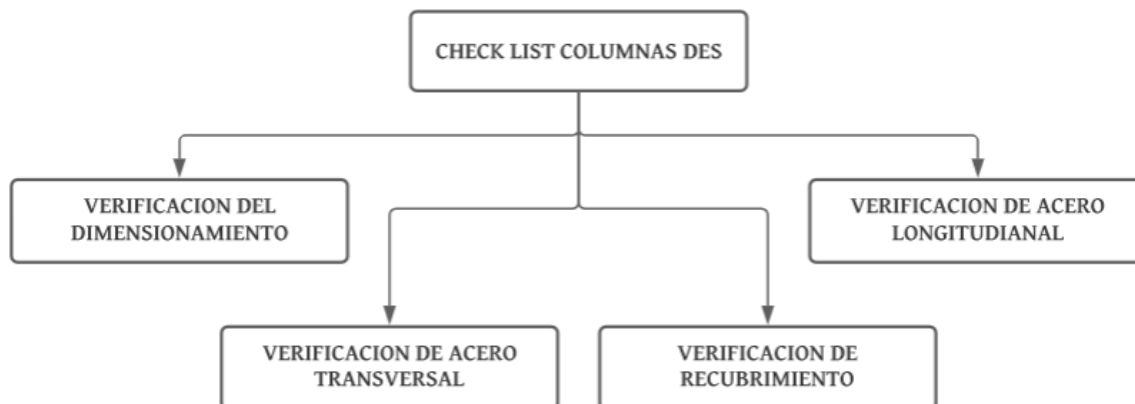


Figura 66. Supervisión técnica Columnas DES

Fuente: Autores 2021

CHECK LIST COLUMNAS DES	
NOMBRE DE LA EMPRESA:	
NOMBRE DEL PROYECTO:	
CONTRATISTA:	
INTERVENTOR:	
SUPERVISOR:	
UBICACIÓN:	
FECHA:	

1	VERIFICACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
1.1	La dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor a 300 mm Capitulo C.21.3.5.1					
1.2	Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 250 mm, pero su área de sección					

	transversal no puede ser menor de 90000 cm ² . Capitulo C.21.6.1.1					
1.3	La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que: 0.35 para secciones transversales cuya menor dimensión es menor o igual a 300 mm. 0.25 para secciones transversales cuya menor dimensión es mayor de 300 mm y menor o igual a 500 mm. 0.20 para secciones transversales cuya menor dimensión es mayor de 500 mm. Capitulo C.21.6.1.2					
2	VERIFICACIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
2.1	El área de refuerzo longitudinal, Ast, no debe ser menor que 0.01Ag ni mayor que 0.04Ag. Capitulo C.21.6.3.1					
2.2	Los empalmes de traslapo van ubicados a una distancia de 2h de la cara del nodo y debe llevar refuerzo transversal entre la menor de d/4 y 100 mm. Capitulo C.21.5.2.3					

2.3	<p>Longitud de desarrollo 21 MPa. $3/8''=550$ mm $1/2''=750$ mm $5/8''=900$ mm $3/4''=1100$ mm $7/8''=1600$ mm $1''=1800$ mm Capitulo C.12</p>	<p>Longitud de desarrollo 28 MPa. $3/8''=500$ mm $1/2''=650$ mm $5/8''=800$ mm $3/4''=950$ mm $7/8''=1350$ mm $1''=1350$ mm Capitulo C.12</p>					
2.4	<p>Doblado mínimo de ganchos a 90° de acero longitudinal. $3/8'' = 150$ mm $1/2'' = 200$ mm $5/8'' = 250$ mm $3/4'' = 300$ mm $7/8'' = 350$ mm $1'' = 400$ mm Capitulo C.7.1</p>						
2.5	<p>El refuerzo debe desarrollar a compresión en el anclaje a la zapata (Ldc) 21 MPa. $1/2''=276$ mm $5/8''=346$ mm $3/4''=415$ mm $7/8''=483$ mm $1''=552$ mm Capitulo C.12.5</p>	<p>El refuerzo debe desarrollar a compresión en el anclaje a la zapata (Ldc) 28 MPa. $1/2''=239$ mm $5/8''=299$ mm $3/4''=360$ mm $7/8''=418$ mm $1''=478$ mm Capitulo C.12.5</p>					
3	<p>VERIFICACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL</p>		<p>CUMPLE SI NO</p>	N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION	
3.1	<p>En ambos extremos del elemento se deben ubicar estribos cerrados de confinamiento con una separación So. no debe exceder a la menor de:</p> <p>La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.</p> <p>Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor,</p>						

