

**PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EL PRE-DIMENSIONAMIENTO DE
ENTREPISOS EN CONCRETO REFORZADO EN UNA DIRECCIÓN.**

**MARIALEJANDRA AVILA VÉLEZ
ANDRES FELIPE PINEDA PARADA**

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C. 2014**

**PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EL PRE-DIMENSIONAMIENTO DE
ENTREPISOS EN CONCRETO REFORZADO EN UNA DIRECCIÓN.**

**MARIALEJANDRA AVILA VÉLEZ
ANDRES FELIPE PINEDA PARADA**

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil

DIRECTORES

EDGAR EDUARDO MUÑOZ DÍAZ

Ingeniero civil

YEZID ALEXANDER ALVARADO VARGAS

Ingeniero civil

PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

BOGOTÁ D.C. 2014

**REGLAMENTO DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA Art. 23 de la
resolución No. 13 del 6 de Julio de 1964.**

“La Universidad no se hace responsable por los conceptos emitidos por sus alumnos en sus trabajos de tesis. Solo velará porque no se publique nada contrario al dogma y la moral católica y porque las tesis no contengan ataques o polémicas puramente personales; antes bien, se ve en ellas el anhelo de buscar la verdad y la justicia”.

A Dios.

A nuestros padres

Félix y Ana Josefa

Janeth, Miguel y Jaime.

A nuestros familiares y amigos.

Tabla de contenido

Tabla de contenido.....	5
Índice de tablas	7
Índice de Ilustraciones	8
1. Introducción.....	10
2. Antecedentes y justificación.....	12
3. Objetivos.....	20
3.1 Objetivo General.....	20
3.2 Objetivos Específicos.....	20
4. Marco conceptual.....	21
4.1 Deformaciones.....	21
4.1.1 Límites de las deformaciones.....	23
4.2 Cálculo de deflexiones.....	29
4.3 Pruebas de carga.....	35
4.3.1 Procedimiento para la prueba de carga.....	36
4.3.2 Criterios para la aceptación de la prueba.....	38
5. Criterio existente para el pre-dimensionamiento y verificación analítica de losas en concreto reforzado.....	39
5.1 Materiales.....	39
5.2 Tipo de losa.....	40
5.3 Propiedades de sección y condiciones de contorno.....	42
5.4 Cargas.....	43
5.5 Diseño.....	43
5.6 Control de deflexiones.....	45
5.7 Propiedades adicionales de la sección.....	46
5.8 Calculo de deflexiones instantáneas.....	47
5.9 Calculo de deflexiones a largo plazo.....	47
6. Resultados analíticos y experimentales.....	48
6.1 Caso de estudio.....	49
6.2 Planos y panel a analizar.....	49
6.3 Modelos numéricos en SAP2000 y ANSYS.....	51

6.4	Caracterización del concreto	53
6.5	Resultados deflexiones	56
6.5.1	Resultados fundidas placas superiores y peso propio	57
6.5.2	Resultados prueba de carga.....	63
7.	Análisis de Datos	68
7.1	Peso propio	68
7.2	Carga Viva.....	69
7.3	Limites.....	70
8.	Propuesta metodológica.....	76
8.1	Ejemplo aplicación metodología propuesta.	79
9.	Conclusiones.....	87
10.	Recomendaciones y futuros trabajos	90
11.	Bibliografía	91
12.	Anexos	93
12.1	Protocolo prueba de carga	93

Índice de tablas

Tabla 2.1: Resumen investigaciones.....	14
Tabla 2.2: Resumen variables utilizadas para el control de deflexiones en los códigos de diseño. Adaptación (Lee & Scanlon, 2010)	18
Tabla 4.1: Correspondiente a la tabla C.9.5(a) de la NSR 10.....	24
Tabla 4.2: Correspondiente a la tabla C.9.5 de la NSR 10.	25
Tabla 4.3: Correspondiente a la tabla C.9.5 (b) de la NSR10.....	26
Tabla 4.4: Correspondiente a la norma EHE-08 (España).....	27
Tabla 4.5: Relación NSR10/EHE 08	28
Tabla 4.6: Relación NSR10/EHE 08	28
Tabla 4.7: Variables utilizadas en la Ecuación 4.15	35
Tabla 6.1: Deflexión teórica LVDT 1 prueba de carga	63
Tabla 6.2: Deflexión teórica LVDT 2 prueba de carga	64
Tabla 6.3: Deflexión teórica LVDT 3 prueba de carga	64
Tabla 7.1: Deflexión experimental y teórica por peso propio LVDT 1	68
Tabla 7.2: Deflexión experimental y teórica por peso propio LVDT 2.....	68
Tabla 7.3: Deflexión experimental y teórica por peso propio LVDT 3.....	69
Tabla 7.4: Deflexión experimental y teórica por la prueba de carga LVDT 1	69
Tabla 7.5: Deflexión experimental y teórica por la prueba de carga LVDT 2	70
Tabla 7.6: Deflexión experimental y teórica por la prueba de carga LVDT 3	70
Tabla 7.7: Límite de deflexión.....	70
Tabla 7.8: Deflexión teórica panel de estudio	72
Tabla 7.9: Deflexión teórica $h=L/21$	72
Tabla 7.10: Deflexión teórica límite $L/360$	72
Tabla 7.11: Deflexión largo plazo $h=L/21$	74
Tabla 7.12: Deflexión largo plazo $L/18$	74
Tabla 8.1: Materiales	80
Tabla 8.2: Tipología del entepiso	81
Tabla 8.3: Resumen subrutina de pre-dimensionamiento ejemplo de aplicación.....	82
Tabla 8.4: Deflexión $h=0.3m$	83
Tabla 8.5: Deflexión $h=0.27m$	84
Tabla 8.6: Deflexión $h=0.51m$	84
Tabla 8.7: Deflexión $h=0.48m$	85
Tabla III.1: Bultos necesarios para la prueba de carga	96
Tabla VI.1: Valores de deformación esperados obtenidos de las ecuaciones exactas.....	108

Índice de Ilustraciones

Ilustración 2.1: Relación L/t Vs M_{max}/M_{cr} . Adaptación de (Branson, Design Procedures for Computing Deflections, 1968).....	16
Ilustración 4.1: Proceso esquemático para obtener la deflexión.....	22
Ilustración 4.2: Diagrama Momento - Curvatura.....	23
Ilustración 4.3: Sección de concreto normal y transformada.....	32
Ilustración 5.1: Losa en una dirección con viguetas.....	41
Ilustración 5.2: Losa maciza en dos direcciones.....	42
Ilustración 6.1: Organigrama del trabajo realizado.....	48
Ilustración 6.2: Vista en planta del entrepiso y panel de estudio.....	50
Ilustración 6.3: Sección del entrepiso analizado.....	51
Ilustración 6.4: Modelación software SAP2000.....	52
Ilustración 6.5: Modelación software ANSYS.....	52
Ilustración 6.6 Curva esfuerzo-deformación 1 Día $E_c 1=12486.2$ MPa.....	53
Ilustración 6.7 Curva esfuerzo-deformación 5 Días $E_c 5=19502.2$ MPa.....	54
Ilustración 6.8 Curva esfuerzo-deformación 7 Días $E_c 7=19977.9$ MPa.....	54
Ilustración 6.9 Curva esfuerzo-deformación 14 Días $E_c 14=24399.2$ MPa.....	55
Ilustración 6.10 Curva esfuerzo-deformación 28 Días $E_c 28=24551.8$ MPa.....	55
Ilustración 6.11 LVDT.....	56
Ilustración 6.12: Proceso constructivo de la obra.....	57
Ilustración 6.13 Proceso constructivo y puntales de retaque bajo el entrepiso.....	58
Ilustración 6.14: Ubicación de los equipos durante la fundida de placas superiores Fase 2.....	59
Ilustración 6.15: Deflexión LVDT 1 Fase 2.....	59
Ilustración 6.16: Deflexión LVDT 2 Fase 2.....	60
Ilustración 6.17: Deflexión LVDT 3 Fase 3.....	60
Ilustración 6.18: Ubicación de los equipos durante la retirada de puntales Fase 4.....	61
Ilustración 6.19: Deflexión LVDT 1 Fase 4.....	62
Ilustración 6.20: Deflexión LVDT 2 Fase 4.....	62
Ilustración 6.21: Deflexión LVDT 3 Fase 4.....	63
Ilustración 6.22 Aplicación de la carga viva mediante bultos de mortero.....	65
Ilustración 6.23 Equipo utilizado en la prueba de carga.....	65
Ilustración 6.24: Deflexión prueba de carga LVDT 1.....	66
Ilustración 6.25: Deflexión prueba de carga LVDT 2.....	67
Ilustración 6.26: Deflexión prueba de carga LVDT 3.....	67
Ilustración 8.1: Propuesta metodológica.....	77
Ilustración 8.2: Planta del entrepiso, ejemplo de la propuesta metodológica.....	80
Ilustración 8.3: Asignación de las diferentes alturas del entrepiso.....	86
Ilustración 12.1: Vista en planta del Edificio.....	94
Ilustración 12.2: Equipos ubicados en la losa de estudio.....	97

Ilustración 12.3: Ubicación de los LVDT's durante el vaciado de la placa dos y tres	98
Ilustración 12.4: Proceso constructivo del proyecto	99
Ilustración 12.5: Ubicación de los equipos durante la retirada de los parales	100
Ilustración 12.6: : Ubicación de los equipos durante la prueba de carga.....	101
Ilustración 12.7: Ubicación de los bultos al 25% de la carga viva de diseño	102
Ilustración 12.8: Ubicación de los bultos al 50% de la carga viva de diseño	103
Ilustración 12.9: Ubicación de los bultos al 75% de la carga viva de diseño	104
Ilustración 12.10: Ubicación de los bultos al 100% de la carga viva	105
Ilustración 12.11: Tabla Correspondiente a la tabla C.9.5 de la NSR-10.....	106

1. Introducción

La construcción de edificaciones, de concreto reforzado, hoy en día demanda la optimización de los diferentes recursos empleados en una obra, proceso que inicia desde la etapa de su concepción y diseño. En este periodo de tiempo se definen variables como el tipo de estructura, materiales, método de construcción, entre otras, que permiten la correcta ejecución de una edificación. Dentro de los elementos que conforman la estructura se encuentran los entrepisos que son los encargados de transmitir parte de las cargas verticales a la estructura principal del edificio.

El espesor de una losa es una variable determinante en el peso de la estructura y de las deflexiones verticales que ésta vaya a tener, pero normalmente este valor proviene de experiencias pasadas del diseñador o de la aplicación de una relación luz/espesor expuesta en las Tablas C.9.5(a) y CR.9.5 de la norma NSR-10 (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismoresistentes, 2012) para sistemas de entrepisos en una dirección.

Este último es uno de los métodos más comúnmente utilizados en Colombia para el pre-dimensionamiento de entrepisos en concreto reforzado, y tiene como parámetro de referencia el control de deflexiones verticales. Investigaciones más relevantes acerca del tema llevaron a los Estados Unidos a proponer unos valores máximos a los que un elemento puede llegar en deflexión, teniendo en cuenta que si existen otro tipo de estructuras aledañas como muros de mampostería éstas pueden llegar a ser afectadas si se presentara una gran deformación vertical.

En Colombia se ha encontrado poca investigación acerca del control de deflexiones en losas de concreto. La NSR-10 en este tema transcribe lo descrito en la norma americana (Comité ACI 318, 2005) y lo autoriza como procedimiento para definir el espesor de la losa basándose únicamente en la luz del elemento y las condiciones de apoyo para sistemas en una sola

dirección. Este trabajo de grado considera que las tablas utilizadas para el pre-dimensionamiento expuestas en las normativas colombiana y americana no abarcan la totalidad de variables que influyen en la deflexión de un entrepiso, por lo tanto pretender seleccionar la altura de este tipo de elementos mediante un procedimiento aproximado que evita hacer análisis de deflexión detallado como lo proponen estas dos entidades parece no ser el proceso más adecuado.

Es por ello que el presente trabajo expone una propuesta metodológica para realizar el pre-dimensionamiento de un entrepiso de concreto reforzado que trabaja en una dirección y la cual se basa en diferentes investigaciones realizadas desde el año 1968 hasta hoy en día y tiene en cuenta los resultados obtenidos en un caso experimental en donde se evalúa la deflexión inmediata debida a la imposición de una carga y se compara con las deflexiones teóricas.

También se incluye un protocolo que describe la metodología y todo lo que conlleva planificar una prueba de carga, dentro de éste se encuentran aspectos teóricos como la carga máxima a aplicar, forma de aplicación de la carga, cálculo de deflexiones esperadas y prácticos como materiales utilizados para la simulación de una carga viva, escogencia de equipos electrónicos para la medición de deflexiones verticales (LVDT), y la evaluación del módulo de elasticidad.

Durante la realización de este trabajo se observó que la altura dada por el criterio de la NSR-10 puede llegar a optimizarse y aun cumplir con los límites expuestos en la misma normativa para entrepisos en una dirección a largo plazo. La metodología propuesta ayuda a llevar un mayor control sobre el comportamiento del entrepiso para cumplir con los límites especificados en la tabla C.9.5 (b).

2. Antecedentes y justificación

Para dar inicio a este trabajo se recurrió a investigaciones, libros, artículos, ensayos encontrados en la literatura nacional e internacional acerca del pre dimensionamiento de estructuras, deflexiones, propiedades de materiales y secciones. La información encontrada sobre procesos de pre dimensionamiento de una losa es escasa por no decir nula, se encontraron pocos datos relevantes que ayudan al diseñador al momento de dar valores numéricos a los elementos, la mayoría de estos consignados en la referencias (Comité ACI 318, 2005) y (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismoresistentes, 2012) que plantean los límites que deben ser cumplidos en cuestiones de deflexión a partir del espesor escogido ya previamente por el ingeniero a cargo.

Una vez terminada esta búsqueda de elementos que guiaran al diseñador en el proceso de pre dimensionar un elemento, prosigue la recolección de información teórica y experimental que podría guiar a generar un procedimiento para ello.

La concepción de un procedimiento para pre dimensionar una losa en concreto reforzado deja dos elementos claros a tratar para cumplir con este objetivo, el primero de ellos es que las dimensiones escogidas sean las necesarias para que el entrepiso sea capaz de soportar las cargas impuestas tanto para estados límite de servicio como para estados límites últimos; este punto fue poco relevante a investigar más, dado que de ser necesario durante el mismo proceso de asignación de la cuantía de acero y diseño las dimensiones han de ser cambiadas por las correctas para que la losa soporte las cargas.

Esto deja la segunda cuestión, la losa debe tener una deflexión tal que no llegue a afectar la integridad y funcionalidad de la estructura; he aquí donde se va a profundizar puesto que no está realmente claro el cómo y por qué la normativa colombiana indica que el escoger un espesor

solamente basados en la longitud y el tipo de apoyo asegura que la deflexión no va ser prejudicial siendo que son muchísimas más variables las que determinan que tanto puede ser la flecha de un elemento. Para ello se trataran las exigencias y recomendaciones que realizan tanto países como Colombia, Estados Unidos, Australia, algunos países europeos y trabajos de investigadores publicados en diferentes medios y así lograr una comparación objetiva de los elementos que serán necesarios al momento de pre dimensionar un entrepiso.

En torno al segundo punto a cumplir en el momento de pre dimensionar se condensara lo dicho en un término que recogerá todo lo necesario que debe ser tratado y revisado, y este es “Control de deflexiones”. Ya una vez definido se da comienzo a lo dicho acerca del tema en un ámbito local para dar las bases de las cuales se parte mirando las fortalezas y debilidades.

En Colombia la normativa vigente es la NSR-10 (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismoresistentes, 2012), donde el control de deflexiones consignado en el Título C- C.9.5 pág. C-131 de la edición 2012 es lo mismo encontrado en la ACI 318 (Comité ACI 318, 2005) que hace parte de la reglamentación norteamericana, es por ello que estas dos se trabajaran como una sola. Acerca del tema de las deflexiones lo estipulado en este texto no ha cambiado desde 1971 (Lee & Scanlon, 2010) lo que da lugar a las dudas si sigue vigente hasta hoy día. Investigadores como (Branson, 1968; Grossman, 1981; Rangan, 1982; Gilbert, 1985; Gardner y Zhang, 1996; Scanlon y Choi, 1999; Scanlon, 2001; Bondy, 2005) se han preguntado lo mismo en la Tabla 2.1 se repasa lo dicho por cada uno de estos autores ya que han contribuido al desarrollo del control de deflexiones.

Autor	Título del artículo	Año
Branson	Design Procedures for Computing Deflections	1968
Grossman	Simplified Computations for Effective Moment of Inertia I_e and Minimum Thickness to Avoid Deflection Computations	1981
Rangan	Control of Beam Deflections by Allowable Span-to-Depth Ratios	1982

Autor	Título del artículo	Año
Gilbert	Deflection Control of Slabs Using Allowable Span-to-Depth Ratios	1985
Gardner y Zhang	Controlling Deflection Serviceability by Span/Depth Limits and Long-Term Deflection Multipliers for Reinforced Concrete Beams	1996
Scanlon y Choi	Evaluation of ACI 318 Minimum Thickness Requirements for One-Way Slabs	1999
Gardner	Span/Thickness Limitations for Deflection Control	2001
Bondy	ACI Code Deflection Requirements—Time for a Change	2005
Lee y Scanlon	Unified Span-to-Depth Ratio Equation for Nonprestressed Concrete Beams and Slabs	2006
Bischoff	Span-Depth Ratios for One-Way Members Based on ACI 318 Deflection Limits	2009

Tabla 2.1: Resumen investigaciones

Las diferentes mejoras en las propiedades mecánicas del concreto y del acero dieron como resultado que para el año 1963 el código ACI introdujera el tema de control de deflexiones bajo condiciones de carga de servicio. Cinco años más tarde en 1968 el profesor Branson (Branson, Design Procedures for Computing Deflections, 1968) presentó un trabajo el cual tenía como objetivo presentar un procedimiento práctico para realizar el cálculo de deflexiones en elementos sometidos a flexión, que resultó de las discusiones y del análisis dentro del comité ACI-435, creado con el fin de llegar a un acuerdo en torno al control de deflexiones.

Siguiendo lo dicho por el comité ACI-435, Branson para tener en cuenta el efecto debido al agrietamiento recomienda usar la fórmula dada por este comité para obtener el momento de inercia efectivo. Esta ecuación se debe aplicar solo en caso que el momento máximo en la luz sea mayor al momento de agrietamiento, de lo contrario $I_{eff} = I_g$; la ecuación incluye tanto el momento de inercia bruto como el momento de inercia efectivo garantizando una sección transformada y al mismo tiempo este momento de inercia llega a ser más preciso que cuando se usa el momento de inercia bruto de la sección

En este estudio Branson desarrolla unas curvas en donde compara la relación luz-espesor con la relación de Momento máximo – Momento crítico, las cuales se pueden usar para verificar las deflexiones siguiendo el método recomendado por el comité ACI-435. La Ilustración 2.1 muestra estas curvas y cuyo uso es únicamente para vigas rectangulares, losas que trabajen en una sola dirección y vigas T, y para condiciones en donde $\Delta=L/360$, concretos de densidad normal (2.4Ton/m^3), carga uniformemente distribuida, diferentes condiciones de contorno, distintos porcentajes de acero y resistencias de concreto entre 3000psi y 5000psi.

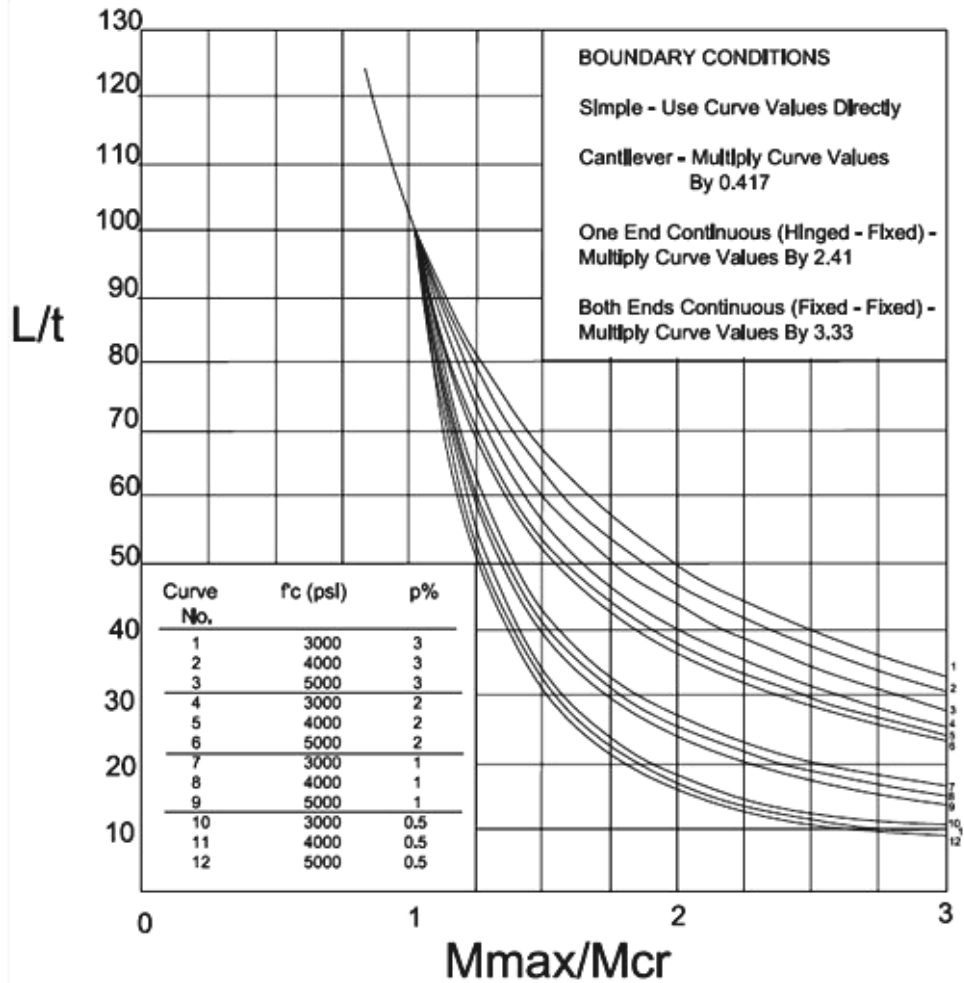


Ilustración 2.1: Relación L/t Vs M_{max}/M_{cr} . Adaptación de (Branson, Design Procedures for Computing Deflections, 1968)

Siguiendo cronológicamente, en el año 1981 el profesor Grossman, centró su trabajo en encontrar un método aproximado y simple para la estimación de la inercia efectiva una vez la sección esta agrietada. Para esto utiliza una relación entre la inercia bruta de la sección y los momentos de servicio y agrietamiento, esto valido únicamente para elementos que trabajan en una dirección. También propone en su investigación una ecuación para establecer el mínimo espesor de una viga teniendo en cuenta la carga, la deflexión máxima permitida y el refuerzo longitudinal. El siguiente en la lista es Rangan en 1982 en su trabajo recoge la teoría

desarrollada por Branson (Branson, Deflexiones de Estructuras de Concreto Reforzado y Presforzado, 1981) y propone una ecuación en la cual es posible calcular la relación luz espesor máxima admisible para vigas y losas en una dirección, esta se ve influenciada por variables como el módulo de elasticidad del concreto, la carga de servicio, peso propio, un término de multiplicación para deflexiones a largo plazo, las condiciones de contorno y finalmente incluye dentro de la ecuación el límite de deflexión máxima propuesto en el ACI 318-1977 para cuando se tienen elementos no estructurales susceptibles de daño o no. Para el año 1985 el ingeniero Gilbert aumenta el alcance de la investigación de Rangan incluyendo losas en dos direcciones, losas soportadas en los bordes, losas macizas delgadas y calibra este método mediante muchos ensayos y modelos de elementos finitos. Los señores Gardner and Zhang mediante la modelación en elementos finitos observaron que la relación luz espesor aumenta a medida que la resistencia del concreto o el acero aumenta con esto se obtienen elementos de menor espesor con el aumento en las propiedades de los materiales. Años después Scanlon y Choi demuestran que la relación luz espesor puede ser mayor cuando se reduce la longitud del elemento y se reduce la carga viva. Seguido a este estudio en el año 2001, Gardner comparando varios métodos de investigadores ya nombrados con los métodos proporcionados por el comité ACI 435 y el Eurocódigo 2 (1992) para obtener el espesor de un entrepiso, dedujo que al usar un acero de mayor resistencia permitiría tener una relación luz-espesor mayor puesto que aumenta la resistencia a flexión de los elementos. Bondy en su investigación realizada durante el año 2005, la cual se centró en el control de deflexiones brindado por el ACI 318-02 para aquellas losas que trabajan en dos direcciones, concluyó que se debería realizar un control de deformaciones en todos los diseños de entrepisos para así tener la certeza que se puede disminuir el espesor o que se debe aumentar, de esta forma las deflexiones estarían siempre gobernando el espesor del elemento.