	El valor de S_0 no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm. Capitulo C.21.6.4.3					
3.2	La longitud L_0 donde van los estribos confinados no debe ser menor a la mayor de: La altura del elemento en la cara del nodo. 1/6 parte de la luz libre. 450 mm. Capitulo C.21.6.4.2					
3.3	El primer estribo en la cara de los nodos debe ubicarse a no más de 50 mm. Capitulo C.21.5.3.2					
3.4	La zona no confinada debe tener estribos a una separación que no exceda a la menor entre: 6db longitudinal 150 mm Capitulo C.21.6.4.5					
3.5	En zonas como entrepisos o cimentación se ubican estribos confinados con separación S_0 .					
3.6	Los estribos deben ser mínimo de 3/8" con ganchos con doblado de 135° que sea 6db pero no menor a 75 mm. Capitulo C.7.1.4					
4	VERIFICACIÓN DEL RECUBRIMIENTO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
4.1	El recubrimiento mínimo para elementos no expuestos a la intemperie es de 40 mm Capitulo C.7.7.1					

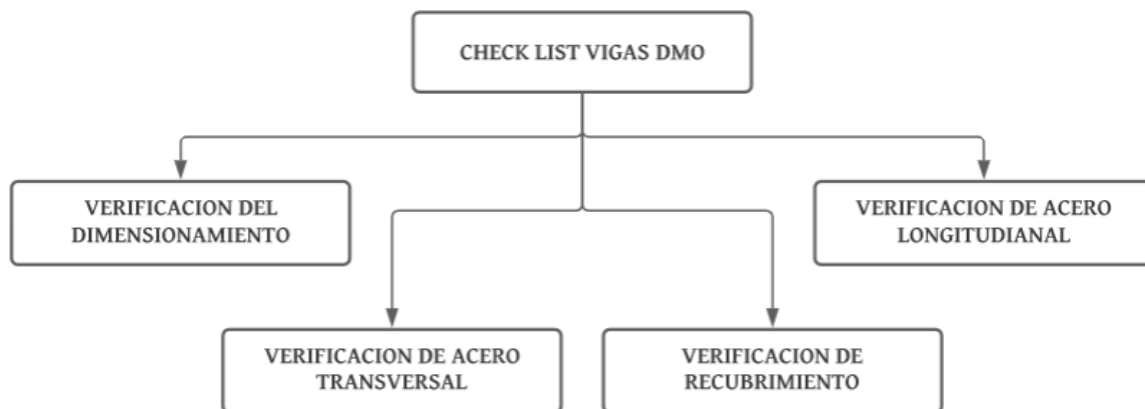


Figura 67. Supervisión técnica Vigas DMO

Fuente: Autores 2021

CHECK LIST VIGAS DMO	
NOMBRE DE LA EMPRESA:	
NOMBRE DEL PROYECTO:	
CONTRATISTA:	
INTERVENTOR:	
SUPERVISOR:	
UBICACIÓN:	
FECHA:	

1	VERIFICACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
1.1	La base bw no debe ser menor a 200 mm Capitulo C.21.3.4.1					
1.2	La altura se calcula según la condición de apoyo de la viga y su luz libre. Para particiones en mampostería. Simplemente apoyada L/16. Un extremo continuo L/18.5. Ambos extremos continuos L/21. En voladizo L/8.					

	Capitulo C.9.5.2.1						
1.3	<p>La altura se calcula según la condición de apoyo de la viga y su luz libre. Para particiones frágiles vidrio.</p> <p>Simplemente apoyada L/11.</p> <p>Un extremo continuo L/12.</p> <p>Ambos extremos continuos L/14.</p> <p>En voladizo L/5.</p> <p>Capitulo CR.9.5.2.1</p>						
2	VERIFICACIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL		CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
			SI	NO			
2.1	<p>Debe cumplir una cuantía mínima de acero determinada: $A_{smin}=0.0033*bw*d$ Capitulo C.21.3.4.3</p>						
2.2	<p>Los empalmes de traslazo van ubicados a tracción en la parte media de la luz libre de la viga y a compresión al lado de la zona confinada de los estribos, no se debe traslapar en los nodos. Capitulo C.21.3.4.5</p>						
2.3	<p>Longitud de desarrollo 21 MPa.</p> <p>3/8"=550 mm</p> <p>1/2"=750 mm</p> <p>5/8"=900 mm</p> <p>3/4"=1100 mm</p> <p>7/8"=1600 mm</p> <p>1"=1800 mm</p> <p>Capitulo C.12</p>	<p>Longitud de desarrollo 28 MPa.</p> <p>3/8"=500 mm</p> <p>1/2"=650 mm</p> <p>5/8"=800 mm</p> <p>3/4"=950 mm</p> <p>7/8"=1350 mm</p> <p>1"=1350 mm</p> <p>Capitulo C.12</p>					
2.4	<p>Doblado mínimo de ganchos a 90° de acero longitudinal.</p> <p>3/8" =150 mm</p> <p>1/2" = 200 mm</p> <p>5/8" =250 mm</p> <p>3/4" =300 mm</p>						

	7/8" = 350 mm 1" = 400 mm Capitulo C.7.1					
2.5	Deben tener refuerzo continuo y desarrollar fy por medio del anclaje a la columna gancho de 90° a tracción (Ldh) 21 MPa. 1/2"=276 mm 5/8"=346 mm 3/4"=415 mm 7/8"=483 mm 1"=552 mm Capitulo C.12.5	Deben tener refuerzo continuo y desarrollar fy por medio del anclaje a la columna gancho de 90° a tracción (Ldh) 28 MPa. 1/2"=239 mm 5/8"=299 mm 3/4"=360 mm 7/8"=418 mm 1"=478 mm Capitulo C.12.5				
3	VERIFICACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
3.1	En ambos extremos de la viga se deben ubicar estribos cerrados de confinamiento de 3/8" a una distancia de 2h medida desde el elemento de poyo hacia el centro, el primer estribo se ubica a 50 mm del apoyo y la S ₀ no debe ser mayor a: d/4 8db longitudinal más pequeña. 24d del estribo 300 mm. Capitulo C.21.3.4.6					
3.2	En la zona no confinada se ubican estribos a d/2 con ganchos sísmicos Capitulo C.21.6.4.8.					

3.3	Los estribos deben ser mínimo de 3/8" con ganchos con doblado de 135° que sea 6db pero no menor a 75 mm Capitulo C.7.1.4					
4	VERIFICACIÓN DEL RECUBRIMIENTO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
4.1	El recubrimiento mínimo para elementos no expuestos a la intemperie es de 40 mm Capitulo C.7.7.1					