Los trabajos más destacados de Lee y Scanlon se encuentran entre 2006 y 2010 (Scanlon & Lee, 2006) (Lee & Scanlon, 2010). En uno de sus estudios se expone un resumen de los diferentes códigos alrededor del mundo y lo que piden para realizar un control de deflexiones.

Variable	ACI 318/ NSR-10	Eurocódigo 2	Australian Standard	Ecuación Scanlon y Lee
Condición de contorno	Si	Si	Si	Si
Luz entre apoyos	Si	Si	Si	Si
Carga Viva	No	Si	Si	Si
Carga muerta sobreimpuesta	No	No	No	Si
Permite control de los límites de deflexión	No	No	Si	Si

Tabla 2.2: Resumen variables utilizadas para el control de deflexiones en los códigos de diseño. Adaptación (Lee & Scanlon, 2010)

Los diferentes códigos consignados en la Tabla 2.2 son utilizados para realizar una gran cantidad de proyectos de construcción cada año. Como se puede observar el código ACI 318 establece el espesor mínimo de una losa como una fracción de la longitud y dependiente de las condiciones de contorno, pero este valor excluye la carga viva y al acero de refuerzo. Cabe resaltar que el código da un factor de corrección para cuando se utiliza un acero de resistencia mayor a 420 MPa o un concreto aligerado.

Por otro lado el espesor mínimo dado por el Eurocodigo 2 se basa al igual que el ACI 318 en las condiciones de contorno y la luz del elemento, pero adicionalmente a estas dos variables, este código tiene en cuenta la carga viva. El siguiente código el australiano, para determinar el espesor mínimo de una losa considera importantes las variables anteriormente mencionadas y a estas se le suma las condiciones de carga y los efectos de agrietamiento y los de largo plazo.

El estudio realizado por (Lee & Scanlon, 2010) presenta una ecuación para establecer la relación luz espesor de losas que trabajan en una y dos direcciones; esta ecuación tiene en cuenta variables como la carga aplicada, los efectos a largo plazo, los efectos por agrietamiento y como

se dijo anteriormente incluye los límites de deformación de la normativa, esta aproximación permite escoger un espesor aproximado sin antes conocer la cuantía de acero.

Finalmente la comparación entre los diferentes códigos y la ecuación propuesta por Lee y Scanlon para obtener el espesor mínimo de una losa, arrojó como resultado que el código ACI 318 es conservador para luces menores de 12.19 m con límites de deflexión de $L/240$ y $L/480$. Citando lo dicho por estos dos autores "*Los valores para el espesor mínimo de losas en una dirección consignados en el ACI 318-08, deben ser únicamente usados para losas que no soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles a daño por deflexiones a largo plazo*" (Lee & Scanlon, 2010).

Con todo este contenido queda claro que la normativa norteamericana y por tanto la colombiana se quedan actualmente cortas en cuestión de control de deflexiones, es por esta razón que el presente trabajo tiene como interés organizar todo este conocimiento de forma tal que en el momento de pre dimensionar un elemento el ingeniero a cargo tenga una guía para realizar este proceso. Adicionalmente se busca comparar los resultados analíticos del proceso ACI 435, las ecuaciones de Branson (Branson, Deflexiones de Estructuras de Concreto Reforzado y Presforzado, 1981) y de Scanlon (Scanlon & Lee, 2006), con los resultados obtenidos experimentalmente de un caso de estudio. Dado el caso que la investigación arroje que es viable reducir el espesor del entrepiso sugerido por la NSR 10 sin afectar las condiciones de servicio como lo han demostrado los diferentes autores, se podría lograr una disminución del peso de la estructura y con ello se mejoraría la respuesta de la misma ante un evento sísmico, sin entrar en la determinación de los beneficios económicos y ambientales que tendría

3. Objetivos

3.1 Objetivo General

Desarrollar una propuesta metodológica para el pre dimensionamiento de entrepisos en concreto reforzado, basándose en el control de flechas desde el punto de vista analítico y experimental.

3.2 Objetivos Específicos

Sintetizar el estado del conocimiento relacionado con el pre-dimensionamiento de entrepisos basado en el control de deformaciones a nivel mundial y a nivel local.

Valorar las especificaciones propuestas por la normativa nacional e internacional para el pre dimensionamiento de entrepisos de concreto reforzado apoyados en la instrumentación de este tipo de elementos en un edificio de ubicado en la ciudad de Bogotá durante su proceso de construcción.

Validar la propuesta metodológica basándose en las flechas obtenidas tanto en los resultados analíticos y experimentales como en el modelo de elementos finitos calibrado, de un entrepiso en concreto reforzado.

4. Marco conceptual

4.1 Deformaciones

En los últimos años la importancia del cálculo de deformaciones ha venido incrementando, esto se debe a que el uso de concretos de mayor resistencia, el mayor conocimiento del comportamiento de los materiales que lo componen, las nuevas tecnologías del concreto como respuesta a las edificaciones con mayores sollicitaciones que la sociedad actual demanda, han generado secciones más esbeltas y deformaciones más notorias afectando la integridad de los elementos estructurales y causando daño a los elementos no estructurales, los cuales no están en la capacidad de deformarse de igual forma y dañando la integridad del elemento estructural. (Calavera, 1983)

Es importante conocer y entender la teoría y los conceptos matemáticos detrás del cálculo de deflexiones; para ello se mostrara rápidamente el comportamiento de un elemento a flexión sometido a una carga.

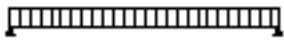





Carga	$p(x)$	
Cortante	$V(x)=\int p(x)dx$	
Momento	$M(x)=\int V(x)dx$	
Curvatura	$\Phi(x)=M(x)/EI$	
Rotacion	$\theta(x)=\int \Phi(x)dx$	
Deflexion	$\delta(x)=\int \theta(x)dx$	

Ilustración 4.1: Proceso esquemático para obtener la deflexión

En la Ilustración 4.1 se puede observar que al cargar un elemento se producen valores de cortante y de momento, los cuales se pueden obtener hoy en día rápidamente y de manera confiable mediante herramientas computacionales.

El siguiente punto a revisar es la curvatura la cual también se puede obtener por medio de estas herramientas pero es de interés para el desarrollo de este trabajo analizar el diagrama producido al graficar el momento versus la curvatura ya que en este se aprecian características esenciales para el cálculo de deflexiones como lo muestra la Ilustración 4.2.

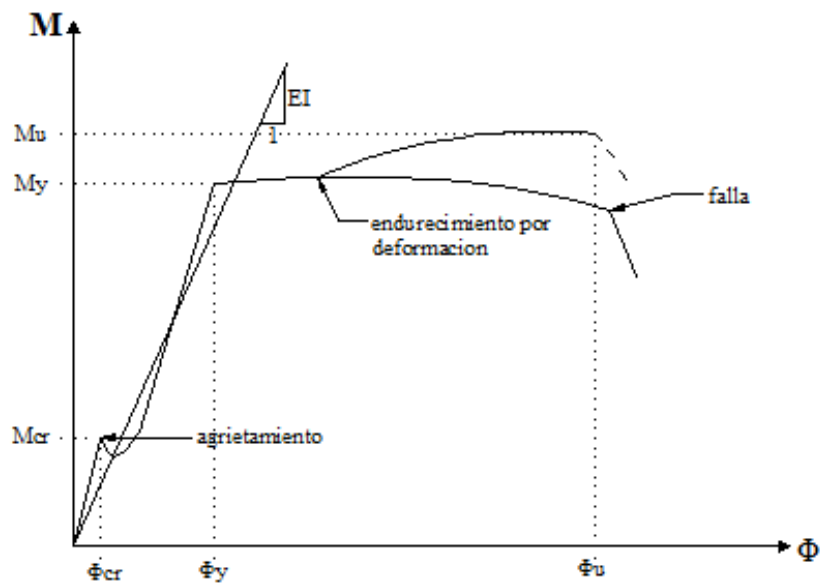


Ilustración 4.2: Diagrama Momento - Curvatura

4.1.1 Límites de las deformaciones.

El más reciente de los reglamentos en Colombia para la construcción de edificaciones, es la norma sismo resistente de 2010 (NSR 10) redactada por la asociación Colombiana de ingeniería sísmica publicada y creada bajo la ley 400 de 1997.

En ésta se da la primera aproximación entorno a unos valores límites que se deben cumplir obligatoriamente entorno a las deflexiones verticales de un elemento estructural. El control de deflexiones se recoge en el capítulo C-9 de la NSR 10 abarcando desde concreto reforzado, vigas, losas en una o dos direcciones, concreto pre-esforzado y elementos compuestos.

En primera medida las deflexiones que tienen como objeto controlar, se deben solo a eventos que puedan ocurrir bajo las cargas de servicio excluyendo así las deformaciones que ocurran por cargas de sismo. Para elementos en concreto reforzado, los cuales conforman nuestro caso de

estudio, el primer límite que se ha de establecer es una altura mínima del elemento, esta altura está en función de la longitud entre apoyos y de las condiciones de borde que tenga el elemento, como se puede observar en la Tabla 4.1. En ningún momento entra a ser parte de este límite factores que afectan al elemento como la carga a la cual está sometido tanto muerta como viva, el tipo de edificación y su factor de importancia. La NSR 10 establece una segunda distinción en el cual el valor máximo de la deflexión debe ser tal que no comprometa la integridad física de los elementos no estructurales que soporta tales como muros divisorios, ventanas que puedan sufrir algún daño por las deformaciones excesivas, tal como se indica en la Tabla 4.2.

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	1/20	1/24	1/28	1/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	1/16	1/18.5	1/21	1/8

Tabla 4.1: Correspondiente a la tabla C.9.5(a) de la NSR 10.

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	1/14	1/16	1/19	1/7
Vigas o losas nervadas en una dirección	1/11	1/12	1/14	1/5

Tabla 4.2: Correspondiente a la tabla C.9.5 de la NSR 10.

El diseñador está en la libertad de tomar los valores anteriores sin tener que realizar cálculos correspondientes a las deflexiones y esperar valores desconocidos de éstas en su estructura, ya que la deflexión que se espera obtener por medio de estas tablas no es especificada en el capítulo C.9. Pero si la decisión es por adoptar un valor inferior a estos límites se exige realizar el cálculo correspondiente a la deflexión con el fin de justificar esta disminución en la altura del elemento para evitar daños estructurales o afectación de los elementos que soporta como los muros.

En la Tabla 4.3 se observan cuatro casos los cuales dos de estos no están ligados o soportando elementos susceptibles a daños y la única preocupación que se muestra en ella es la deflexión inmediata causada por la carga viva. Pareciera que la deflexión causada a largo plazo provocada por las cargas permanentes y la porción de carga viva no son objeto de este límite como lo expresa el comentario a pie de la tabla. En lo que concierne a los sistemas de entresijos o cubiertas se da un límite considerando las deflexiones a largo plazo, los efectos inmediatos podrán ser objeto de cálculo pero no entrarían a ser estudiados o limitados por la NSR 10.

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 entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles a 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 entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240$

Tabla 4.3: Correspondiente a la tabla C.9.5 (b) de la NSR10.

Como complemento se buscaron estos valores normativos en otros países para tener una referencia de los límites que se manejan a nivel internacional. Para Estados Unidos se encuentra que la referencia acerca de este tema es manejada por el instituto americano del concreto o por sus siglas en ingles ACI más concretamente el comité 318 aunque dado el estrecho vínculo que se maneja con este país las tablas anteriormente mostradas son las mismas que se encuentran en ese documento, por lo que no representan un punto comparativo. Por ello saliendo del contexto americano se encuentran temas relacionados en el Eurocódigo, a continuación se presenta lo recopilado en torno al tema de control de deflexiones.

En la norma española EHE-08 se encuentra la tabla “*Canto mínimo de forjados*”(ver Tabla 4.4) en esta como su nombre lo indica se establece el espesor o canto mínimo del elemento estructural, que varía dependiendo el tipo de tramo, las condiciones de borde y el acero de

refuerzo a utilizar; este espesor está en función de la longitud del elemento, pero al igual que en la NSR-10 y en la ACI-318, estos límites no tienen en cuenta la carga muerta ni viva, el tipo de edificación o el factor de importancia de la estructura. De llegar a tomar un valor inferior a los establecidos en la Tabla 4.4, se debe realizar una comprobación experimental previa, la cual demuestre que no se producirán flechas que perjudiquen la integridad de la estructura o la seguridad de los usuarios; a continuación se muestra la Tabla 4.4 anteriormente nombrada:

<i>Canto mínimo de forjados</i>								
Tipo de tramo	Aislado		Continuo				Voladizo	
	Apoyados		Extremo		Interior Empotrado			
Sustentación	AEH	AEH	AEH	AEH	AEH	AEH	AEH	AEH
Acero	500	400	500	400	500	400	500	400
De cubierta, sin elementos dañables inferiores	L/26	L/27	L/29	L/30	L/34	L/35	L _o /10	L _o /11
De piso, con elementos dañables	L/22	L/24	L/26	L/28	L/29	L/31	L _o /9	L _o /9
De piso, con elementos muy dañables o muros	L/20	L/22	L/22	L/24	L/27	L/29	L _o /8	L _o /8

Tabla 4.4: Correspondiente a la norma EHE-08 (España)

Un factor que es de gran importancia en las estructuras es el acero de refuerzo que se va a utilizar en las mismas, y como se vio anteriormente, la norma española tiene en cuenta este factor a la hora de establecer el espesor o canto mínimo de un elemento, factor que como se muestra en la Tabla 4.1 y Tabla 4.2, no se tiene en cuenta a la hora de establecer los espesores mínimos del entrepiso.

A continuación en la Tabla 4.5 y Tabla 4.6, se muestra una relación hecha entre la NSR-10 y la norma española EHE-08; como se dijo anteriormente la norma española tiene en cuenta el acero de refuerzo que se va a utilizar, para realizar la comparación entre las dos normas se utilizó el acero AEH-400 cuya resistencia es de 4100 Kg/cm², y el acero de refuerzo utilizado en Colombia tiene una resistencia de 4200 Kg/cm².

Elementos que NO soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes				
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
EHE 08	L/24	L/28	L/31	L _o /9
NSR 10	L/20	L/24	L/28	L/10
Relación NSR10/EHE 08	1.2	1.167	1.107	0.9

Tabla 4.5: Relación NSR10/EHE 08

Elementos que soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes				
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
EHE 08	L/22	L/24	L/29	L _o /8
NSR 10	L/14	L/16	L/19	L/7
Relación NSR10/EHE 08	1.571	1.5	1.526	1.143

Tabla 4.6: Relación NSR10/EHE 08

Con las tablas anteriores se puede observar que el espesor exigido en la NSR-10 de los elementos es mayor al espesor exigido en la EHE-08.

En lo referente a las flechas o deflexiones, la norma española EHE-08, distingue dos tipos de flechas, la flecha total a plazo infinito, debida a las cargas actuantes y la flecha activa respecto a un elemento dañable producida a partir del instante en que se construye dicho elemento. Además de esto se tienen unos valores máximos admisibles de las flechas, éstos dependen del tipo y función de la estructura y están en función de la longitud del elemento que se comprueba. Para edificaciones normales el menor de los valores es $L/250$ y $L/500 + 1cm$, y $L/400$ para la flecha activa.; para losas en una dirección, la flecha total a tiempo infinito no debe exceder el menor de los valores $L/250$ y $L/500 + 1cm$ y para losas que sustentan muros de partición o de cerramiento, la flecha activa no deberá exceder el menor de los valores $L/500$ y $L/1000 + 0.5cm$.

4.2 Cálculo de deflexiones.

El método usual para el cálculo de las deflexiones es trabajar bajo la teoría elástica y las fórmulas que ésta propone para las deflexiones elásticas, teniendo en cuenta que el concreto no cumple con unas condiciones ideales en su sección y es posible que esta pueda sufrir de agrietamiento, y el aporte que el acero de refuerzo proporciona en la rigidez del elemento. Los estudios más recientes están descritos en el ACI 435 del año 1978, revisado y aprobado de nuevo en el año 2000. Con base en ese documento y en el libro escrito por uno de los colaboradores Edward G. Nawy (Nawy, 1988) fueron consideradas las tablas de alturas mínimas y los valores límite de las deflexiones anteriormente presentados.

Para entrar en el cálculo de las deflexiones se debe iniciar con el concepto donde idealización supuesta en este trabajo es la trilinealidad en la que se desarrolla la relación carga deflexión. En la primera etapa del proceso el elemento estructural está libre de grietas y por lo tanto en esta región el elemento tendrá un comportamiento elástico, es decir sometido a un esfuerzo menor al

módulo de rotura del concreto (f_r). Una vez superado este valor se presenta la primera grieta y con ella se da paso a la segunda etapa del proceso donde la contribución del concreto en la sección de tensión se disminuye considerablemente reduciendo la rigidez de la sección a los esfuerzos de flexión.

Es necesario en la primera región establecer el momento de inercia, propiedad que permite establecer la rigidez de la sección, ésta se podrá calcular como la inercia de la sección bruta o si se desea ser más refinados en los cálculos como la inercia de la sección de concreto más una transformación del acero de refuerzo a una sección de concreto por medio de los módulos de Young de acero y concreto respectivamente. En la segunda región por las pérdidas de rigidez debidas a las grietas en el concreto se hace necesario el cálculo de la inercia agrietada para los segmentos del elemento que se encuentren agrietados pero como no es el caso para todo el miembro se podría establecer una tercera inercia la cual es llamada inercia efectiva para tomar en cuenta que no todo el elemento se encuentra agrietado. En la tercera y última región se considera que el miembro estructural ya falló.

Puesto que la deflexión está ligada directamente con el módulo de Young tanto para acero y concreto se puede aproximar usando la expresión de la NSR 10 para concretos con densidades normales.