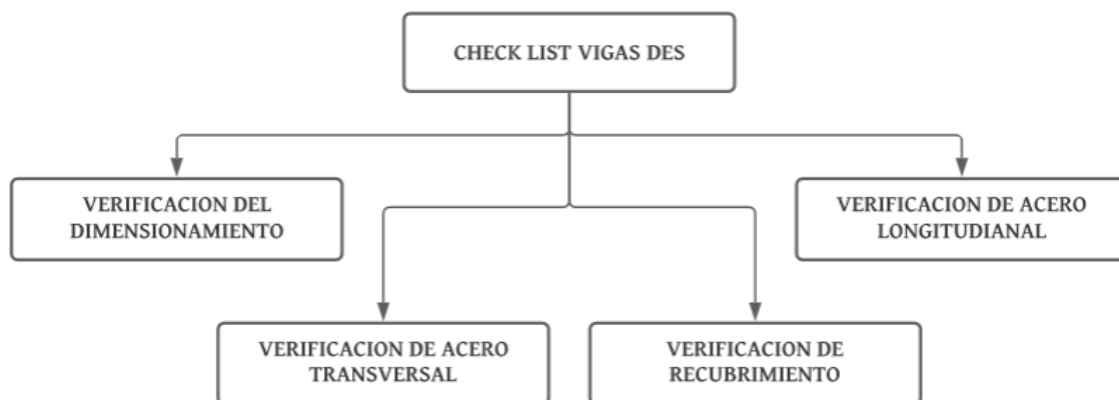


Figura 68. Supervisión técnica Vigas DES

Fuente: Autores 2021

CHECK LIST VIGAS DES	
NOMBRE DE LA EMPRESA:	
NOMBRE DEL PROYECTO:	
CONTRATISTA:	
INTERVENTOR:	
SUPERVISOR:	
UBICACIÓN:	
FECHA:	

1	VERIFICACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
1.1	El ancho de la viga bw, no debe ser menor que el más pequeño de 0.3h y 250 mm Capitulo C.21.5.1.3					

1.2	<p>La altura se calcula según la condición de apoyo de la viga y su luz libre. Para particiones en mampostería.</p> <p>Simplemente apoyada L/16.</p> <p>Un extremo continuo L/18.5.</p> <p>Ambos extremos continuos L/21.</p> <p>En voladizo L/8.</p> <p>Capitulo C.9.5.2.1</p>					
1.3	<p>La altura se calcula según la condición de apoyo de la viga y su luz libre. Para particiones frágiles vidrio.</p> <p>Simplemente apoyada L/11.</p> <p>Un extremo continuo L/12.</p> <p>Ambos extremos continuos L/14.</p> <p>En voladizo L/5.</p> <p>Capitulo CR.9.5.2.1</p>					
1.4	<p>la luz libre de la viga no debe ser menor que 4 veces la altura útil del elemento. Capitulo C.21.5.1.2</p>					
2	VERIFICACIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
2.1	<p>Debe cumplir una cuantía mínima de acero determinada: $A_{smin}=0.0033*bw*d$ Capitulo C.21.5.2.1</p>					
2.2	<p>Los empalmes de traslapo van ubicados a tracción en la parte media de la luz libre de la viga y a compresión al lado de la zona confinada de los estribos, no se debe traslapar en los nodos ni a</p>					

	<p>una distancia de $2h$ medida desde la cara del apoyo.</p> <p>Donde se generen traslapos debe tener estribos a una separación no menor a:</p> <p>$d/4$</p> <p>100 mm</p> <p>Capitulo C.21.5.2.3</p>					
2.3	<p>Longitud de desarrollo 21 MPa.</p> <p>$3/8''=550$ mm</p> <p>$1/2''=750$ mm</p> <p>$5/8''=900$ mm</p> <p>$3/4''=1100$ mm</p> <p>$7/8''=1600$ mm</p> <p>$1''=1800$ mm</p> <p>Capitulo C.12</p>	<p>Longitud de desarrollo 28 MPa.</p> <p>$3/8''=500$ mm</p> <p>$1/2''=650$ mm</p> <p>$5/8''=800$ mm</p> <p>$3/4''=950$ mm</p> <p>$7/8''=1350$ mm</p> <p>$1''=1350$ mm</p> <p>Capitulo C.12</p>				
2.4	<p>Doblado mínimo de ganchos a 90° de acero longitudinal.</p> <p>$3/8''=150$ mm</p> <p>$1/2''=200$ mm</p> <p>$5/8''=250$ mm</p> <p>$3/4''=300$ mm</p> <p>$7/8''=350$ mm</p> <p>$1''=400$ mm</p> <p>Capitulo C.7.1</p>					
2.5	<p>Deben tener refuerzo continuo y desarrollar f_y por medio del anclaje a la columna gancho de 90° a tracción (Ldh)</p> <p>21 MPa.</p> <p>$1/2''=276$ mm</p> <p>$5/8''=346$ mm</p> <p>$3/4''=415$ mm</p> <p>$7/8''=483$ mm</p>	<p>Deben tener refuerzo continuo y desarrollar f_y por medio del anclaje a la columna gancho de 90° a tracción (Ldh)</p> <p>28 MPa.</p> <p>$1/2''=239$ mm</p> <p>$5/8''=299$ mm</p> <p>$3/4''=360$ mm</p> <p>$7/8''=418$ mm</p>				

	1"=552 mm	1"=478 mm					
	Capitulo C.12.5	Capitulo C.12.5					
3	VERIFICACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL		CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
			SI	NO			
3.1	<p>En ambos extremos de la viga se deben ubicar estribos cerrados de confinamiento de 3/8" a una distancia de 2h medida desde el elemento de poyo hacia el centro, el primer estribo se ubica a 50 mm del apoyo y la S_0 no debe ser mayor a:</p> <p>$d/4$</p> <p>8db longitudinal más pequeña.</p> <p>24d del estribo</p> <p>300 mm.</p> <p>Capitulo C.21.5.3.2</p>						
3.2	<p>En la zona no confinada se ubican estribos a $d/2$ con ganchos sísmicos</p> <p>Capitulo C.21.5.3.4</p>						
3.3	<p>Los estribos deben ser mínimo de 3/8" con ganchos con doblado de 135° que sea 6db pero no menor a 75 mm</p> <p>Capitulo C.7.1.4</p>						
4	VERIFICACIÓN DEL RECUBRIMIENTO		CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
			SI	NO			
4.1	<p>El recubrimiento mínimo para elementos no expuestos a la intemperie es de 40 mm</p> <p>Capitulo C.7.7.1</p>						

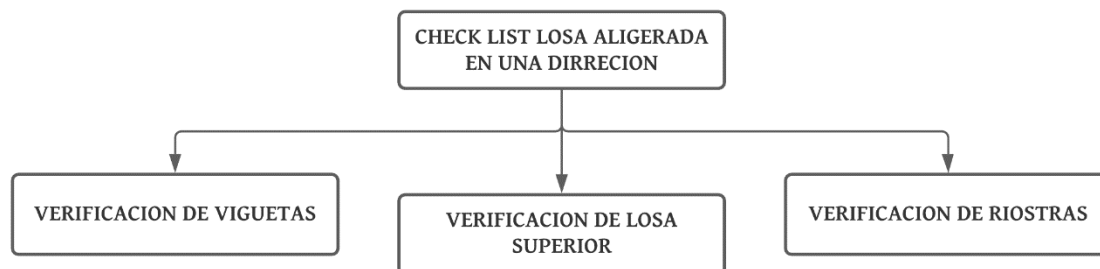


Figura 69. Supervisión técnica losa aligerada en una dirección

Fuente: Autores 2021

CHECK LIST LOSA ALIGERADA EN UNA DIRECCIÓN	
NOMBRE DE LA EMPRESA:	
NOMBRE DEL PROYECTO:	
CONTRATISTA:	
INTERVENTOR:	
SUPERVISOR:	
UBICACIÓN:	
FECHA:	

1	VERIFICACIÓN DE VIGUETAS	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
1.1	El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm en su parte superior y su ancho promedio no puede ser menor de 80 mm; y debe tener una altura no mayor de 5 veces su ancho promedio Capitulo C.8.13.2					
1.2	La separación máxima medida centro a centro, no puede ser mayor que 2.5 veces el espesor total de la losa, sin exceder 1200 mm Capitulo C.8.13.3					
1.3	El acero longitudinal en la parte de abajo a compresión debe ser continuo.					