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{Mpa} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Mientras que para el acero de refuerzo no pre-esforzado se adoptara el valor propuesto por la norma colombiana:

$$E_s = 200000 \text{Mpa} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

El valor que da la pauta de inicio es el módulo de rotura para la elección del tipo de inercia que se va a emplear, esto según los estudios realizados por la ACI y lo encontrado en la NSR 10 está expresado como:

$$Fr = 0.62\lambda\sqrt{f'c}Mpa \text{ Ecuación 4.3}$$

Donde el valor que se tomara para λ es 1, se debe emplear otro valor si es el caso en el que el concreto a utilizar no sea de una densidad normal es decir este fuera del rango (2325 a 2400 kg/m³). Una vez comprobado este valor si se está trabajando en la segunda región de la curva carga deflexión y se cuenta ya con una sección agrietada es necesario en primera instancia establecer el parámetro n que nos permita transformar el área de acero de refuerzo a una equivalente en concreto:

$$n = \frac{Es}{Ec} \text{ Ecuación 4.4}$$

$$n = \frac{Es}{Ec} - 1 \text{ Ecuación 4.5}$$

Nótese que la expresión anterior resta una unidad al término n , ésta es una consideración que se utiliza para poder representar el concreto que ha sido desplazado por el acero y que no actúa en la sección. Para realizar los diferentes cálculos en donde interfiere el acero se debe multiplicar $(n - 1) * As$, puesto que al hacer este cálculo se obtiene la sección transformada; ya sabiendo esto se procede a hallar el eje neutro de la sección como se muestra en la Ilustración 4.3:

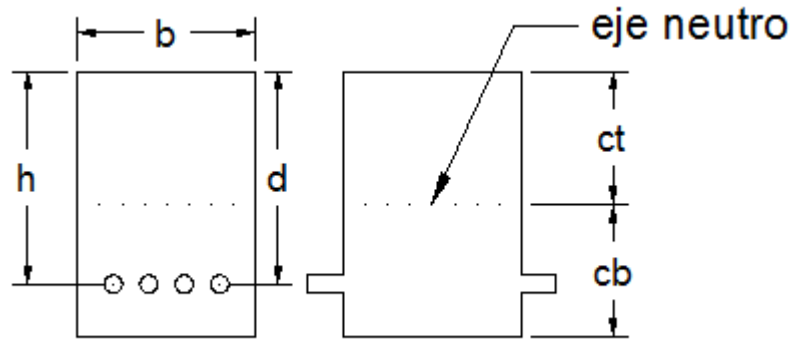


Ilustración 4.3: Sección de concreto normal y transformada

$$c_t = \frac{\sum_{i=1}^j A_i \bar{y}_i}{\sum_{i=1}^j A_i} \quad \text{Ecuación 4.6}$$

$$c_b = h - c_t \quad \text{Ecuación 4.7}$$

Luego de tener estas dos distancias se procede con el cálculo del momento de inercia bruto de la sección, el cual está dado por:

$$I_{xx} = \int y^2 dA \quad \text{Ecuación 4.8}$$

Donde y está definido como la distancia existente entre el centroide de la figura y el eje neutro de la sección. El siguiente concepto que aportará al proceso del cálculo de deflexiones es el momento de agrietamiento (Véase Ecuación 4.9)

$$Mcr = \frac{I * Fr}{cb} \quad (MPa) \quad \text{Ecuación 4.9}$$

Este momento se calcula con la inercia bruta de la sección y se debe comparar con el momento actuante ya sea por carga muerta, viva o la combinación correspondiente de análisis, si:

$$\frac{Mcr}{Ma} > 1 \quad \text{Ecuación 4.10}$$

se está trabajando en la región uno donde no se cuenta con grietas en la sección, pero si la relación está por debajo de la unidad es necesario seguir al cálculo de la siguiente expresión que corresponde a la inercia efectiva (Véase Ecuación 4.11)

$$Ie = \left(\frac{Mcr}{Ma}\right)^3 * Ig + \left[1 - \left(\frac{Mcr}{Ma}\right)^3\right] * Icr \quad \text{Ecuación 4.11}$$

Por último se toma en consideración el efecto de las deflexiones a largo plazo producidas por flujo plástico, contracción y temperatura, induciendo la redistribución de esfuerzos en el concreto y en el acero que resultan en una mayor deflexión del elemento. Para poder realizar el cálculo matemático la NSR 10 presenta la siguiente expresión (Véase Ecuación 4.12) la cual será multiplicada por la deflexión inmediata para obtener el valor a largo plazo:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\varepsilon}{1+50p'} \quad \text{Ecuación 4.12}$$

Donde ε es una constante dada por la ilustración CR9.5.2.5 que se puede encontrar en la página C-134 de NSR 10 que relaciona el tiempo durante el cual estuvo cargado el elemento con el factor que este tiempo aporta a la deflexión de la estructura. La anterior expresión no representa la deflexión total, solamente la porción correspondiente a la deflexión a largo plazo, para el valor total (Nawy, 1988) escribe la siguiente expresión (Véase Ecuación 4.13)

$$\Delta LT = \Delta L + \lambda_{\infty} \Delta D + \lambda t \Delta Ls \quad \text{Ecuación 4.13}$$

Donde ΔL es la deflexión inmediata por la carga viva, $\lambda_{\infty} \Delta D$ es el factor dependiente del tiempo para una duración infinita de la carga sostenida y la deflexión inmediata por la carga muerta, $\lambda t \Delta Ls$ donde el primer término es el mismo $\lambda \Delta$ calculado para la duración a la cual se esté

realizando el cálculo y el ultimo termino hace referencia al porcentaje de la carga viva que se espera que vaya a ser permanente durante el tiempo de carga.

Aunque la teoría presentada anteriormente representa los conceptos básicos alrededor de las deflexiones, varios autores han dado su aporte como se menciona en los antecedentes de este trabajo. Como se había comentado, la inercia efectiva propuesta en el procedimiento del ingeniero Branson (Branson, Deflexiones de Estructuras de Concreto Reforzado y Presforzado, 1981) no se acomoda muy bien a elementos con un refuerzo bajo como lo son las losas por ello (Bischoff & Scanlon, 2009) proponen la Ecuación 4.14 como una mejor aproximación tanto para bajos niveles de acero como para losas reforzadas con fibras de polímeros.

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \eta * \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2} \leq I_g \text{ donde } \eta = 1 - \left(\frac{I_{cr}}{I_g}\right) \quad \text{Ecuación 4.14}$$

Adicionalmente el trabajo de (Scanlon & Lee, 2006) trae una propuesta para poder pre dimensionar incluyendo algunas variables que se deberían considerar para poder dar un primer valor de espesor del elemento, partiendo de la Tabla 4.5 y la Tabla 4.6, se busca dar una nueva relación luz espesor con la Ecuación 4.15

$$\frac{L_n}{h} = B_{es} \left[\left(\frac{\Delta_{inc}}{l} \right) * \frac{0.0167 * K_{dp} * E_c * b}{K * K_{ar} * K_{SS} * L_{trib} * (\lambda * W_s + W_l)} \right]^{(1/3)} \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Dónde:

Variable	Definición	Unidades
W_s	Carga sostenida	Pa o N/m
W_l	Carga viva adicional	Pa o N/m
E_c	Módulo de elasticidad	Pa
B_{es}	1 excepto para losas soportadas en los bordes	-
K_{dp}	1 excepto para losas soportadas con paneles descolgados	-
K_{SS}	1 excepto para losas en dos direcciones soportadas en columnas	-
K_{ar}	1 excepto para losas en dos direcciones soportadas en los bordes	-
$\frac{\Delta_{inc}}{l}$	Limite ACI L/240 o L/480	-
L_{trib}	Ancho aferente	m
K	Coefficiente de condiciones de contorno	-
λ	Multiplicador para largo plazo	-

Tabla 4.7: Variables utilizadas en la Ecuación 4.15

Cabe aclarar que la carga sostenida es aquella conformada por el peso propio, una fracción de la carga muerta, y otra fracción de la carga viva considerada como casi permanente. Para la carga viva adicional se utiliza la carga viva total menos el porcentaje usado en la anterior carga. Los coeficientes de contorno que se manejan son 5 para losas simplemente apoyadas, 1.4 para ambos extremos continuos, 2 para un solo extremo continuo y 48 para los voladizos. El multiplicador de largo plazo es el mismo descrito en la Ecuación 4.12

4.3 Pruebas de carga

La existencia de dudas acerca de la calidad de los materiales usados, la evidencia de construcciones defectuosas, el deterioro de la estructura durante su vida útil o el cambio del uso de la edificación, hacen necesaria la evaluación de la resistencia de la estructura, para investigar la seguridad de la misma.

Tanto para la norma nacional NSR-10, como para la norma americana ACI-318, cuando se entienden las diversas razones por las cuales hay una deficiencia en la resistencia de la estructura y es posible medir las dimensiones y propiedades de los materiales, basta con realizar una evaluación analítica de la resistencia basada en dichas mediciones. De no ser entendidos los diferentes efectos de una deficiencia en la resistencia, se hace necesario realizar una prueba de carga.

A diferencia de las dos normas anteriormente nombradas, la norma española EHE-08, considera que hay diferentes razones que aconsejan realizar pruebas de carga de estructuras, en esta norma se agrupan las pruebas de carga según su finalidad:

a) Pruebas de carga reglamentarias, las cuales están fijadas por el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o Instrucciones o Reglamentos, en estas se realizan ensayos los cuales prueban el comportamiento de la estructura.

b) Pruebas de carga como información complementaria, se realizan cuando es conveniente realizar pruebas de carga como ensayos con el fin de obtener información complementaria, en caso de haberse producido cambios o problemas en la construcción.

c) Pruebas de carga para evaluar la capacidad resistente, como su nombre lo indica se utilizan como medio para evaluar la seguridad de estructuras; ésta última finalidad es la que está consignada en la NSR-10 y en la ACI-318.

4.3.1 Procedimiento para la prueba de carga.

Inicialmente se selecciona el número de paneles cuya resistencia está en duda; la carga total de ensayo no debe ser menor que la mayor entre:

a) $1.15D + 1.5L + 0.4(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$

b) $1.15D + 0.9L + 1.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$

c) $1.3D$

El factor de la carga viva del caso *b* se puede llegar a reducir siempre y cuando *L* no sea mayor de 4.8 kN/m². Adicionalmente la prueba de carga no se debe realizar antes de 56 días de haberse construido el elemento a evaluar, se puede realizar a una edad menor si el propietario de la estructura, el constructor y demás partes involucradas están de acuerdo. Sumado a esto, los elementos estructurales los cuales van a ser sometidos a la prueba de carga, no deben presentar fisuras que indiquen la inminencia de una falla por cortante.

El valor inicial de todas las mediciones de las respuestas que sean pertinentes se debe tomar no más de una hora antes de la aplicación del primer incremento de la carga; estas mediciones se deben tomar donde se espera la respuesta máxima. La carga de ensayo debe aplicarse al menos en cuatro incrementos aproximadamente iguales, al aplicar dicha carga se debe estar seguro que está siendo aplicada uniformemente sobre el elemento que se está evaluando.

Al aplicar cada uno de los incrementos de la carga, se deben tomar las mediciones que evidencien la respuesta del elemento ante dichas aplicaciones, de igual forma se realizan éstas mediciones después de haber colocado el total de la carga de ensayo por al menos 24 horas, al terminar de realizar las mediciones necesarias, se debe remover la totalidad de la carga de ensayo; finalmente 24 horas después de haber removido la carga de prueba es necesario realizar un conjunto final de mediciones de la respuesta.

Luego de haber terminado la prueba de carga, se debe inspeccionar el elemento evaluado y éste no debe mostrar evidencias de falla, descascaramiento o aplastamiento del concreto comprimido.

4.3.2 Criterios para la aceptación de la prueba.

Las deflexiones máximas obtenidas durante la prueba deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$\Delta_1 \leq \frac{l_t}{20000h} \quad \text{Ecuación 4.16}$$

Donde Δ_1 es la deflexión máxima medida durante la primera prueba de carga.

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4} \quad \text{Ecuación 4.17}$$

Donde Δ_r es la diferencia entre las deflexiones inicial y final (después de la remoción de la carga) en una prueba de carga

De no satisfacer las condiciones o criterios mencionados anteriormente, la estructura se podrá utilizar para un nivel de carga menor al evaluado, siempre y cuando la autoridad competente basada en los resultados obtenidos en la prueba de carga juzgue y apruebe que el servicio al cual estará sometida la estructura sea seguro y apropiado.

5. Criterio existente para el pre-dimensionamiento y verificación analítica de losas en concreto reforzado.

El inicio de todo proceso de diseño es el paso más engorroso que se da, cuando nada está definido y las posibilidades son infinitas. Elegir un punto de inicio y establecer un camino a seguir resulta en algo esencial que el diseñador debe visualizar para que la estructura cumpla con el propósito para el cual fue concebida. Se cuenta con una variedad de opciones para comenzar tantas como ingenieros existen, pero aun en esta inmensidad se deben establecer algunos puntos base que ninguno puede pasar por alto y sin importar el orden en que se tomen en cuenta ningún proceso de diseño para losas estaría terminado sin estos.

A continuación se nombran algunos parámetros necesarios a la hora de idear una nueva losa. No se pretende dar un orden específico pero se entenderá que para la realización de algunos pasos es necesario tener los datos de un paso previamente evaluado.

5.1 Materiales

El material de estudio es el concreto reforzado donde trabajan juntos concreto y acero. Es por esto que las propiedades y características que se tratan corresponden a únicamente a estos materiales.

El concreto es un material no homogéneo y la mayoría de propiedades que se utilizaran caen en el campo elástico como lo son el agrietamiento, la contracción y la fluencia. La NSR-10 y la ACI 318 establecen que el módulo de elasticidad se puede tomar como:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

Donde E_c es el módulo de elasticidad en MPa y f'_c es la resistencia a la compresión del concreto en MPa.

Por otro lado el acero que normalmente se utiliza es de una resistencia a la fluencia de 420 MPa o superior dado el caso. La normativa Colombiana exige que el acero de refuerzo cumpla con las características de la NTC o de la ASTM, para el módulo de elasticidad esta recomienda usar 200 000 MPa para acero de refuerzo no preesforzado aunque también es válido tomar los valores calculados por el fabricante o los determinados a partir de ensayos de laboratorio.

5.2 Tipo de losa

En las estructuras la losa es una superficie orientada horizontalmente que tiene como fin proveer un área útil en la cual se puedan desarrollar diferentes actividades; a su vez forma parte del conjunto estructural transmitiendo las cargas aplicadas sobre ella a los demás elementos de la estructura como vigas o columnas. A continuación se describen tipologías de losa en concreto reforzado en donde se encuentran clasificadas según la forma en que interactúan con la estructura.

Las losas que transmiten su peso propio y las cargas que reposan sobre ella a dos de sus bordes opuestos se denominan losas en una dirección y aquellas que reparten a sus cuatro bordes son llamadas losas en dos direcciones. Para ser más concisos e ir de la mano con la NSR 10, la ACI y Branson, se trabaja con las definiciones que estas dan.

Losas en una dirección: se considera que una losa está trabajando en una dirección cuando dos bordes paralelos están apoyados sobre muros o vigas y los otros dos están libres; de esta misma manera trabajan las losas cuando los cuatro bordes de esta se encuentran con restricción vertical y su configuración es rectangular donde la luz larga es dos veces mayor que la corta por último la

losa clasifica en esta categoría si sus viguetas están orientadas principalmente en una dirección. Los tipos de apoyo permitidos para este tipo de losa son únicamente vigas o muros. En la Ilustración 5.1 se muestra un ejemplo de este tipo de losas.

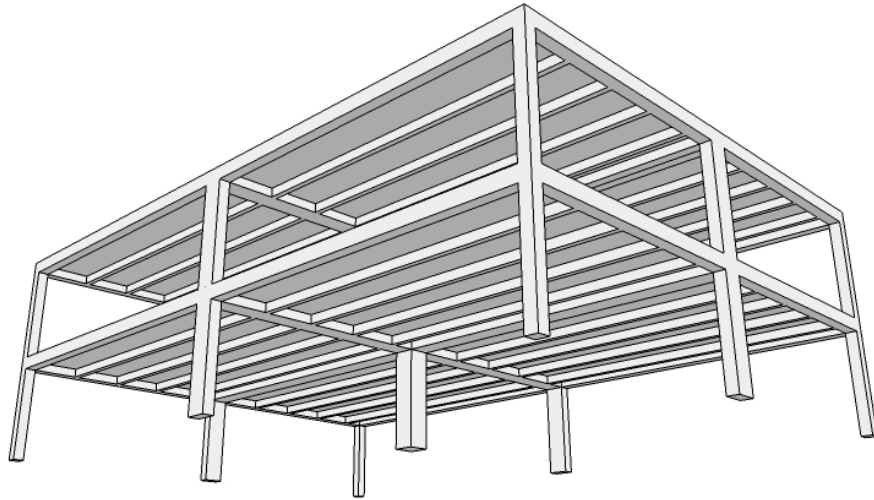


Ilustración 5.1: Losa en una dirección con viguetas

Losas en dos direcciones: En cuanto a las placas que trabajan en dos direcciones no existe como tal un conjunto de definiciones específicas dentro de la NSR 10 que las demarquen, pero si una serie de ítems que deben cumplirse en dado caso que se haga el diseño por el procedimiento descrito en la normativa. En la Ilustración 5.2 se muestra una losa en dos direcciones.

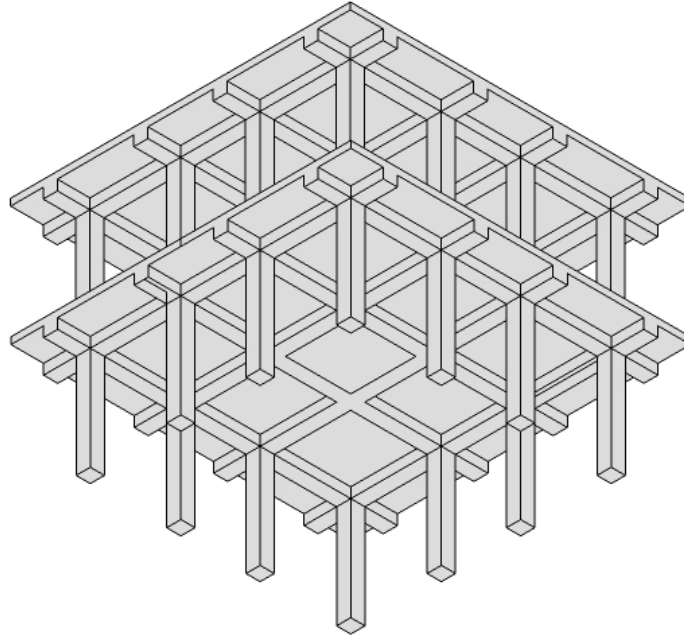


Ilustración 5.2: Losa maciza en dos direcciones

5.3 Propiedades de sección y condiciones de contorno

Dado que la geometría en planta de la edificación fue definida desde el momento de la concepción arquitectónica y estructural. La extracción de la longitud y el ancho del vano a diseñar son las primeras dimensiones con las que se cuenta, estas vienen ya sobrepuestas por las áreas que la edificación necesita. En cambio el espesor de la losa corresponde a demandas de diseño como lo son resistencia y deflexión. Con respecto a esta última, las referencias (Comité ACI 318, 2005) (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismoresistentes, 2012) y (Branson, Deflexiones de Estructuras de Concreto Reforzado y Presforzado, 1981), establecen dos caminos a tomar, el primero de ellos es el no cálculo de las deflexiones y el segundo el cálculo de estas.

Si se elige el primer camino de estos la Tabla 4.1 recopila varios escenarios donde las entradas para escoger un espesor son el tipo de elemento y las condiciones de apoyo. Esta expresión consignada en la tabla cuenta con la limitación inmediata de que el elemento no puede soportar o estar ligado a elementos no estructurales susceptibles de daño, o de sufrir grandes deflexiones. Cabe resaltar que la tabla funciona con concreto de densidad normal (2.4 ton/m^3) y con acero de límite de fluencia de $f_y = 420 \text{ MPa}$. El segundo camino se contemplara en el numeral 5.6 del presente documento.

Las condiciones de contorno no solo abarcan el tipo de apoyo que posee el elemento también influye la forma en cómo estén dispuestos en el espacio es decir simplemente apoyados, con un extremo o ambos continuos o en voladizo.

5.4 Cargas

Para determinar las cargas que trabajan directamente sobre la losa se deben hacer varias evaluaciones. La primera es teniendo las diferentes dimensiones del elemento y junto con la densidad se obtiene el peso propio. La segunda refiere a la carga viva en este caso se consulta en la NSR-10 el valor por metro cuadrado según el tipo de uso que vaya a tener. Otras cargas adicionales pueden ser evaluadas antes de dar inicio al siguiente paso.

5.5 Diseño

Aunque el procedimiento que se quiere describir mediante esta metodología es solo hasta una etapa de pre-dimensionamiento para llegar hasta una validación de las dimensiones escogidas es necesario conocer aspectos propios del diseño como la profundidad efectiva conocida como d y la cuantía de acero de refuerzo. Por ello no se entra a fondo en el proceso de diseño pero si se establecerán puntos relevantes que mencionan las diferentes referencias utilizadas para completar

este documento (Comité ACI 318, 2005), (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismoresistentes, 2012), (Branson, Deflexiones de Estructuras de Concreto Reforzado y Presforzado, 1981) (Nawy, 1988).

La reglamentación actual colombiana NSR-10 no establece una serie de pasos únicos para el diseño de un elemento tipo losa. Ésta, permite cualquier procedimiento siempre y cuando se cumpla con el equilibrio y la compatibilidad geométrica. También se debe asegurar que mediante cualquier procedimiento la resistencia sea mayor o igual a la requerida; el diseño debe obedecer a las combinaciones de carga encontradas en el título C.9.2.1. Las resistencias de diseño que se calculan para cualquier elemento deben estar debidamente multiplicadas por un factor de reducción de la resistencia para intentar compensar variables como materiales de baja resistencia, error en la dimensiones durante el proceso constructivo de la obra, inexactitud en las mismas ecuaciones de diseño y algunas otras. Por último la NSR-10 exige que se controlen las deformaciones, la importancia de estas tanto como su cálculo se describen más ampliamente en el paso siguiente.

Para poder calcular tanto momentos como cortantes actuantes en elemento de placa analizado existen varios métodos utilizables y condicionados por una serie de factores a cumplirse para poder analizar el entrepiso con dicho método. Entre esos se encuentra:

- 1 .Análisis aproximado para losas en una dirección (Título C.13.5.5)
- 2 .Método de diseño directo. (Título C.13.6)
- 3 .Método del pórtico equivalente. (Título C.13.7)
4. Métodos plásticos de análisis y diseño. (Título C.13.8)

Otra opción utilizada puede ser la realización de un modelo numérico del elemento o de toda la estructura en un programa computacional. Este debe ser alimentado con las suficientes variables para llegar a un resultado óptimo.

5.6 Control de deflexiones

El control de deflexiones se realiza en dado caso que la deflexión del elemento pueda originar la falla del mismo o que por cuestiones estéticas y funcionales éste pueda llegar a ser reemplazado. De igual forma este control se realiza cuando es de interés del diseñador conocer los valores de las deflexiones y de esta manera lograr reducir el espesor de la losa. De no realizar dicho control el espesor es determinado por la tabla C.9.5(a) la cual fue mostrada en el Título 4.1

Para dar inicio a este proceso es necesario conocer más datos de los que hasta el momento se han tratado en este capítulo. Las flechas obtenidas en esta metodología se deberán mantenerse dentro de los límites establecidos por la reglamentación ((Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismoresistentes, 2012), (Comité ACI 318, 2005) (Comisión Permanente del Hormigón, 2002)), según el país que corresponda; para el caso de Colombia dichos límites se encuentran en la tabla C.9.5(b) la cual se corresponde a la Tabla 4.3 de este documento. Seguido a esta comprobación se verifica que el resultado no exceda estos valores según sea el caso del elemento.

Como se puede ver en la Tabla 4.3, los valores máximos admisibles dependen del tipo y función de la estructura y de los elementos no estructurales que se apoyan sobre esta, por esta razón los valores son definidos según el caso que corresponda.

Se debe distinguir entre flecha instantánea y flecha a largo plazo, dado que las cargas para el cálculo de la una o la otra son diferentes.

5.7 Propiedades adicionales de la sección.

Como se dijo anteriormente, es necesario conocer características de la sección además de las que ya fueron nombradas para poder realizar el control de deflexiones. Los elementos de concreto que van a trabajar a flexión, como es el caso de una losa, deben diseñarse con la rigidez suficiente para limitar la deflexión y que en un futuro ésta no afecte la resistencia o funcionamiento del elemento.

El módulo de elasticidad es una medida de rigidez y es la relación existente entre el esfuerzo y la deformación, es decir, la resistencia del concreto a la deformación cuando se le impone una carga. Es por esta razón que la magnitud de la deformación es dependiente de la rigidez del material.