	Capitulo C 7.13.2.1						
1.4	Longitud de desarrollo 21 MPa. 3/8"=550 mm 1/2"=750 mm 5/8"=900 mm 3/4"=1100 mm 7/8"=1600 mm 1"=1800 mm Capitulo C.12	Longitud de desarrollo 28 MPa. 3/8"=500 mm 1/2"=650 mm 5/8"=800 mm 3/4"=950 mm 7/8"=1350 mm 1"=1350 mm Capitulo C.12					
1.5	Doblado mínimo de ganchos a 90° de acero longitudinal. 3/8" =150 mm 1/2" = 200 mm 5/8" =250 mm 3/4" =300 mm 7/8" =350 mm 1" = 400 mm Capitulo C.7.1						
1.6	Los estribos deben ser ganchos con doblado de 135° o más, que sea 6db pero no menor a 75 mm Capitulo C.7.1.4						
1.7	El recubrimiento mínimo para elementos no expuestos a la intemperie es de 20 mm Capitulo C.7.7.1						
2	VERIFICACIÓN DE RIOSTRAS		CUMPLE SI NO		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
2.1	Son viguetas transversales de repartición, con una separación libre máxima de 10 veces el espesor total de la losa, sin exceder 40 mm. Capitulo C.8.13.3.1						
2.2	El acero longitudinal en la parte de abajo a compresión debe ser continuo. Capitulo C 7.13.2.1						
2.3	Longitud de desarrollo 21 MPa. 3/8"=550 mm 1/2"=750 mm	Longitud de desarrollo 28 MPa. 3/8"=500 mm 1/2"=650 mm					

	5/8"=900 mm 3/4"=1100 mm 7/8"=1600 mm 1"=1800 mm Capitulo C.12	5/8"=800 mm 3/4"=950 mm 7/8"=1350 mm 1"=1350 mm Capitulo C.12					
2.4	Doblado mínimo de ganchos a 90° de acero longitudinal. 3/8" =150 mm 1/2" = 200 mm 5/8" =250 mm 3/4" =300 mm 7/8" =350 mm 1" = 400 mm Capitulo C.7.1						
2.5	Los estribos deben ser ganchos con doblado de 135° o más, que sea 6db pero no menor a 75 mm Capitulo C.7.1.4						
2.6	El recubrimiento mínimo para elementos no expuestos a la intemperie es de 20 mm Capitulo C.7.7.1						
3	VERIFICACIÓN DE LOSA SUPERIOR		CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
			SI	NO			
3.1	No debe ser menor que 1/20 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 45 mm Capitulo C.8.13.6.1						
3.2	El refuerzo de retracción y temperatura no debe colocarse con una separación mayor a 5 veces el espesor de la losa ni 450 mm Capitulo C.7.12.2.2						
3.3	El recubrimiento mínimo para elementos no expuestos a la intemperie es de 20 mm Capitulo C.7.7.1						

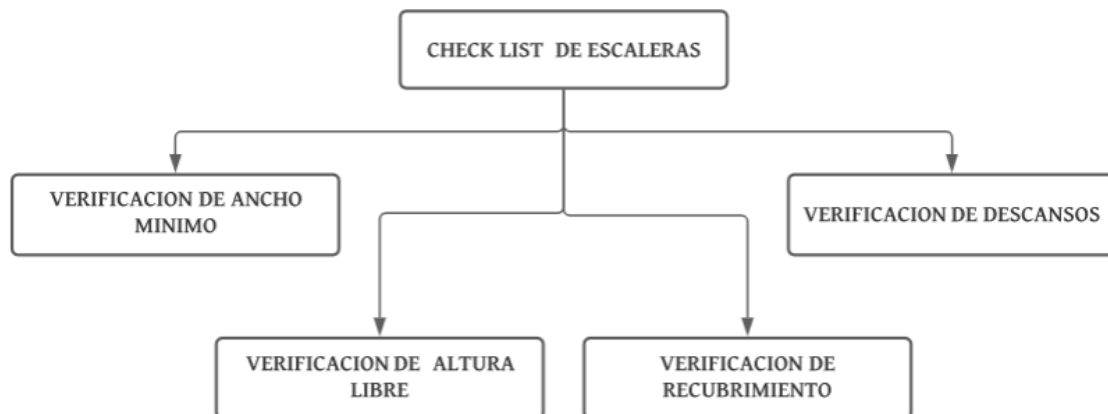


Figura 70. Supervisión técnica Escalera

Fuente: Autores 2021

CHECK LIST ESCALERAS	
NOMBRE DE LA EMPRESA:	
NOMBRE DEL PROYECTO:	
CONTRATISTA:	
INTERVENTOR:	
SUPERVISOR:	
UBICACIÓN:	
FECHA:	