Adicionalmente a esta propiedad es necesario tener el momento de inercia bruto I_g de la sección y en dado caso que el elemento este fisurado se exigirá del momento de inercia efectivo cuyo procedimiento para obtenerlo esta descrito en el marco conceptual. En lo referente al acero es importante conocer la resistencia a la fluencia y el área a utilizar dado que en las ecuaciones planteadas en las referencias (ACI Committee 435, 2000), (Branson, Deflexiones de Estructuras de Concreto Reforzado y Presforzado, 1981), (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismoresistentes, 2012), (Comité ACI 318, 2005), (Scanlon & Lee, 2006), (Lee & Scanlon, 2010), estas características entran a aportar directamente al cálculo de deformaciones.

5.8 Calculo de deflexiones instantáneas.

Se conoce como deformación instantánea a la flecha ocurrida inmediatamente después de aplicar una carga, ya sea el peso propio del elemento o al imponer en este la carga viva. El cálculo de ésta se describe con más detalles en el marco conceptual.

5.9 Calculo de deflexiones a largo plazo.

Estas deformaciones que también son conocidas como deformación total a plazo infinito se deben a la totalidad de las cargas impuestas sobre el elemento. En esta totalidad también se encuentra la deformación instantánea producida por las cargas más la flecha diferida debida a las cargas permanentes y carga viva impuesta durante un periodo y capaces de provocar deformaciones en el tiempo.

La deformación a largo plazo las cuales son producto del flujo plástico y de la retracción de elementos en flexión se deben determinar multiplicando la flecha inmediata por el factor λ_{Δ} , que está definido en la reglamentación (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismoresistentes, 2012) por la siguiente expresión (Véase Ecuación 5.2)

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

Donde ρ' es la cuantía del refuerzo a compresión en la mitad de luz para tramos simples o continuos y en el apoyo para voladizos; el factor dependiente del tiempo ξ se encuentra en el marco conceptual que corresponde al numeral 4 del documento.

6. Resultados analíticos y experimentales.

A continuación se presenta la Ilustración 6.1 que es un organigrama del trabajo realizado en este documento que presenta la metodología utilizada para cumplir con los objetivos planteados inicialmente.

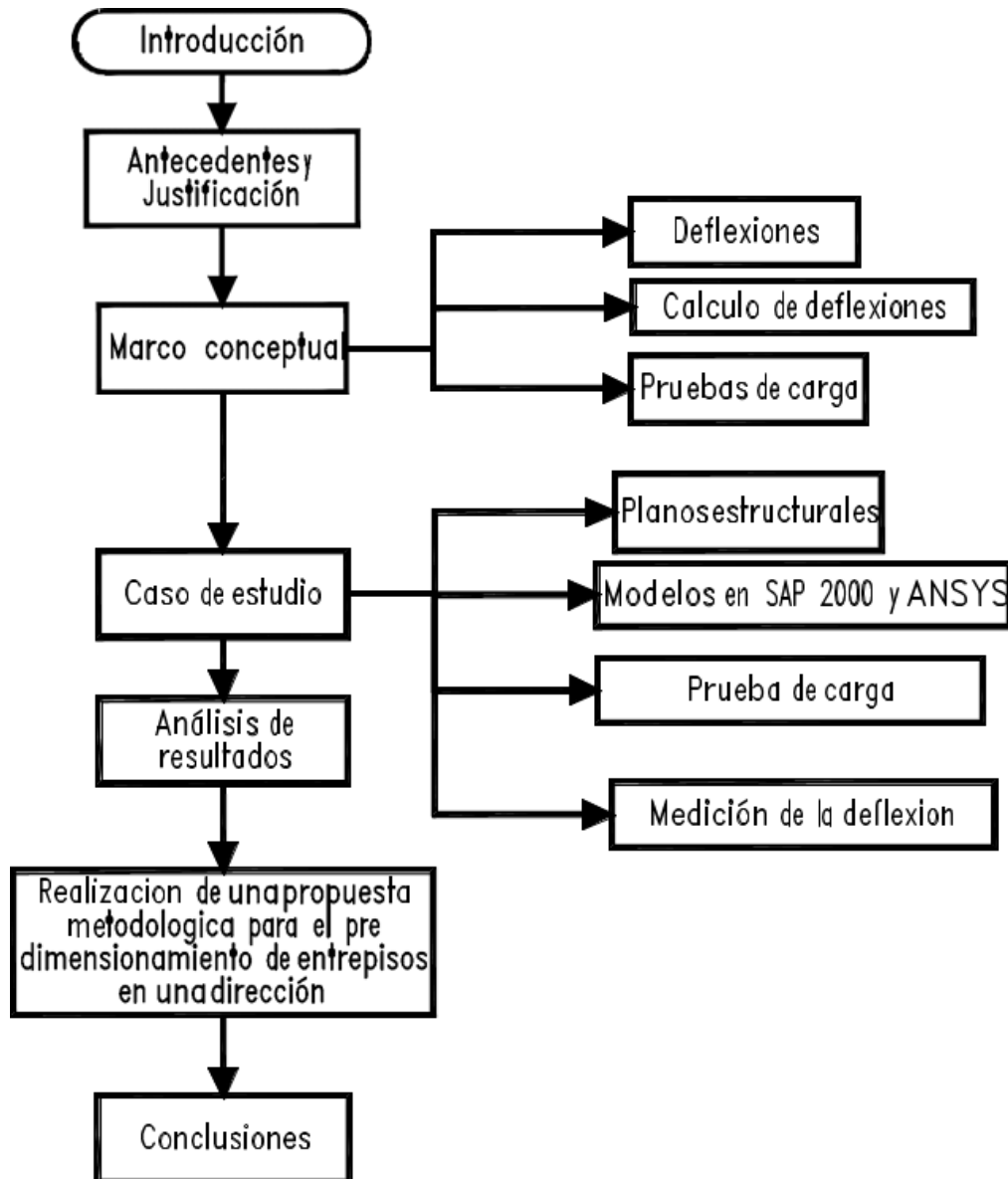


Ilustración 6.1: Organigrama del trabajo realizado

6.1 Caso de estudio

Una vez se realizó la revisión teórica sobre el control de deflexiones, se buscó un caso de estudio en el cual se pudiera evidenciar este efecto. Con la colaboración por parte de la industria privada se da la oportunidad de realizar mediciones en campo, en un edificio que recién comenzaba su etapa constructiva y cuyo uso será netamente residencial con parqueaderos subterráneos.

Para realizar las mediciones fue necesario planear con tiempo de anterioridad todo lo que se creyó necesario. En un principio se solicitaron los planos estructurales de la edificación, posterior a este paso se realizaron modelos numéricos en los programas SAP 2000 y ANSYS del sótano 1, luego comenzó la estructuración del cómo se debe ejecutar la experiencia en campo y para ello se desarrolló un protocolo el cual contiene las generalidades del edificio, las cargas que se deseaban controlar y aplicar, el equipo con el cual se realizaron las mediciones, las etapas a medir (deflexiones por peso propio, vaciado de las plantas superiores, y aplicación del 100% de la carga viva de servicio), también se contó con criterios de aceptación de éxito o fracaso de la prueba como los valores esperados extraídos de los modelos numéricos, ecuaciones y los exigidos en la NSR-10. El protocolo se encuentra en los anexos (Ver anexo 1), a continuación se explica brevemente el caso de estudio y algunas variables que permitieron realizar un mejor análisis.

6.2 Planos y panel a analizar

Una vez obtenidos los planos del edificio se optó por escoger el sótano uno (ver Ilustración 6.2) como planta a evaluar dado que al ser la primera planta construida se tiene como referente el suelo para medir las deflexiones, aunque este puede llegar a ser deformado se consideró

preferible esta opción a iniciar las mediciones en otro piso y tener como base para los equipos una placa de concreto la cual de entrada tendría las deflexiones que se deseaban controlar.

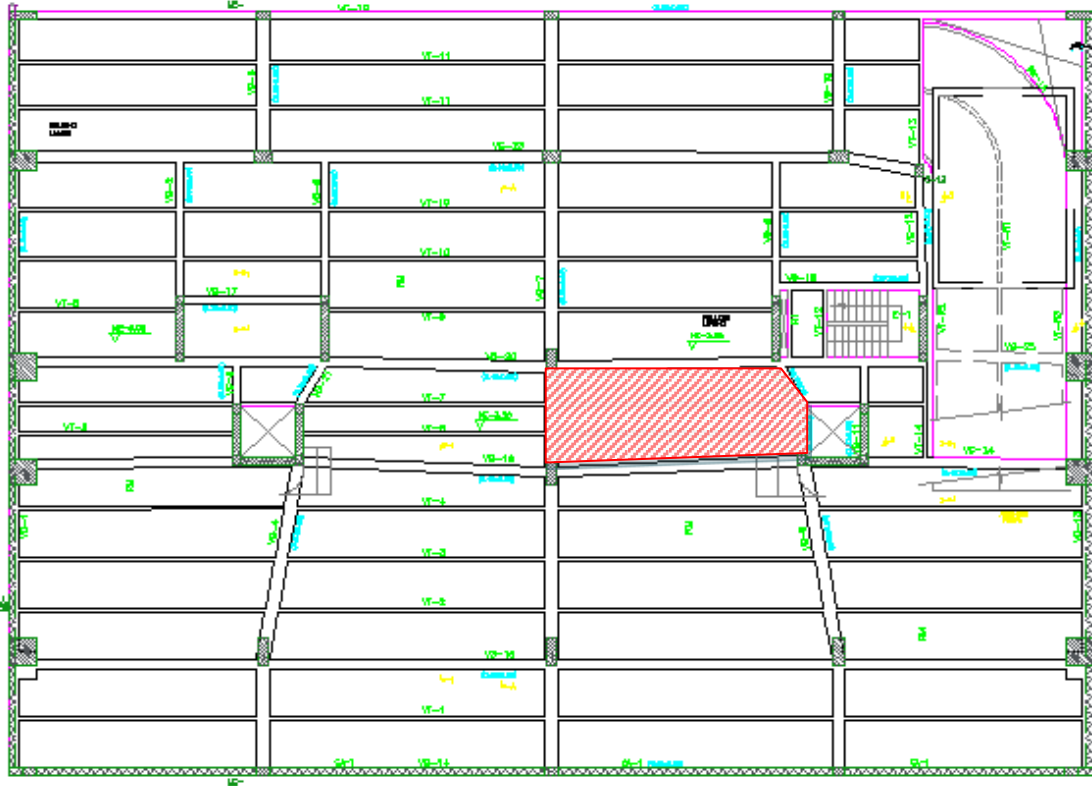


Ilustración 6.2: Vista en planta del entrepiso y panel de estudio

El panel sombreado en la Ilustración 6.2 fue el escogido para realizar las mediciones no es el más grande ni el más crítico pero por disposiciones de la constructora no era viable otro lugar, sin embargo los resultados obtenidos son igualmente representativos y satisfactorios.

En la Ilustración 6.3 se muestra la sección del entrepiso analizado junto con sus respectivas dimensiones.

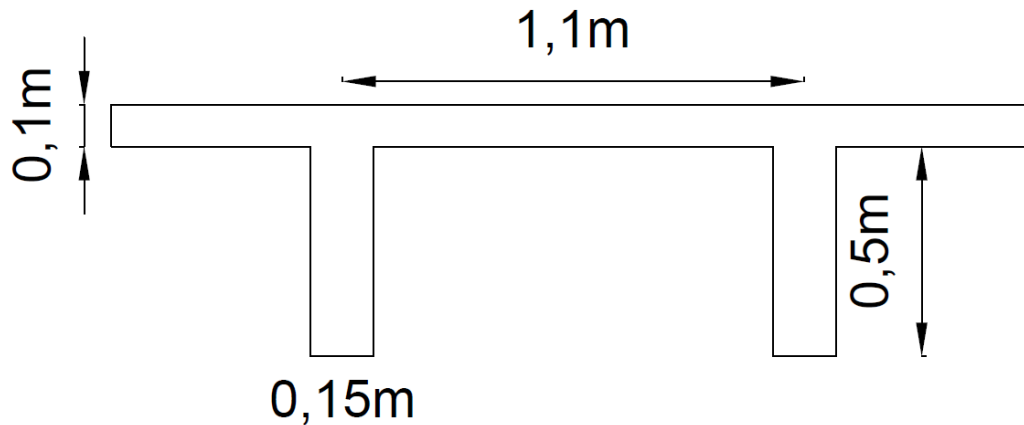


Ilustración 6.3: Sección del entrepiso analizado

6.3 Modelos numéricos en SAP2000 y ANSYS

La modelación de esta planta del edificio se realizó mediante las herramientas SAP2000 y ANSYS como se muestra en la Ilustración 6.4 y en la Ilustración 6.5. Los elementos usados fueron tipo frame para vigas, columnas y Shell para simular la losa en el programa SAP 2000 y para Ansys el elemento de modelado fue sólido. Del modelo de SAP 2000 se tomaron las deflexiones para tener referencia al momento de realizar la prueba de carga viva que se le aplicó posteriormente al entrepiso y para verificar los resultados analíticos con los experimentales. Éstos resultados se encuentran en el protocolo realizado para llevar a cabo la prueba de carga que se encuentra Anexos.

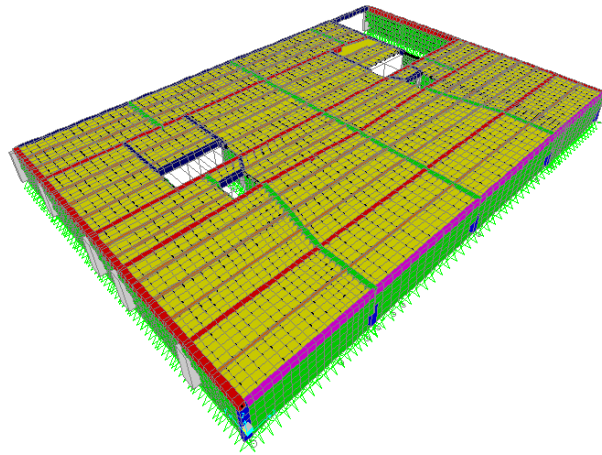


Ilustración 6.4: Modelación software SAP2000

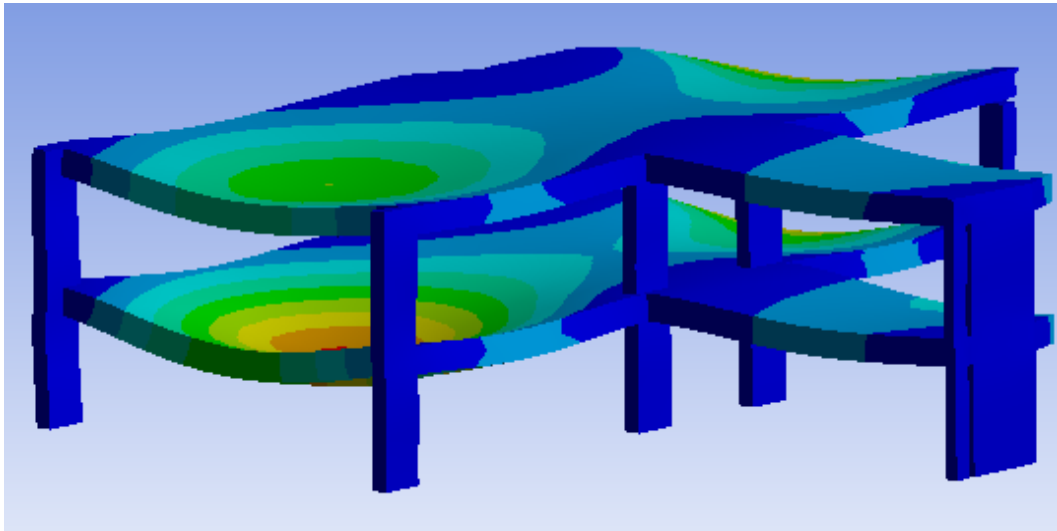


Ilustración 6.5: Modelación software ANSYS

El modelo realizado en SAP 2000 contiene la modelación de la planta completa esto debido a facilidad del programa en el manejo de geometrías complejas con las que contaba el entrepiso estudiado. La modelación en Ansys fue realizada de manera simplificada puesto que se quería comparar la variación en los resultados al manejar dos tipos diferentes de elementos finitos.

La simplificación di inicio con un modelo que solo incluía el panel de estudio simulando que este estuviera simplemente apoyado hasta un modelo que contempla las condiciones de contorno que rodean al panel de estudio.

6.4 Caracterización del concreto

Con el fin de llegar a una mejor aproximación numérica de las deflexiones, se realizaron pruebas de compresión en cilindros y posteriormente módulos de elasticidad al concreto empleado en la construcción del entrepiso. Esto se realizó a las edades de 1, 5, 7, 14 y 28 días. El concreto usado tanto para las vigas como para la losa es de 28Mpa, a continuación se muestran las gráficas obtenidas en los ensayos de laboratorio ver Ilustraciones 6.6 a 6.10.

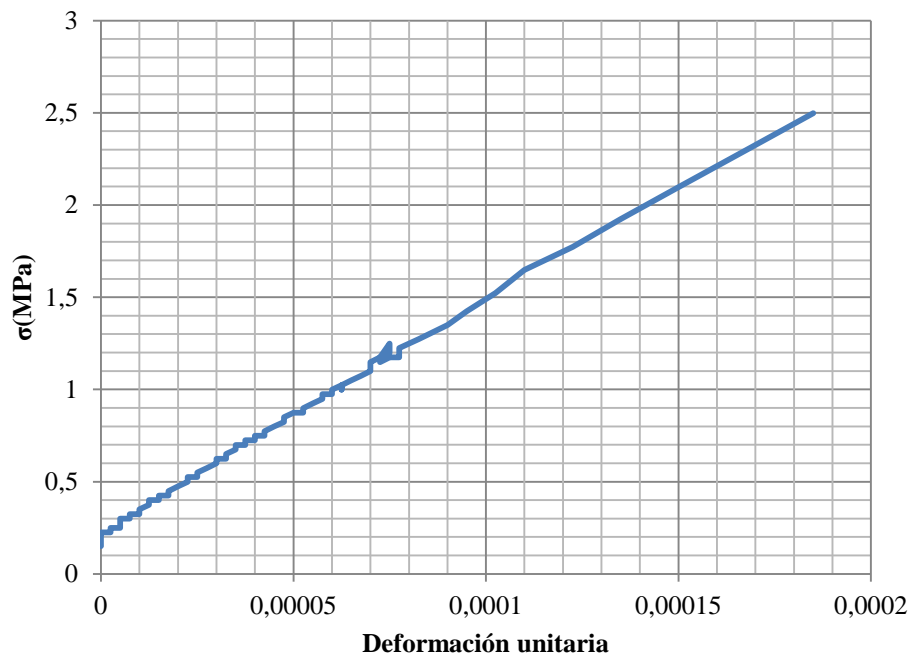


Ilustración 6.6 Curva esfuerzo-deformación 1 Dia $E_c 1=12486.2$ MPa

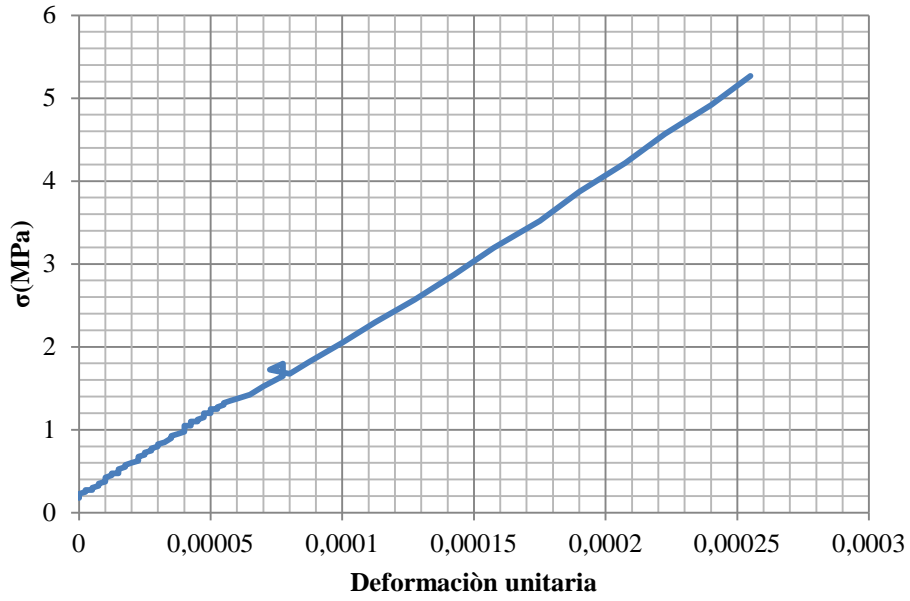


Ilustración 6.7 Curva esfuerzo-deformación 5 Días $E_c 5=19502.2$ MPa

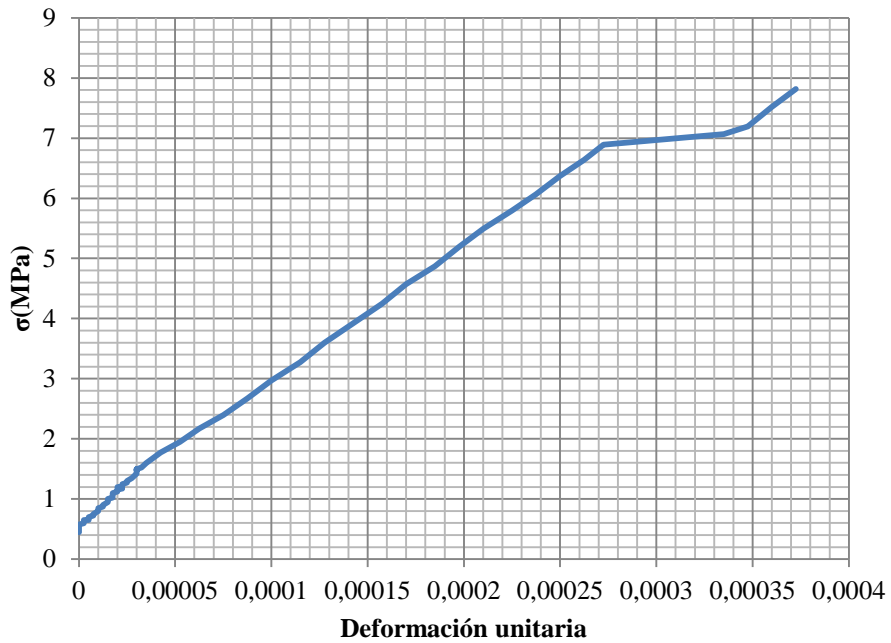


Ilustración 6.8 Curva esfuerzo-deformación 7 Días $E_c 7=19977.9$ MPa

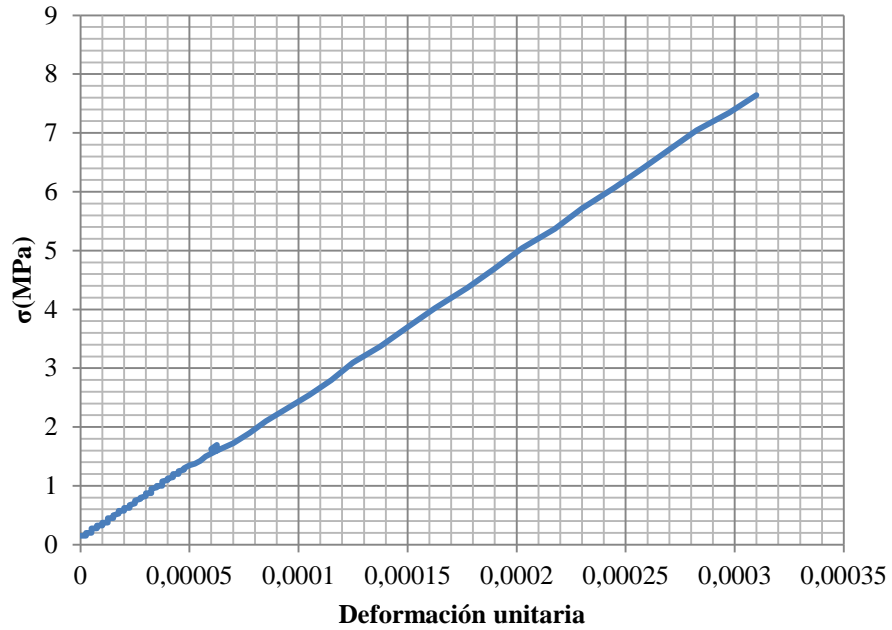


Ilustración 6.9 Curva esfuerzo-deformación 14 Días $E_c 14=24399.2$ MPa

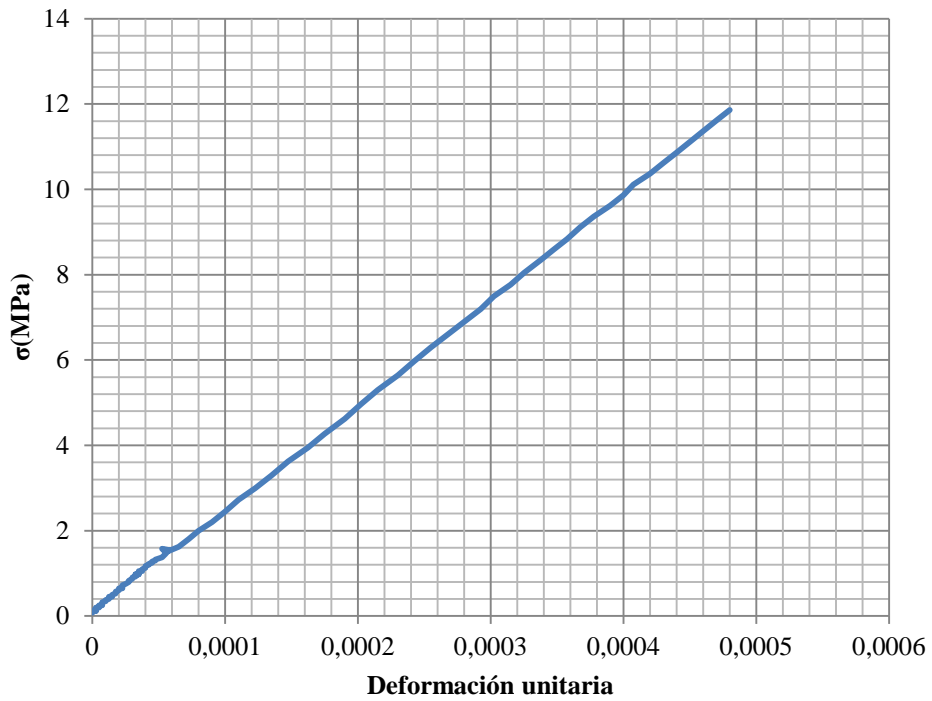


Ilustración 6.10 Curva esfuerzo-deformación 28 Días $E_c 28=24551.8$ MPa

6.5 Resultados deflexiones

Durante todo el proceso constructivo el entrepiso sufre deflexiones, comenzando desde su vaciado donde idealmente no trabaja el concreto reforzado sino su sistema de apuntalamiento, pasando por el peso que recibe por las cargas impuestas sobre él durante el proceso constructivo como material o las placas superiores y terminando el proceso cuando la losa es desapuntalada y comienza a soportar su propio peso; todas estas deflexiones se controlaron. Los equipos con los que se llevó a cabo la medición de las deformaciones en las diferentes etapas del proceso constructivo de la losa fueron LVDT's como se muestra en la Ilustración 6.11 las características de estos están detalladas en el anexo 1.



Ilustración 6.11 LVDT

6.5.1 Resultados fundidas placas superiores y peso propio

El primer momento donde se realizó un seguimiento a las deflexiones de la losa de estudio fue cuando se vació la placa superior a ésta (fase 2), dado que durante el proceso constructivo mientras esta placa adquiere su resistencia, su peso descansa sobre la placa inferior a través del sistema de apuntalamiento; este proceso se repitió (fases 3 y 4) puesto que el proceso constructivo de la obra consiste en tener dos niveles apuntalados como se muestra en la Ilustración 6.12. La Ilustración 6.13 muestra cómo se encontraban los puntales ubicados bajo el entrepiso en el proceso de retaque.

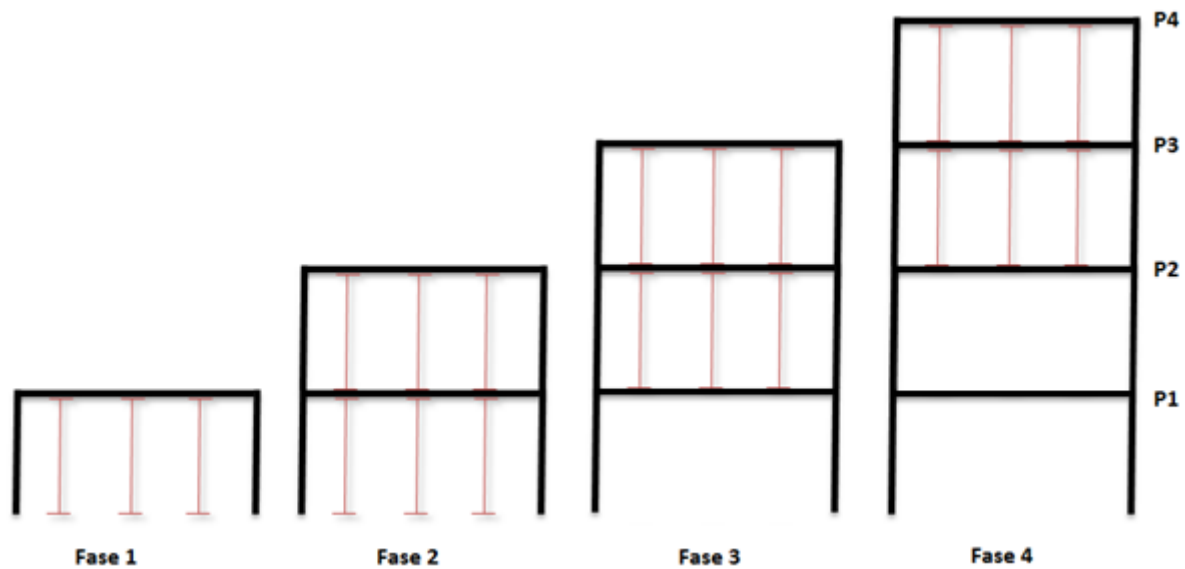


Ilustración 6.12: Proceso constructivo de la obra



Ilustración 6.13 Proceso constructivo y puntales de retaque bajo el entrepiso

Los resultados obtenidos en la fase dos (ver Ilustración 6.12) se muestran en la Ilustración 6.15. Ilustración 6.16 e Ilustración 6.17 correspondientes a la fase 3, estos resultados corresponden a las deflexiones medidas por los equipos en la ubicación indicada en la Ilustración 6.14:

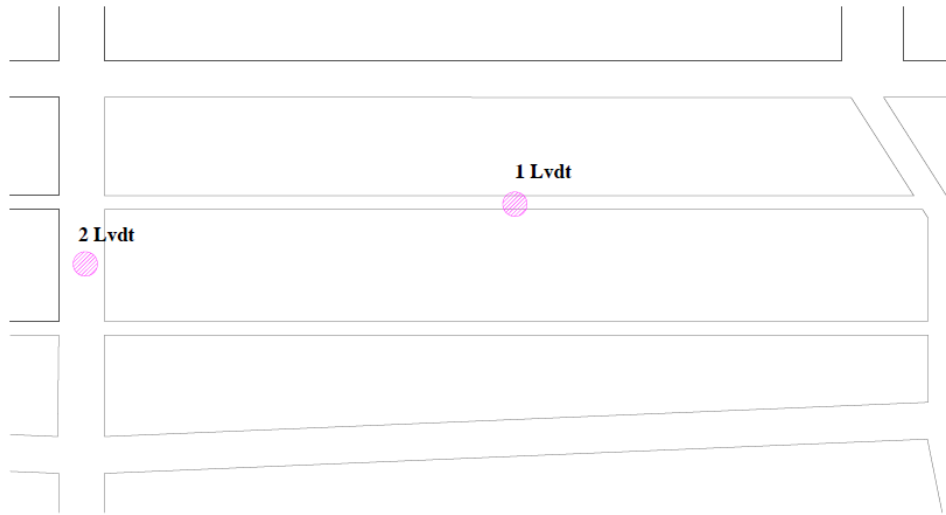


Ilustración 6.14: Ubicación de los equipos durante la fundida de placas superiores Fase 2

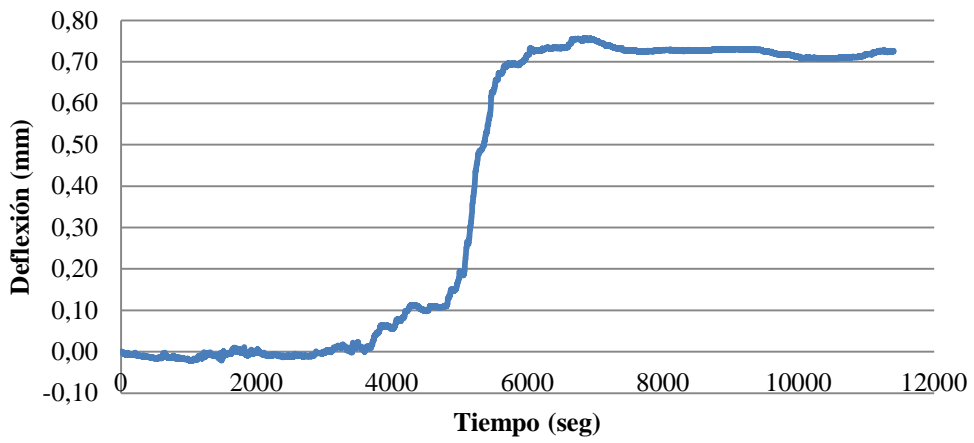


Ilustración 6.15: Deflexión LVDT 1 Fase 2

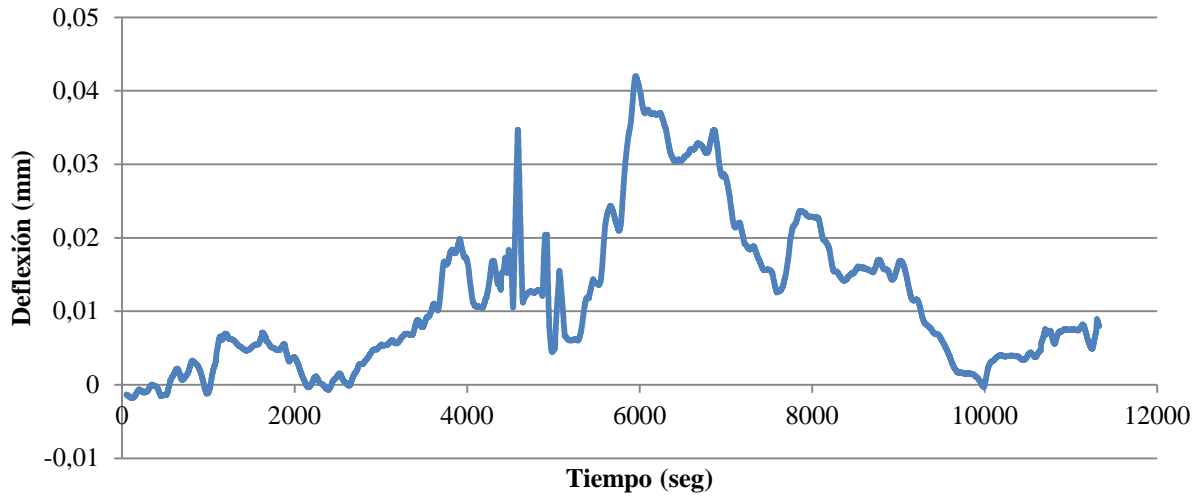


Ilustración 6.16: Deflexión LVDT 2 Fase 2

Durante la fase 3 del proceso constructivo solo se contó con un LVDT, el cual se ubicó en el centro de la luz de la viga estudiada correspondiente al LVDT 1, y los resultados obtenidos se muestran en la Ilustración 6.17:

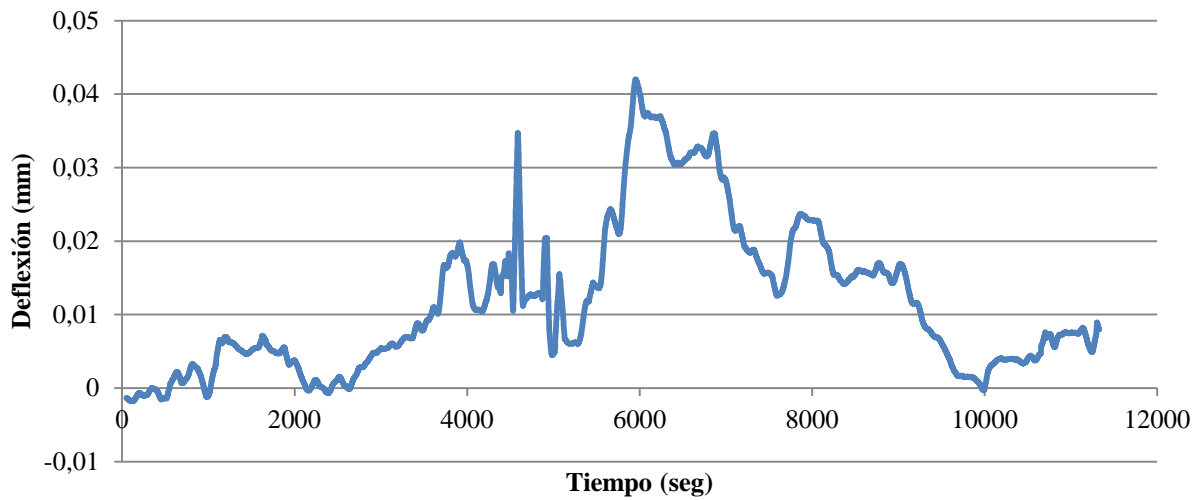


Ilustración 6.17: Deflexión LVDT 3 Fase 3

Para la fase 4 del proceso constructivo la cual consiste en retirar los puntales que están sosteniendo la placa de estudio los equipos de medición fueron ubicados como muestra la Ilustración 6.18.

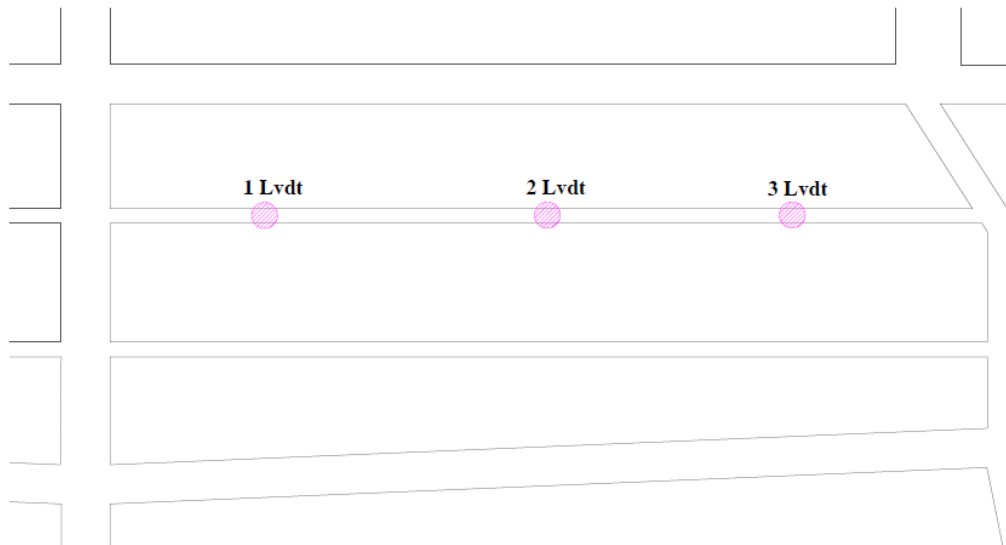


Ilustración 6.18: Ubicación de los equipos durante la retirada de puntales Fase 4.

El proceso que se quería evidenciar durante esta fase era las deflexiones sufridas por la placa del primer piso a la hora de soportar por si sola su peso propio, los resultados se muestran a continuación en la Ilustración 6.19, Ilustración 6.20 e Ilustración 6.21.

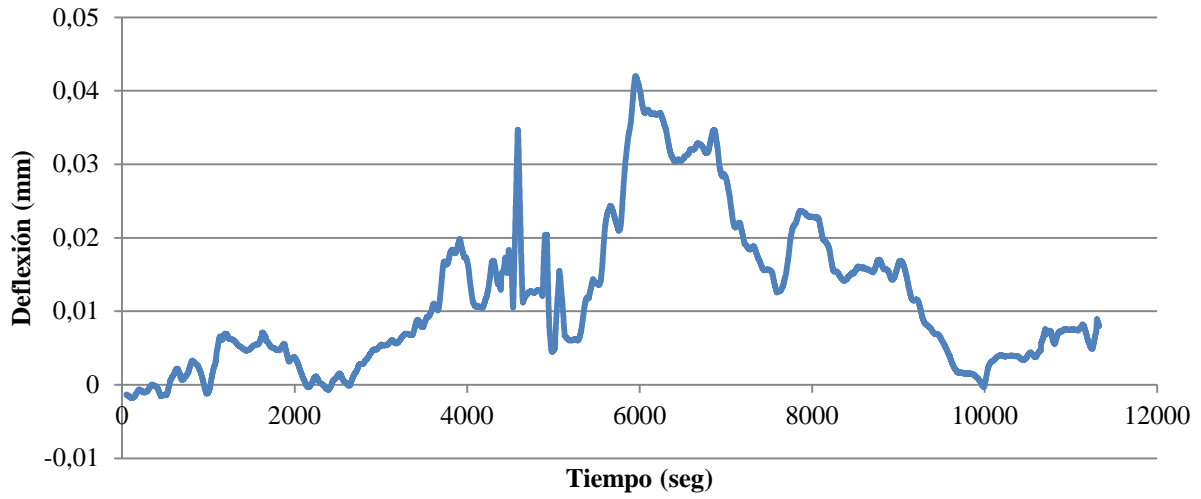


Ilustración 6.19: Deflexión LVDT 1 Fase 4

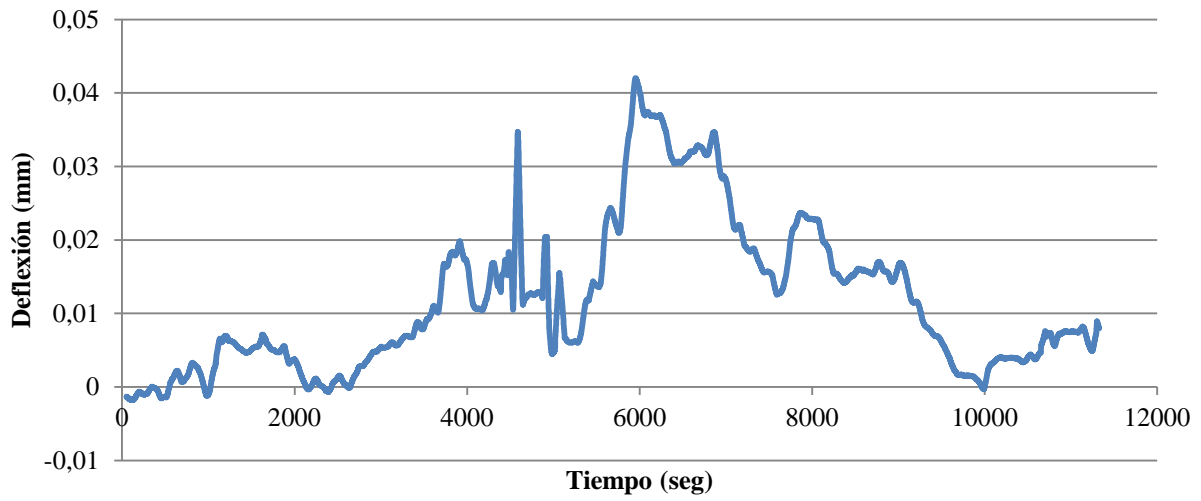


Ilustración 6.20: Deflexión LVDT 2 Fase 4

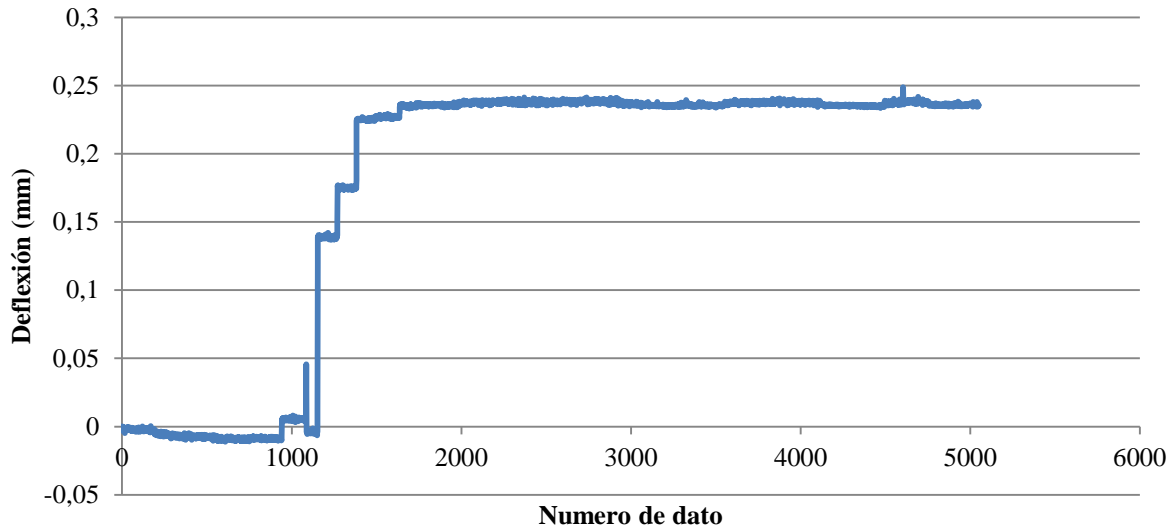


Ilustración 6.21: Deflexión LVDT 3 Fase 4

6.5.2 Resultados prueba de carga

El paso anterior a realizar la prueba de carga fue obtener las deflexiones a partir de las ecuaciones dadas por el Ingeniero Branson, el comité ACI-435 y los softwares SAP 2000 y ANSYS, esto con el fin de poder llevar un control al momento de realizar la prueba de carga. A continuación se muestran estas deflexiones en las diferentes ubicaciones de los equipos como lo muestra la Ilustración 6.18.