1	VERIFICACIÓN DEL ANCHO MÍNIMO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
1.1	Las escaleras con carga de ocupación superior a 50 personas, deben tener ancho mínimo de 1200 m; cuando la carga de ocupación sea inferior a 50, dicho ancho mínimo puede reducirse a 900 mm. Capitulo K.3.8.3.3					
1.2	Las escaleras en el interior de las viviendas deberán tener un ancho mínimo de 900 mm. Capitulo K.3.8.3.3					
1.3	Las escaleras de uso público deberán tener un ancho mínimo de 1200 mm. Si la					

	separación de los pasamanos a la pared supera 50 mm, el ancho de la escalera debe incrementarse en igual magnitud. Capitulo K.3.8.3.3					
1.4	En edificaciones residenciales unifamiliares sin límite de pisos, o en escaleras privadas interiores de apartamentos, el ancho mínimo permisible es de 750 mm. Capitulo K.3.8.3.3					
2	VERIFICACIÓN DE HUELLA Y CONTRAHUELLA	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
2.1	El ancho mínimo de huella, sin incluir proyecciones, debe ser de 280 mm y la diferencia entre la huella más ancha y la más angosta, en un trayecto de escaleras, no debe llegar a los 200 mm Capitulo K.3.8.3.4					
2.2	La altura de la contrahuella no debe ser menor de 100 mm ni mayor de 180 mm y la diferencia entre la contrahuella más alta y la más baja, en un trayecto de escaleras, mantenerse por debajo de 20 mm. Capitulo K.3.8.3.4					
2.3	La altura de la contrahuella y el ancho de la huella deben dimensionarse en tal forma que la suma de 2 contrahuellas y una huella, sin incluir proyecciones, oscile entre 620 mm y 640 mm. Capitulo K.3.8.3.4					
2.4	Puede permitirse el uso de tramos curvos entre 2 niveles o descansos, solo si					

	los peldaños tienen un mínimo de 240 mm de huella, medidos sobre una línea situada a 1/3 del borde interior del tramo, y como máximo a 420 mm en el borde exterior. Capítulo K.3.8.3.4					
2.5	Las huellas deben tener el borde o arista redondeados, con un radio de curvatura máximo de 10 mm y de forma que no sobresalga del plano de la contrahuella Capítulo K.3.8.3.4					
2.6	El ángulo que forma la contrahuella con la huella, debe ser de 90° Capítulo K.3.8.3.4					
3	VERIFICACIÓN DESCANSOS	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
3.1	Todo descanso debe tener una dimensión mínima, medida en la dirección del movimiento, igual al ancho de la escalera, pero tal dimensión no necesita exceder de 1200 mm. Capítulo K.3.8.3.5					
3.2	La diferencia de nivel entre dos descansos o entre un descanso y un nivel de piso, debe ser inferior a 2400 mm en sitios de reunión y edificaciones institucionales; en todos los demás casos esta diferencia de nivel debe ser inferior a 3500 mm Capítulo K.3.8.3.5					
4	VERIFICACIÓN DE ALTURA LIBRE	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
4.1	Toda escalera debe disponer de una altura libre mínima de 2000 mm, medida verticalmente desde					

	un plano paralelo y tangente a las proyecciones de los peldaños hasta la línea del cielo raso. Capitulo K.3.8.3.7					
5	VERIFICACIÓN DEL RECUBRIMIENTO	CUMPLE		N/A	ACCION CORRECTIVA	OBSERVACION
		SI	NO			
5.1	El recubrimiento mínimo para elementos no expuestos a la intemperie es de 30 mm Capitulo C.7.7.1					