Deflexiones LVDT 1 (mm)				
	Branson	ACI 435	SAP 2000	ANSYS
PP	N.A	N.A	1.567	0.769
PP+25%WI	N.A	N.A	1.810	0.776
PP+50%WI	N.A	N.A	2.053	0.849
PP+75%WI	N.A	N.A	2.296	0.923
PP+100%WI	N.A	N.A	2.538	0.996

Tabla 6.1: Deflexión teórica LVDT 1 prueba de carga

Deflexiones LVDT 2 (mm)				
	Branson	ACI 435	SAP 2000	ANSYS
PP	2.514	1.425	2.378	1.154
PP+25%WI	2.693	1.663	2.757	1.164
PP+50%WI	2.873	1.900	3.135	1.274
PP+75%WI	3.052	2.138	3.512	1.384
PP+100%WI	3.231	2.376	3.890	1.495

Tabla 6.2: Deflexión teórica LVDT 2 prueba de carga

Deflexiones LVDT 3 (mm)				
	Branson	ACI 435	SAP 2000	ANSYS
PP	N.A	N.A	1.769	0.814
PP+25%WI	N.A	N.A	2.059	0.863
PP+50%WI	N.A	N.A	2.349	0.910
PP+75%WI	N.A	N.A	2.639	0.976
PP+100%WI	N.A	N.A	2.929	1.057

Tabla 6.3: Deflexión teórica LVDT 3 prueba de carga

Como se puede observar en las tablas anteriores, solo se tienen deflexiones de Branson y del comité ACI-435 en la mitad de la luz de la viga que es donde se encuentra ubicado el LVDT número 2, esto se debe a que las ecuaciones que se utilizan en estos dos métodos dan como resultado la deflexión en donde se obtiene el mayor momento es decir en la mitad de la luz del elemento. En la Ilustración 6.22 se muestra la carga aplicada sobre el entrepiso mediante bultos de mortero y su distribución sobre el panel de estudio, en la Ilustración 6.23 se puede observar el equipo utilizado para la toma de datos de deflexión durante la prueba de carga.



Ilustración 6.22 Aplicación de la carga viva mediante bultos de mortero.



Ilustración 6.23 Equipo utilizado en la prueba de carga

En las ilustraciones 6.24 a la 6.26 se puede observar el comportamiento de la deflexión durante la prueba de carga.

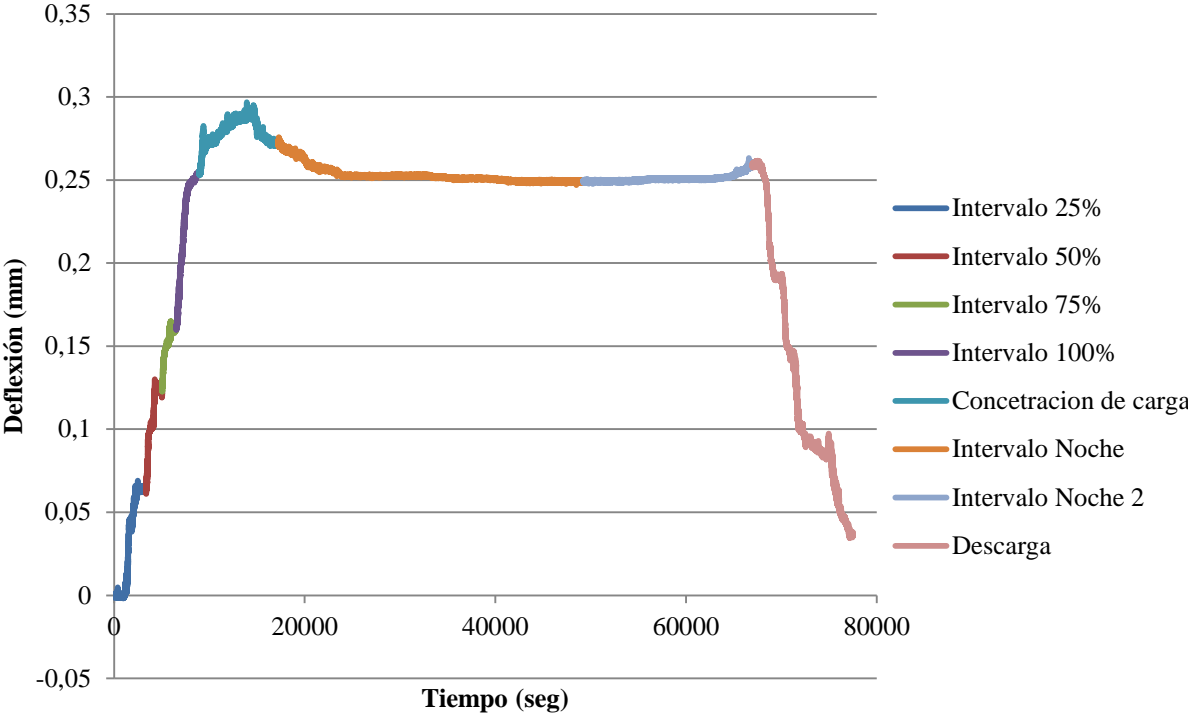


Ilustración 6.24: Deflexión prueba de carga LVDT 1

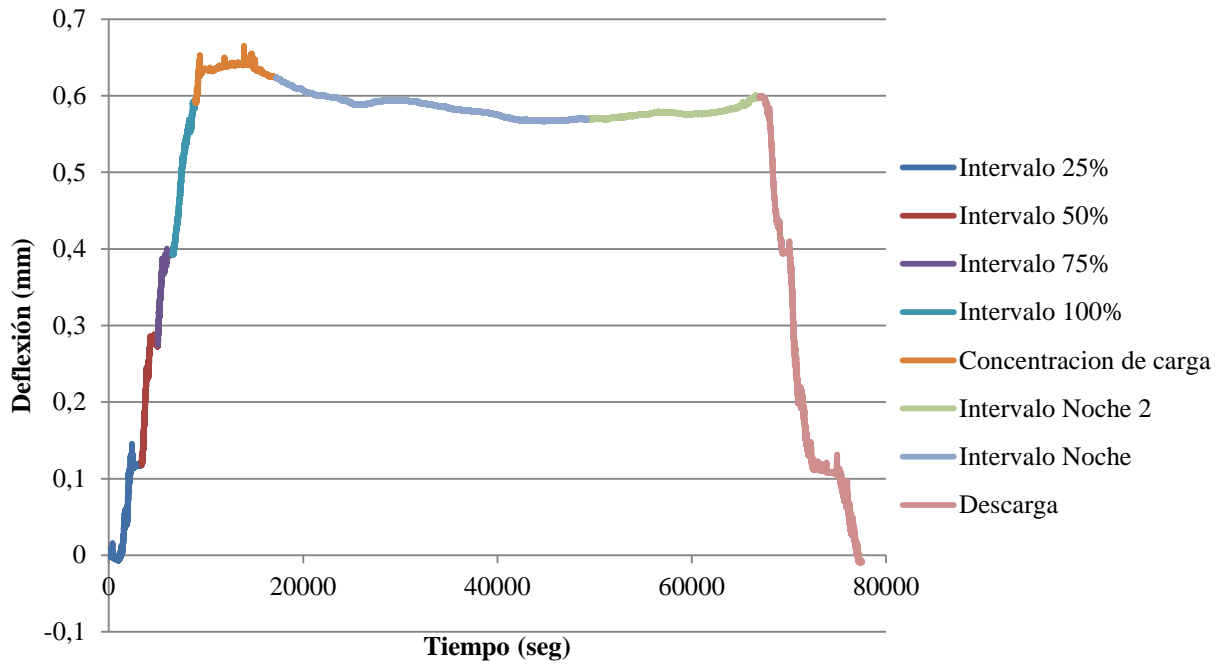


Ilustración 6.25: Deflexión prueba de carga LVDT 2

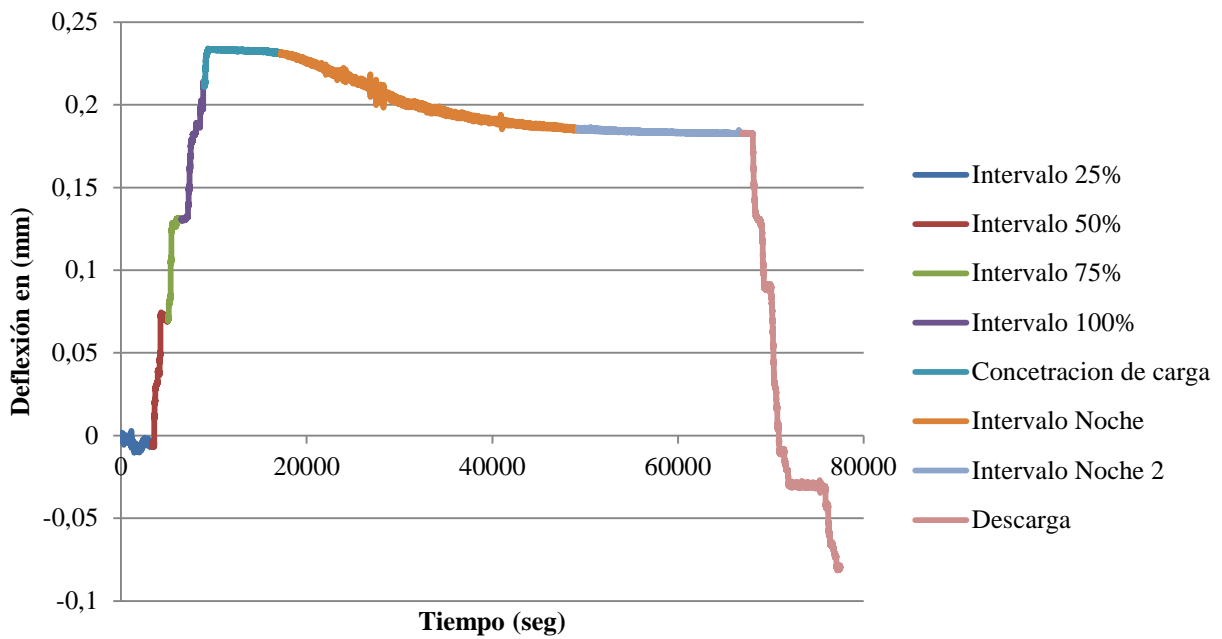


Ilustración 6.26: Deflexión prueba de carga LVDT 3

7. Análisis de Datos

Una vez obtenidos los resultados de deflexiones tanto teóricos como prácticos para la prueba de carga se entró a evaluar la exactitud o aproximación que se llegó a lograr mediante los tres métodos teóricos utilizados, para los resultados obtenidos mediante la ecuación de Branson y del ACI 435 solamente se comparara con los resultados reales obtenidos en el centro de la luz esto debido a que estas ecuaciones solo dan la posibilidad de evaluar la deflexión en la mitad de la longitud del elemento. Para los modelos computacionales si se puede comparar los resultados de los tres puntos mostrados en el anterior numeral. Se analizaran los resultados en diferentes etapas para resaltar puntos importantes en cada una de estas.

7.1 Peso propio

La primera de las deflexiones a analizar son las causadas por la liberación del soporte brindado por los puntales al entrepiso. La Tabla 7.1, Tabla 7.2 y Tabla 7.3 muestran los resultados para cada método por el cual se obtuvieron las deflexiones por peso propio.

LVDT 1					
	Caso experimental	Branson	Comité ACI-435	SAP 2000	ANSYS
Deflexión (mm)	0.344	N.A	N.A	1.567	0.769

Tabla 7.1: Deflexión experimental y teórica por peso propio LVDT 1

LVDT 2					
	Caso experimental	Branson	Comité ACI-435	SAP 2000	ANSYS
Deflexión (mm)	0.676	2.514	1.425	2.378	1.154

Tabla 7.2: Deflexión experimental y teórica por peso propio LVDT 2

LVDT 3					
	Caso experimental	Branson	Comité ACI-435	SAP 2000	ANSYS
Deflexión (mm)	0.249	N.A	N.A	1.769	0.814

Tabla 7.3: Deflexión experimental y teórica por peso propio LVDT 3

Se puede apreciar que la diferencia entre los valores teóricos y experimentales es considerablemente grande. Al momento de analizar el porqué de la incompatibilidad de los resultados se determinó que los datos experimentales no lograron capturar la totalidad de la deflexión causada por el peso propio, dado que algunos de los puntales que fueron puestos al momento de armar la formaleta fueron retirados a los 5 días después del vaciado y quedaron alrededor del 33 por ciento de la cantidad inicial ; adicionalmente los puntales que sostenían el resto del entrepiso que no eran el área analizada fueron retirados con días de anterioridad dejando únicamente el panel de estudio apuntalado. Se considera que los datos experimentales son confiables y que no existió ningún error durante la medición, pero los modelos de elementos finitos desarrollados no tenían el alcance para simular esta condición en especial, posiblemente, si se simulara esta condición, se podría llegar a acercarse a los valores experimentales obtenidos.

7.2 Carga Viva

La prueba de carga utilizada para simular la totalidad de la carga viva para la cual fue diseñado el entrepiso fue una prueba controlada totalmente y se logran obtener resultados válidos para un análisis. Estos fueron los siguientes:

LVDT 1					
	Caso experimental	Branson	Comité ACI-435	SAP 2000	ANSYS
Deflexión (mm)	0.297	N.A	N.A	0.971	0.227

Tabla 7.4: Deflexión experimental y teórica por la prueba de carga LVDT 1

LVDT 2					
	Caso experimental	Branson	Comité ACI-435	SAP 2000	ANSYS
Deflexión (mm)	0.665	0.717	0.950	1.512	0.341

Tabla 7.5: Deflexión experimental y teórica por la prueba de carga LVDT 2

LVDT 3					
	Caso experimental	Branson	Comité ACI-435	SAP 2000	ANSYS
Deflexión (mm)	0.234	N.A	N.A	1.160	0.243

Tabla 7.6: Deflexión experimental y teórica por la prueba de carga LVDT 3

Se puede notar que el valor de la deflexiones obtenidas por las ecuaciones del ingeniero Branson y por el método propuesto por el ACI 435 se aproximan a los resultados experimentales la diferencia porcentual gira alrededor del 7% y 30% respectivamente.

7.3 Limites

El siguiente paso a seguir fue el determinar si la deflexión que el elemento sufrió durante todos estos procesos está dentro de los límites que se propusieron al inicio de este texto, basados en las recomendaciones del ACI 318 para evitar que el elemento se dañe o afecte elementos no estructurales. Para esto se compararon primero la deflexión inmediata causada por la prueba de carga con el límite de $L/360$ el cual corresponde a deflexiones causadas por carga viva y a entrepisos que no soporten elementos susceptibles de daño como era el caso de la losa evaluada puesto que es un parqueadero.

	Limite L/360	Deflexión Prueba de carga viva
Valor (mm)	24.92	0.66

Tabla 7.7: Límite de deflexión

Básicamente lo que se puede observar es que el límite es muy superior al valor real lo que en sí mismo daría un buen indicio conforme al comportamiento de la sección. Pero se podría estar incurriendo en un sobre diseño de la sección por lo que se comprobó primero su diseño a cortante y a flexión dando resultados por encima de los necesarios. Luego se regresó al primer paso para el pre dimensionamiento del entrepiso y se encontró que la altura del elemento no corresponde con la longitud del elemento si se utiliza la tabla C.9.5 (a) de la NSR-10, la altura corresponde a la longitud más crítica en todo el entrepiso pasamos de 8.97 metros a 10.75 metros y con esta última se aplicó en la etapa de diseño del edificio la relación de l/h de la anterior tabla mencionada, es por ello que se cuenta con una sección de 0.6 metros de altura contra 0.45 metros que es el valor correspondiente a la longitud del elemento.

Por lo anterior se decidió analizar varios casos hipotéticos, donde se calculan los valores de deflexión en el centro de la luz correspondientes al peso propio de la estructura y al cien por ciento de la carga viva, con la altura correspondiente al elemento según la tabla C.9.5.a y una altura que fuese resultado de probar diferentes valores con el objetivo de lograr llegar lo más cercano a los límites impuestos en la tabla C.9.5.b.

La Tabla 7.8 muestra los resultados que se obtienen al evaluar el peso propio y la totalidad de la carga viva con las dimensiones reales de la estructura, se muestran los valores resultantes de evaluar las ecuaciones de Branson y ACI puesto que estas fueron las más cercanas a la deflexión real durante la prueba de carga.

Caso 1 h=0.6 m			
Deflexión inmediata			
	Branson	ACI-435	Diferencia
PP	2.514	1.425	43%
PP+25% WI	2.693	1.663	38%
PP+50% WI	2.873	1.900	34%
PP+75% WI	3.052	2.138	30%
PP+100% WI	3.231	2.376	26%

Tabla 7.8: Deflexión teórica panel de estudio

En la Tabla 7.9 se evaluó la deflexión siendo la longitud igual a 8.97 metros, aplicando la relación $L/21$ porque es una losa nervada en una dirección y con extremos continuos, la altura resultante es de 0.45 metros. Aun con esta altura no se sobrepasa el límite de 24 mm causado solo por la porción de carga viva.

Caso 2 h=0.45 m			
Deflexión inmediata			
	Branson	ACI-435	Diferencia
PP	3.795	2.924	23%
PP+25% WI	4.214	3.479	17%
PP+50% WI	7.724	5.160	33%
PP+75% WI	11.863	7.862	34%
PP+100% WI	17.808	12.196	32%

Tabla 7.9: Deflexión teórica h=L/21

Para el tercer caso evaluado se buscó una altura con la cual la deflexión inmediata causada por la carga viva no sobrepase los 24mm. La altura que se escogió fue de $h=0.43$ metros.

Caso 3 L/360			
Deflexión inmediata			
	Branson	ACI 435	Diferencia
PP	4.070	3.287	19%
PP+25% WI	6.641	4.371	34%
PP+50% WI	10.800	6.689	38%
PP+75% WI	17.114	10.837	37%
PP+100% WI	26.224	17.518	33%

Tabla 7.10: Deflexión teórica límite L/360

En la última línea de la Tabla 7.10 se puede observar que la deflexión por la carga viva y carga muerta sobrepasan el límite de los 24 mm aunque este es propuesto para el efecto de la carga viva es claro observar que la losa ya ha sufrido deflexiones y posiblemente el efecto de las dos juntas sea suficiente para dañar un elemento debajo del entrepiso.

Si nos devolvemos a la Tabla 7.9 con una altura de $h=0.45$ metros que es el valor que se obtiene de una relación l/h y que únicamente será modificada si alguna sollicitación de cortante o momento así lo requiera y que si es así únicamente se aumentara la sección no se disminuirá; lo que tendremos es que las deflexiones van a estar dentro del rango establecido en la ACI 318 y NSR-10 con el fin de evitar un daño en una estructura sostenida en el entrepiso. Pero para poder afirmar que esa altura es la correcta y que con ella se asegura la vida útil en el servicio de la sección se debe mirar a futuro y proyectar esas deflexiones en el tiempo ya sean meses o años, experimentalmente no fue posible llevar un registro de los efectos a largo plazo puesto que requiere como ya se mencionó de un monitoreo del entrepiso a lo largo de varios años y lamentablemente no se pudo realizar.

Para proyectar las deflexiones a lo largo del tiempo se recurrió a la metodología propuesta hace varias décadas la cual se encuentra explicada en el marco teórico bajo el título de Cálculo de deflexiones. Resumiéndolo rápidamente lo que se busca es acumular el efecto de la carga inmediata más un factor correspondiente al tiempo multiplicado por la carga inmediata actuante para cada caso:

$$\Delta LT = \lambda * \Delta D + \lambda * \Delta l_{\text{Carga viva sostenida}} \quad \text{Ecuación 7.1}$$

Se realizaron los cálculos para la altura de $h=0.45$ cuando la estructura lleva más de 5 años en uso y se propuso solamente con fines ilustrativos que el veinte por ciento de la carga viva fuese sostenida en el tiempo.

Deflexión a largo plazo		
	Branson	ACI 435
$\Delta LT(mm)$	11.95	9.49

Tabla 7.11: Deflexión largo plazo $h=L/21$

El límite que se evaluó anteriormente $L/360$ no es aplicable para las deflexiones a largo plazo en este caso se usa la misma tabla C.9.5.b pero el límite pasa a ser $L/240$. Para la longitud que se está trabajando ese valor es:

$$\frac{L}{240} = \frac{8.97m}{240} = 37.37mm$$

Se observa que la deflexión esperada al cabo los años no supera el límite propuesto, esto deja a relucir que la altura escogida inicialmente será capaz de cumplir con las especificaciones propuestas.

Aplicando la Ecuación 4.15 se obtiene una relación l/h nueva donde se incluyen variables que no se aplican en las tablas C.9.5.a, incluye efectos del peso muerto, la carga viva sostenida, el efecto de largo plazo y otras que se explican en el marco teórico de este documento. El resultado de incluir este valor es que la relación pasa de $L/21$ a $L/20$ por ende la nueva altura sería $h=0.44$ metros. Los resultados de la deflexión a largo plazo se muestran a continuación.

Deflexión a largo plazo		
	Branson	ACI 435
$\Delta LT(mm)$	12.2	9.9

Tabla 7.12: Deflexión largo plazo $L/18$

Disminuyendo la sección a 0.44 metros se ve un comportamiento adecuado de la losa y se aumenta la deflexión sufrida entrando pero aun dentro del límite de los 37mm.

8. Propuesta metodológica

Una vez analizados los resultados obtenidos se entró a realizar la propuesta metodológica para el pre dimensionamiento de un entrepiso de concreto reforzado trabajando en una dirección. Inicialmente se realiza esta propuesta en forma de diagrama (ver Ilustración 8.1), posterior a esto se explica brevemente la metodología y por último se realiza el diseño del entrepiso estudiado en la práctica como parte de un ejemplo de la aplicación de la propuesta hecha.

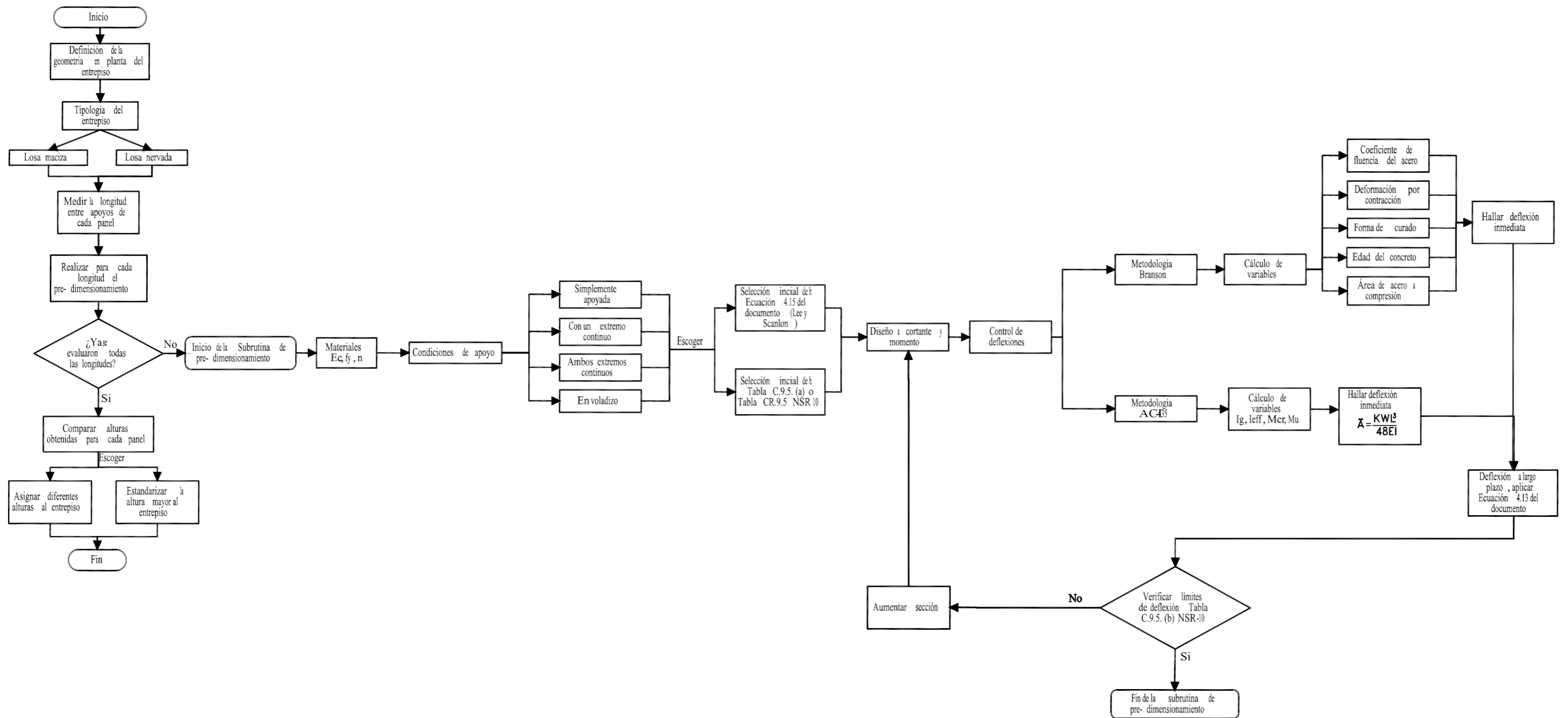


Ilustración 8.1: Propuesta metodológica

La propuesta realizada como se puede observar inicia con la escogencia de los materiales a utilizar en el diseño y con el conocimiento de la tipología del entrepiso a diseñar, incluyendo en este las condiciones de apoyo del elemento, seguido a esto se entra a evaluar la altura del entrepiso. Para la escogencia de dicha altura se debe conocer la luz de la losa, siguiendo las recomendaciones dadas por los diferentes autores referenciados en el capítulo 2 y quienes en sus diversas investigaciones pudieron ver que las tablas dadas por el ACI 318 para obtener el espesor de un entrepiso son acertadas para luces menores a 9m. Es por esta razón que en la propuesta metodológica no se hace necesario realizar un control de deflexiones para luces menores a ésta magnitud si el diseñador no lo desea; pero si se creyó importante conocer la relación $\frac{M_{cr}}{M_u}$, si dicha relación llegase a ser menor a 1, se deja a la escogencia del ingeniero realizar un control de deflexiones o aumentar la sección del entrepiso para que la relación sea mayor a 1.

Por otro lado, si la luz de la placa a diseñar es mayor a 9m de longitud, se aconseja realizar un control de deflexiones, el cual inicia con la selección inicial de la altura del entrepiso ya sea por la tablas dadas por la NSR-10 o por la ecuación propuesta por los autores Scanlon y Lee la cual fue expuesta en el capítulo 4. Luego de tener la altura inicial del entrepiso y de haber realizado la verificación de cortante y de momento, se recomienda hallar las deflexiones inmediatas por el método dado por el comité ACI 435, como último paso se propone calcular las deflexiones a largo plazo y verificar los valores con los límites especificados por la normativa colombiana.

El ingeniero que desee realizar un control de deflexiones más completo, puede realizarlo utilizando las ecuaciones dadas por el profesor Branson, pues en sus ecuaciones incluye variables como la humedad relativa, coeficiente de fluencia, deformaciones por

contracción, forma de curado, edad del concreto, área de acero utilizada a compresión, entre otras; las variables nombradas anteriormente cambian según el caso de estudio y se puede llegar a tener confusiones a la hora de aplicar las ecuaciones; pero cabe aclarar que los valores obtenidos a partir del método proporcionado por el ingeniero Branson fueron los más aproximados a los resultados obtenidos en el ejercicio experimental llevado a cabo durante este trabajo. Por otro lado las deflexiones dadas por el procedimiento del comité ACI 435, aunque no tuvieron la misma exactitud que las ecuaciones de Branson, si se acercaron bastante a los resultados prácticos como se expuso en el capítulo anterior y cabe resaltar que la aplicación de este método es más cómodo que la utilización del método de Branson.

8.1 Ejemplo aplicación metodología propuesta.

A continuación se realiza un ejemplo siguiendo la propuesta metodológica hecha en la Ilustración 8.1; luego de tener los planos y de saber que el entrepiso a diseñar trabajara en una dirección cuya tipología es una losa nervada este entrepiso es el mismo utilizado anteriormente como caso de estudio; se obtuvieron todas las luces entre apoyos de cada uno de los paneles del entrepiso, para llevar a cabo el ejemplo, se numeraron los paneles como se muestra en la Ilustración 8.2.

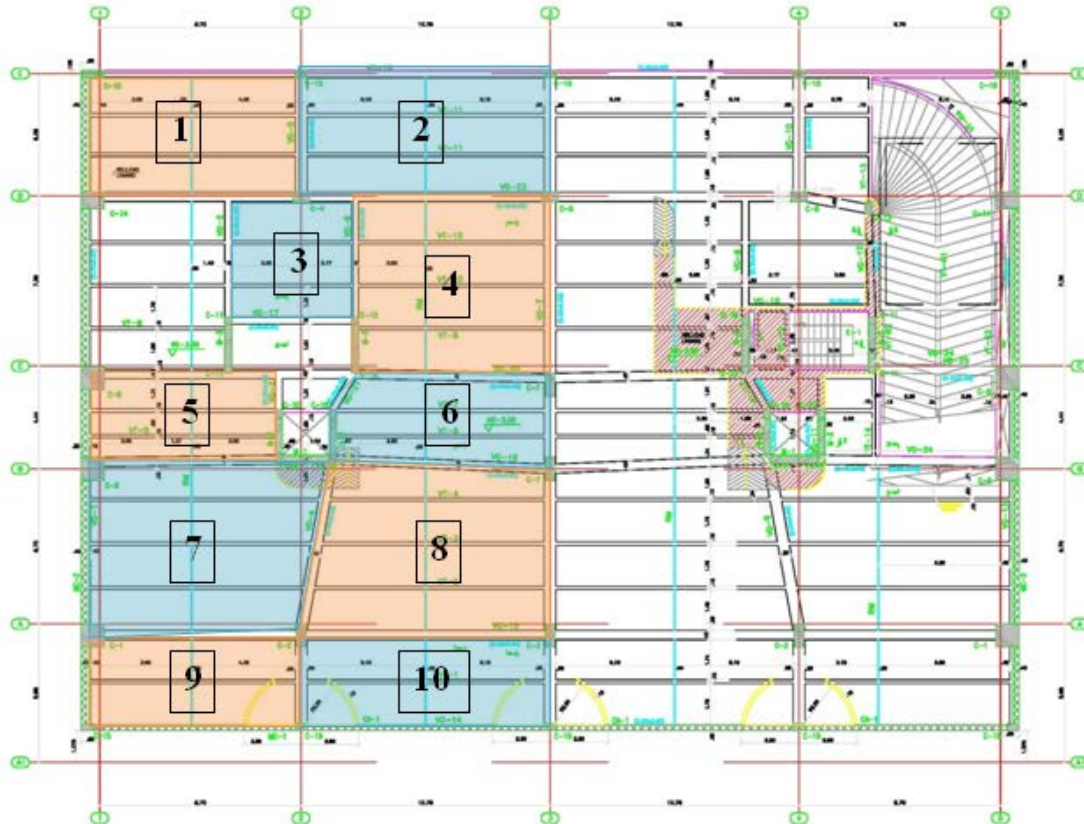


Ilustración 8.2: Planta del entrepiso, ejemplo de la propuesta metodológica

De acuerdo con el diagrama se entra a evaluar la altura del entrepiso para las longitudes dadas. Inicialmente se definieron los materiales y las condiciones de contorno ver Tabla 8.1: Materiales y Tabla 8.2: Tipología del entrepiso.

Propiedades del material	
f_c (kg/cm ²)	280
f_y (kg/cm ²)	4200
E_s (kg/cm ²)	2040000
E_c (kg/cm ²)	245518.41
n	8.31
F_r (kg/cm ²)	32.7
ρ concre (kg/m ³)	2400

Tabla 8.1: Materiales

Condiciones de apoyo	
Tipo 1	Ambos extremos
Tipo 2	continuos

Tabla 8.2: Tipología del entrepiso

Una vez se tienen los materiales, condiciones de apoyo y las longitudes de los paneles señalados, se inicia la subrutina señalada en la Ilustración 8.1, según la longitud de cada panel se realizó el proceso correspondiente. Se realizó la Tabla 8.3 que muestra un resumen en el cual se dan a conocer los resultados de las alturas y las deflexiones inmediatas y a largo plazo siguiendo los pasos enunciados en la propuesta metodológica.

Cuadro resumen pre-dimensionamiento entrepiso de estudio										
Panel	Longitud (m)	Apoyo		h (m)	Deflexión (mm)				Límite (mm)	
					Branson		ACI-435			
					Inmediata	Largo plazo	Inmediata	Largo plazo		
Panel 1	9.25	Uno continuo	NSR - 10	0.50	16.8	14.0	10.2	10.0	Inmediato	25.7
			Paper	0.48	23.3	17.1	15.7	16.6	Largo plazo	38.5
Panel 2	10.75	Ambos continuos	NSR - 10	0.51	24.1	25.1	20.0	22.2	Inmediato	29.9
			Paper	0.48	27.4	30.8	21.7	33.2	Largo plazo	44.8
Panel 3	5.47	Ambos continuos	NSR - 10	0.3	11.1	6.1	6.5	4.3	Inmediato	15.2
			Paper	0.27	14.5	6.2	10.3	4.6	Largo plazo	22.8
Panel 4	8.43	Ambos continuos	NSR - 10	0.46	16.1	13.2	9.4	9.0	Inmediato	23.4
			Paper	0.44	23.3	16.8	16.0	17.7	Largo plazo	35.1
Panel 5	8.28	Uno continuo	NSR - 10	0.45	16.4	13.2	9.6	8.9	Inmediato	23.0
			Paper	0.43	17.5	12.7	10.9	9.0	Largo plazo	34.5
Panel 6	8.97	Ambos continuos	NSR - 10	0.45	17.8	12.0	12.2	9.5	Inmediato	24.9
			Paper	0.44	21.5	12.2	14.5	9.9	Largo plazo	37.4
Panel 7	10.43	Uno continuo	NSR - 10	0.56	23.4	18.8	16.0	19.8	Inmediato	29.0
			Paper	0.55	27.1	21.2	18.8	22.9	Largo plazo	43.5
Panel 8	10.43	Ambos continuos	NSR - 10	0.50	23.8	26.2	18.2	29.9	Inmediato	29.0
			Paper	0.47	28.5	31.4	28.0	35.2	Largo plazo	43.5
Panel 9	9.16	Uno continuo	NSR - 10	0.50	18.9	16.0	12.8	16.0	Inmediato	25.4
			Paper	0.48	27.4	30.8	25.7	33.2	Largo plazo	38.2
Panel 10	9.16	Ambos continuos	NSR - 10	0.44	19.2	23.2	17.9	21.3	Inmediato	25.4
			Paper	0.43	23.5	27.2	22.2	26.1	Largo plazo	38.2

Tabla 8.3: Resumen subrutina de pre-dimensionamiento ejemplo de aplicación.

A continuación a modo ilustrativo se realizó la subrutina con la longitud mayor y la longitud menor. Con el de menor longitud, al tener esta longitud se recurre a la Tabla 4.1 y de ahí se escoge la relación luz- espesor, la cual en este caso sería:

$$\frac{L}{21} = \frac{5.47}{21} = 0.26m$$

Por tomar un valor inicial se aproximará a 0.30m la altura de la sección, después de tener la altura se realizó el diseño por cortante y por flexión en el cual se obtuvo que sea necesaria un área de acero de 2.75cm² con un recubrimiento de 0.06m. Al analizar la relación $\frac{M_{cr}}{M_u}$ se obtuvo que fuera menor a 1.

$$\frac{M_{cr}}{M_u} = 0.77 < 1$$

Siguiendo las indicaciones, al ser esta relación menor a 1 se debe entrar a realizar un control de deformaciones cuyos resultados se presentan en la Tabla 8.4.

Deflexiones (mm)			
Branson		ACI-435	
Inmediata	Largo plazo	Inmediata	Largo plazo
11.1	6.1	6.5	4.3

Tabla 8.4: Deflexión h=0.3m

Teniendo la deflexión instantánea y la producida a largo plazo, se evidencia que los valores son inferiores a los límites dados por la NSR 10 que corresponden a $\frac{L}{360} = 15.2mm$ y $\frac{L}{240} = 22.8mm$ respectivamente. Conociendo que las deflexiones dadas con una altura de 0.30m no superan las permitidas por la NSR 10, se entra a seleccionar una nueva altura por medio de la ecuación dada por (Lee & Scanlon, 2010); al evaluar la Ecuación 4.15 esta propone una altura de 0.27 m, los nuevos valores de deflexión son los se indican en la Tabla 8.5:

Deflexiones (mm)			
Branson		ACI-435	
Inmediata	Largo plazo	Inmediata	Largo plazo
14.5	6.2	10.3	4.6

Tabla 8.5: Deflexión h=0.27m

Teniendo la altura definida del panel de menor longitud, se entra a seleccionar la altura del panel de mayor longitud; para esto se escoge el valor inicial de la altura dado por la relación luz-espesor $L/21$.

$$\frac{L}{21} = \frac{10.75}{21} = 0.51m$$

Teniendo dicha altura se entra a evaluar el cortante y el momento donde se selecciona un área de acero de 5.91cm^2 , posteriormente se realiza el control de deflexiones, cuyos resultados se presentan en la Tabla 8.6:

Deflexiones (mm)			
Branson		ACI-435	
Inmediata	Largo plazo	Inmediata	Largo plazo
24.1	25.1	20.0	22.2

Tabla 8.6: Deflexión h=0.51m

Teniendo la deflexión instantánea y la producida a largo plazo, se evidencia que los valores son inferiores a los límites dados por la NSR 10 que corresponden a $\frac{L}{360} = 29.9\text{mm}$ y $\frac{L}{240} = 44.8\text{mm}$ respectivamente. Conociendo que las deflexiones dadas con una altura de 0.51m no superan las permitidas por la NSR 10, se entra a seleccionar una nueva altura por medio de la ecuación dada por (Lee & Scanlon, 2010); al evaluar la Ecuación 4.15 esta propone una altura de 0.48m, los nuevos valores de deflexión se presentan en la Tabla 8.7:

Deflexiones (mm)			
Branson		ACI-435	
Inmediata	Largo plazo	Inmediata	Largo plazo
27.4	30.8	25.7	33.2

Tabla 8.7: Deflexión h=0.48m

Saliendo de la subrutina, la primera opción para poder finalizar el proceso, es elegir estandarizar el entrepiso a una altura de 0.55m debido a que es la altura más crítica. Para realizar una comparación se evaluó también la segunda opción del diagrama en donde se elige tener dos alturas diferentes para todo el entrepiso, no se escogen más de dos alturas puesto que no es constructivamente práctico tenerlas ya que se pueden llegar a tener confusiones a la hora de la construcción del entrepiso. Las alturas escogidas fueron 0.45m y 0.55m; en la Ilustración 8.3 se muestran las diferentes zonas donde quedarían dichas alturas.

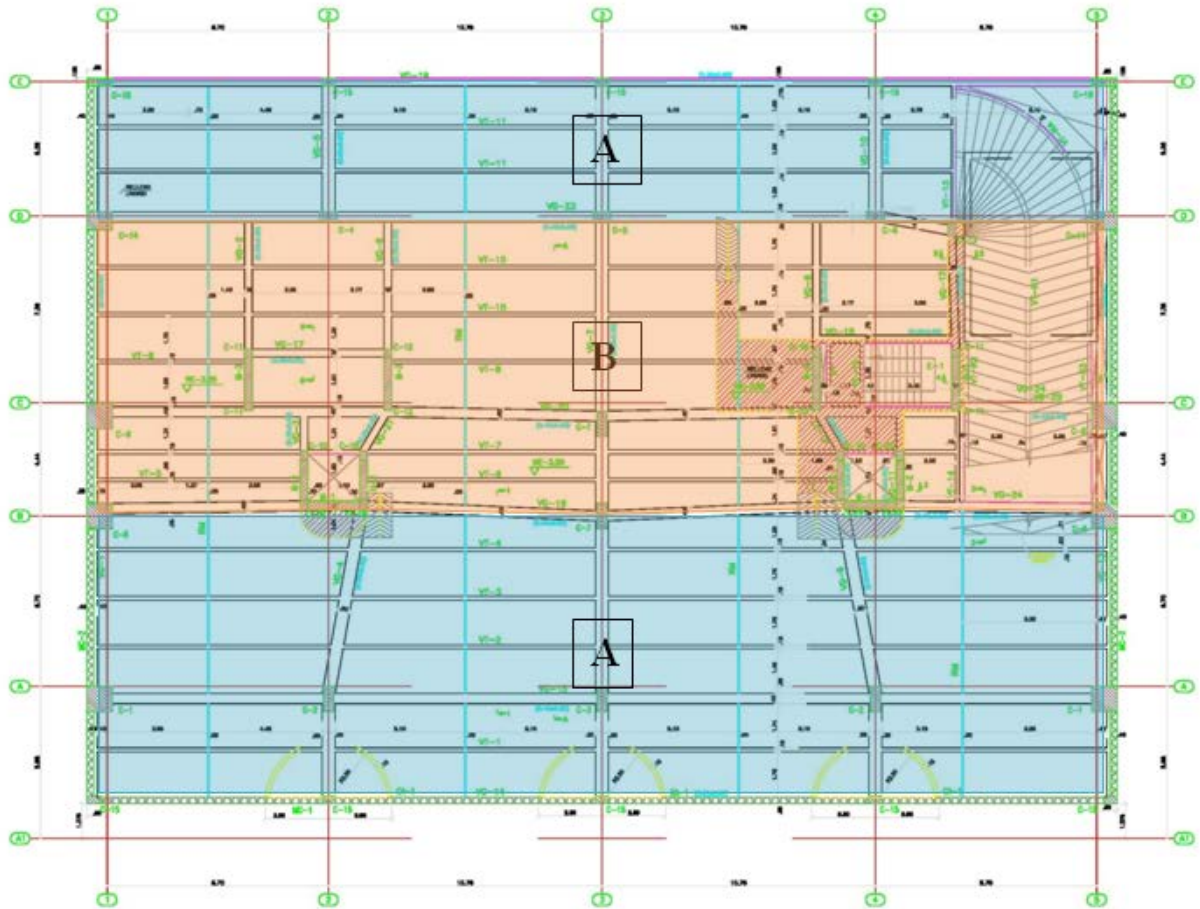


Ilustración 8.3: Asignación de las diferentes alturas del entepiso

La Ilustración 8.3 muestra dos letras siendo A la letra utilizada para los paneles que llevarán una altura de 0.55m y la letra B es la seleccionada para los paneles cuya altura será de 0.45m.

El entepiso analizado actualmente tiene una altura de 0.60m, la cual es acorde para la mayoría de las luces, pero para la luz superior que es de 10.75m la deflexión a largo plazo no sobrepasa el límite dado por la NSR 10.

9. Conclusiones

En torno al estudio del estado del arte realizado en este trabajo se sintetizó lo siguiente con respecto al control de deflexiones y el pre dimensionamiento de entrepisos en concreto reforzado que trabajan en una dirección:

El conocimiento alrededor del control de deflexiones no ha sufrido grandes cambios desde 1968 hasta hoy en día. La teoría propuesta por el ingeniero estadounidense Branson es aceptada tanto nacional como internacionalmente y sus conceptos de inercia efectiva y deflexiones a largo plazo son utilizados casi globalmente en el cálculo de las deflexiones.

En lo referente al pre dimensionamiento, relacionado con la altura del entrepiso, se recopilaron diferentes criterios tanto nacionales como internacionales, que dependen de diferentes variables como son: el tipo de entrepiso, luz del elemento, sistema estático (continuo, simplemente apoyado, voladizo), tipo de apoyo y carga aplicada.

Al momento de valorar los criterios dados por la normativa nacional e internacional para el pre dimensionamiento de entrepisos en concreto reforzado, se pudo concluir que:

Las especificaciones propuestas por la NSR-10 en torno al pre-dimensionamiento de entrepisos son las mismas que propone la ACI 318, las cuales tienen en cuenta variables como la luz del elemento y las condiciones de apoyo. Se constituye en un criterio aproximado, con la ventaja de ser simple, aunque deja incertidumbre en torno a las deflexiones esperadas. En Europa además de utilizar las anteriores variables, se incluyen aspecto como las magnitudes de la carga viva y las cargas sobrepuestas en el tiempo.

Valorando los diferentes criterios empleados de cada norma para el pre dimensionamiento de entrepisos, se puede afirmar que la relación altura/espesor dada por la NSR-10 y la ACI-318 es aproximadamente 1.5 veces mayor que la relación altura/espesor del Euro-código 2 (EHE-08). Probablemente esto se debe a las diferentes especificaciones de los materiales y los procesos constructivos utilizados en Europa.

Con base a los resultados encontrados en la prueba de carga y la instrumentación realizada en este trabajo, se encontró que los criterios dados por la normativa americana o europea cumple con los límites inmediatos para la deflexión, especificados como alternativa de estudio por la NSR-10 para el edificio de analizado.

La propuesta metodológica desarrollada, se basó en los estudios y resultados investigados o consultado en el presente trabajo , como también de la experiencia obtenida en la prueba de carga de un entrepiso realizado, con lo cual se concluye que.

Se planteó un proceso detallado para el pre-dimensionamiento de entrepisos de concreto reforzado en una dirección, mediante el la revisión de deflexiones o flechas, que contribuye para que el ingeniero encargado del diseño estructural, tenga mayor control y confiabilidad sobre el comportamiento a nivel de deflexiones de servicio relacionados con los límites establecidos por la norma NSR-10.

Esta propuesta metodológica se validó, basados en un estudio de un entrepiso real, a nivel de una evaluación numérica y experimental, en la cual se encontró que la altura podría disminuirse. También se logró observar que una gran parte del entrepiso cuenta con una altura mayor a la requerida para controlar las deflexiones de servicio.

La calibración de los modelos numéricos del entrepiso que hizo parte del caso en estudio, a través de SAP2000 y ANSYS, se llevó a cabo refinando el módulo de elasticidad pero esto no fue suficiente para lograr una aproximación a la deflexión real, se debe revisar la modelación y si los elementos utilizados son los mejores para aproximar el comportamiento de la deflexión de un entrepiso.

Por último, el desarrollo de este trabajo y de su propuesta metodológica para el pre dimensionamiento de entrepisos en concreto reforzado que trabajen en una dirección, resalta lo indispensable que es llevar acabo su pre dimensionamiento a través del cálculo y el control de las deflexiones a mediano y largo plazo. Aunque esto implique mayor dedicación en la etapa de diseño, son importantes los beneficios para la estructura o para la economía de un proyecto que pueden llegar a ser considerables con respecto a su estabilidad y seguridad.

10. Recomendaciones y futuros trabajos

Finalmente se logró una propuesta metodológica que realiza un control riguroso de las deflexiones en el entrepiso a diseñar, pero durante la realización de este trabajo se observó que analizar la totalidad de las luces del entrepiso es poco práctico y conlleva mucho tiempo, sería ideal trabajar futuramente para encontrar una manera la cual permita evaluar rápidamente el entrepiso pero que las luces evaluadas sean las más significativas y se logre el diseño más óptimo en tiempo y calidad.

Adicionalmente se encontró durante la fase de investigación que en algunos casos específicos es viable utilizar directamente las tablas C.9.5(a) y CR.9.5 pero esto depende de muchos factores y variables, pero no se logra un consenso sobre cuáles son estos casos es por ello que no fueron incluidos en la propuesta metodológica pero se dejan a consideración, algunos de los trabajos para revisar este puntos son (Bischoff & Scanlon, 2009) (Scanlon & Lee, 2006) (Lee & Scanlon, 2010).

Por otra parte durante la propuesta metodológica se dejó la opción de elegir varias alturas para diferentes zonas dentro de un mismo entrepiso, esto claramente influye sobre la cantidad de material necesario durante la construcción pero no se considera que sea la única razón viable para elegir esta opción, de ser posible se recomienda para trabajos futuros un análisis detallado sobre las implicaciones que trae consigo esta propuesta como tiempo de construcción, materiales, presupuestos, formaleta y demás elementos que puedan llegar a ser relevantes durante el proceso de construcción. También se recomiendan más datos experimentales y casos de estudio.

11. Bibliografía

- ACI Committee 435. (2000). *Control of Deflection in Concrete Structures*. Farmington Hills, USA: American Concrete Institute.
- Austin, S., Robins, P., & Bishop, J. (2006). Instrumentation and Early-Age Monitoring of Concrete Slabs. *Structures & Buildings* 159, 187-195.
- Bischoff, P. H., & Scanlon, A. (2009). Span-Depth Ratios for One-Way Members Based on ACI 318 Deflection Limits. *ACI Structural Journal*, 617-626.
- Branson, D. E. (1968). Design Procedures for Computing Deflections. *ACI Journal*, 730-742.
- Branson, D. E. (1981). *Deflexiones de Estructuras de Concreto Reforzado y Presforzado*. (V. M. Rodríguez, Trad.) México: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.
- Calavera, J. (1983). Compatibility of structures with the other parts of buildings. *Congress C.I.B.* Stockholm.
- Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismoresistentes. (2012). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente NSR-10*. Bogotá D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Comisión Permanente del Hormigón. (2002). *Guía de la Aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural EDIFICACIÓN*. Madrid, España: Ministerio de Fomento.
- Comité ACI 318. (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Farmington Hills, USA: American Concrete Institute.
- Desalegne, A., & Lubell, A. (2012). Deflection Control of Concrete Slabs Longitudinally Reinforced with ASTM A1035/A1035M-07 Steel. *ACI Structural Journal*, 867-877.
- Lee, H. Y., & Scanlon, A. (2010). Comparison of One-and Two-Way Slab Minimum Thickness Provisions in Building Codes and Standards. *ACI Structural Journal*, 157-169.
- Nawy, E. G. (1988). *Concreto reforzado un enfoque basico*. Prentice Hall Hispanoamericana.
- Scanlon, A., & Lee, Y. H. (2006). Unified Span-to-Depth Ratio Equation for Nonprestressed Concrete Beams and Slabs. *ACI Structural Journal*, 142-148.
- Tumialan, G., Galati, N., & Nanni, A. (2014). Load Testing of Concrete Structures. *Structural Testing*, 16-18.
- Urquhart, L. C. (1962). *Proyecto y Dimensionamiento de las Estructuras de Hormigón*. España: Reverté S.A.

Winter, G., Urquhart, L. C., O'Rourke, C. E., & Nilson, A. (1954). *Desing of Concrete Structures*. Estados Unidos de América: McGraw Hill.

12. Anexos

12.1 Protocolo prueba de carga

Tabla de Contenido

I. Introducción.....	94
II. Generalidades	95
III. Tipo de Carga.....	95
IV. Sistema de Medición.....	96
V. Etapas.....	97
a) Vaciado segunda planta	97
b) Vaciado tercera planta.....	98
c) Retirada parales primera planta	99
d) Retirada parales segunda planta.....	100
e) Inicio prueba de carga.....	100
f) Carga viva 25%	102
g) Carga viva 50%	103
h) Carga viva 75%.....	104
i) Carga viva 100%	105
j) Recuperación.....	106
VI. Criterios de aceptación.....	106
a) Aceptación Deformaciones por Peso Propio.....	106
b) Aceptación Deformaciones Prueba de Carga.....	107
c) Valor Esperado.....	107
VII. Bibliografía	108

I. Introducción

A continuación se presenta el protocolo para la medición de las deformaciones verticales de una sección de entrepiso en concreto reforzado del edificio que está en proceso de construcción y que se encuentra ubicado en la Calle 97 con Carrera 7A. Estas mediciones se realizarán con el fin de conocer las deformaciones verticales del entrepiso frente a su peso propio y el total de la carga viva de servicio. A continuación se muestra una vista en planta del edificio y en ésta se especifica la zona de estudio.

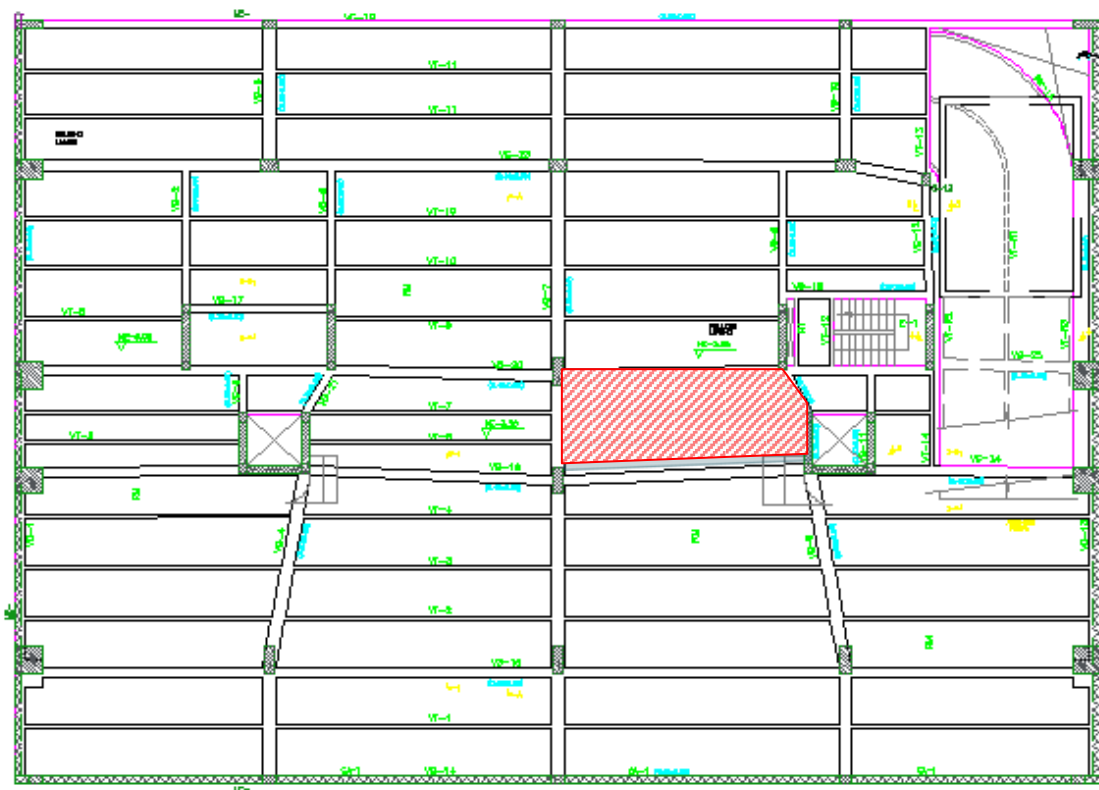


Ilustración 12.1: Vista en planta del Edificio

II. Generalidades

El control de las deformaciones de una única sección del entrepiso tiene como objeto obtener la deformada de ésta debido a su peso propio y al cien por ciento de la carga viva, dichas mediciones se tomarán durante algunas etapas específicas de la construcción del edificio que incidan directamente en panel de estudio. Para este procedimiento se tendrán en cuenta los efectos a corto plazo dejando a un lado las repercusiones a largo plazo dado que no se cuenta con el tiempo para analizar este caso.

Se definieron dos situaciones para el corto plazo, la primera tendrá en cuenta las deformaciones debido al peso propio del entrepiso y de la carga de las placas superiores transmitida a ésta por el sistema de apuntalamiento. La segunda recogerá las flechas producidas por una simulación de la carga viva (100%) dicha simulación se realizará con el fin de verificar que el comportamiento del entrepiso estudiado sea similar a los modelos analíticos y no sobrepase los límites estipulados en la NSR-10.

III. Tipo de Carga

Para la primera fase la carga a utilizar está dada por el peso propio del entrepiso y del peso adicional que le llegue a este en el momento de vaciado de las losas dos losas superiores, no se requiere algún proceso de carga adicional.

En cuanto a la segunda fase, se requiere de una carga adicional la cual para su aplicación se seguirá el procedimiento descrito en la NSR-10 Capítulo C.20 “*Evaluación de la resistencia de estructuras resistentes*”, a pesar que el literal se debe utilizar cuando se duda de la resistencia de una estructura, se tomará como guía para la realización de la prueba de carga.

La intensidad de la carga no debe ser menor que la mayor entre (a), (b) y (c)¹:

- a. $1.15D+1.5L$
- b. $1.15D+0.9L$
- c. $1.3D$

Al realizar estas combinaciones se obtuvo que la carga a aplicar es de aproximadamente 12 Ton o 3.5 KN/m^2 . Al considerar que el objetivo del estudio no es dudar de la resistencia de la estructura sino medir las deformaciones que el entrepiso sufra por la carga esperada a la que este va a trabajar, se aplicará el total de la carga viva de servicio que equivale a 2.5 KN/m^2 .

- d. $1D+1L$

Para someter el entrepiso a dicha carga, se utilizarán bultos de 50 Kg cada uno para un total de 180 unidades. Las etapas de aplicación de la carga se explicarán más adelante.

Área	35.72	m ²
Carga por m ²	2.5	KN/m ²
Carga panel	89.3	KN
Carga panel	8930	kg
Total bultos	180	Bultos 50kg c/u

Tabla III.1: Bultos necesarios para la prueba de carga

IV. Sistema de Medición

Los equipos utilizados para obtener las deformaciones del entrepiso son LVDT's, cuya referencia es ld610-50 de Omega y tiene un rango de $\pm 5\text{cm}$, estos a su vez van acoplados a un

¹ COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. *Norma Sismo Resistente -10 NSR-10*. Bogotá D.C.: Imprenta Nacional, Enero de 2010. Pag C-357.

tubo de aluminio que en su interior tiene un resorte el cual se comprime o se expande cuando la losa se deforma.



Ilustración 12.2: Equipos ubicados en la losa de estudio

V. Etapas

Las etapas descritas a continuación se realizarán una vez fraguada la placa de estudio (placa 1), ésta permanece apuntalada es decir su peso reposa sobre los puntales y estos a su vez transmiten la carga al suelo; hasta la etapa donde se retiran donde la estructura comienza a soportar su peso propio.

a) Vaciado segunda planta

Siete días después de tener fraguada la placa 1 se procede a colocar los puntales que soportarán el peso de la placa 2, seguido a esto se realiza el armado de dicha placa y una vez este se tiene listo se vacía el concreto. Antes, durante y después de este último proceso se

instalarán dos LVDT's los cuales tomarán la deformación de la losa de estudio debida a la transmisión del peso de la placa del segundo piso a través de los parales. Los equipos estarán ubicados como muestra la siguiente figura:

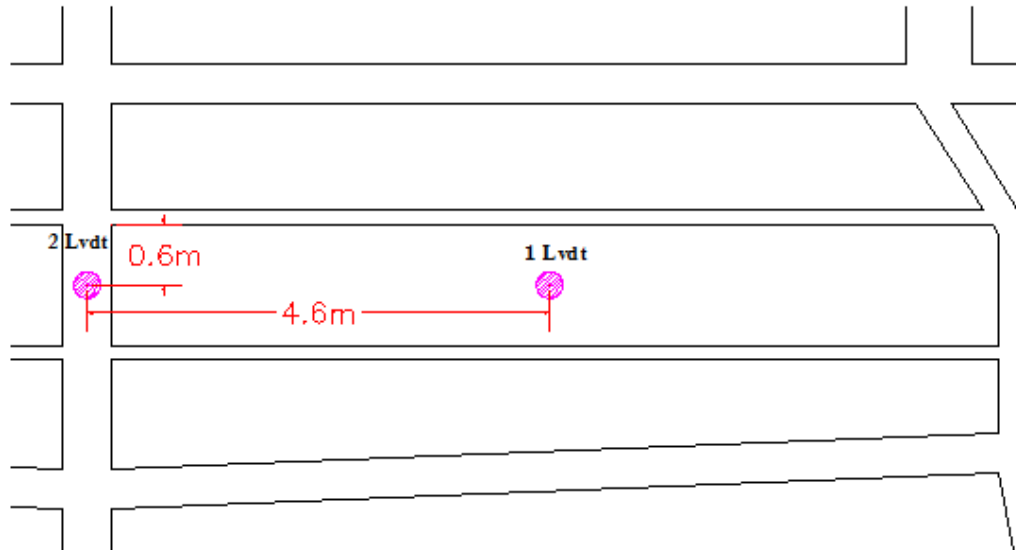


Ilustración 12.3: Ubicación de los LVDT's durante el vaciado de la placa dos y tres

b) Vaciado tercera planta

Como el sistema constructivo que se utiliza para esta edificación consiste en no retirar los parales hasta tener dos plantas superiores fundidas, la tercera planta es la última que tiene incidencia directa sobre la primera por medio de los parales. Dado esto se repite el proceso de medición y la ubicación de los equipos en la primera planta. A continuación se muestra un gráfico del proceso constructivo.

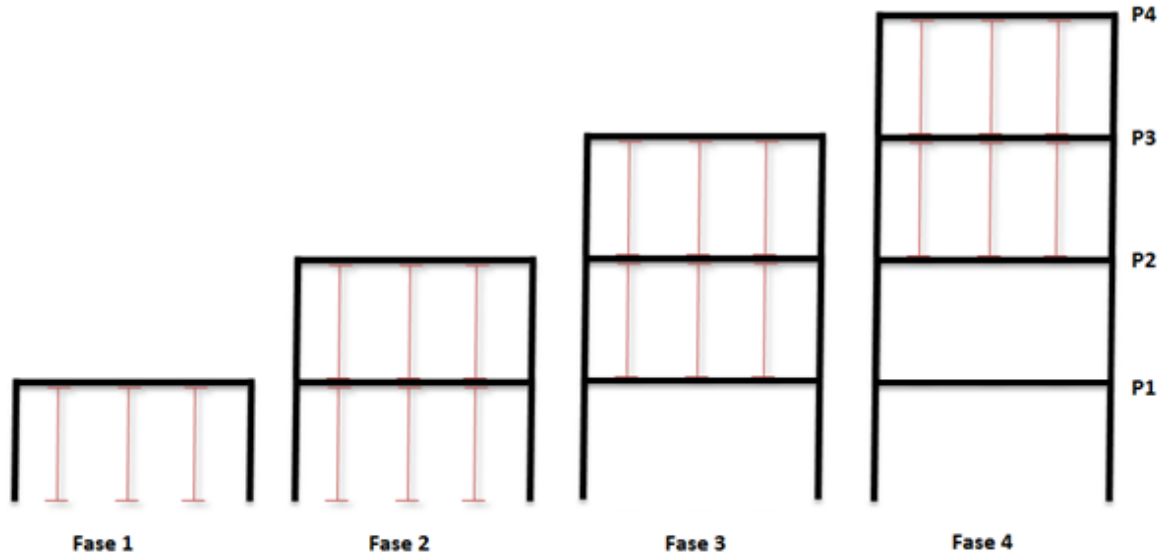


Ilustración 12.4: Proceso constructivo del proyecto

c) Retirada parales primera planta

Como se describe e ilustra anteriormente en el paso N° 4 en esta etapa se procede a retirar los parales que reciben parte del peso de la placa de estudio; antes de retirar los parales se procederá a colocar 4 LVDT's en los lugares que muestra la figura. Dichos equipos estarán midiendo las flechas del entrepiso durante esta etapa donde se espera que la placa se deforme debido a su peso propio.

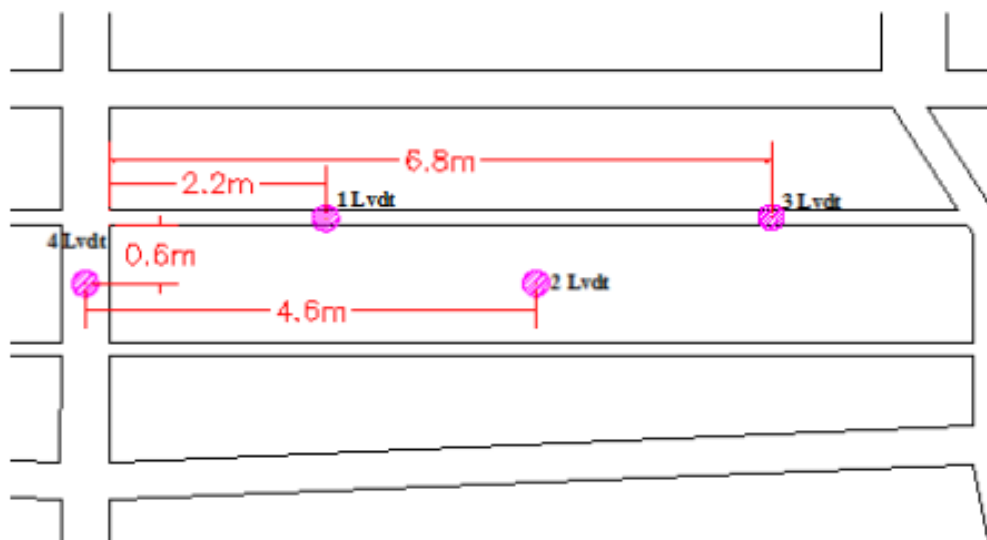


Ilustración 12.5: Ubicación de los equipos durante la retirada de los parales

d) Retirada parales segunda planta

Continuando con el proceso constructivo cuando se llegue a la planta cuatro se eliminarán los parales que reposan sobre la placa uno, en esta etapa se repite el proceso de medición del numeral 5.3 esperando que la placa se recupere puesto que ya no tiene la transmisión de peso por medio de los parales.

e) Inicio prueba de carga

Una vez se tenga libre el área correspondiente a la losa de estudio y se cuente con los bultos necesarios, la NSR-10 señala que para llevar a cabo la prueba de carga es necesario que la estructura debe tener 56 días, también dictamina que la aplicación de esta debe hacerse en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales².

² COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. *Norma Sismo Resistente -10 NSR-10*. Bogotá D.C.: Imprenta Nacional, Enero de 2010. Pag C-358.

A continuación se muestra la ubicación de los LVDT's durante la realización de esta prueba.

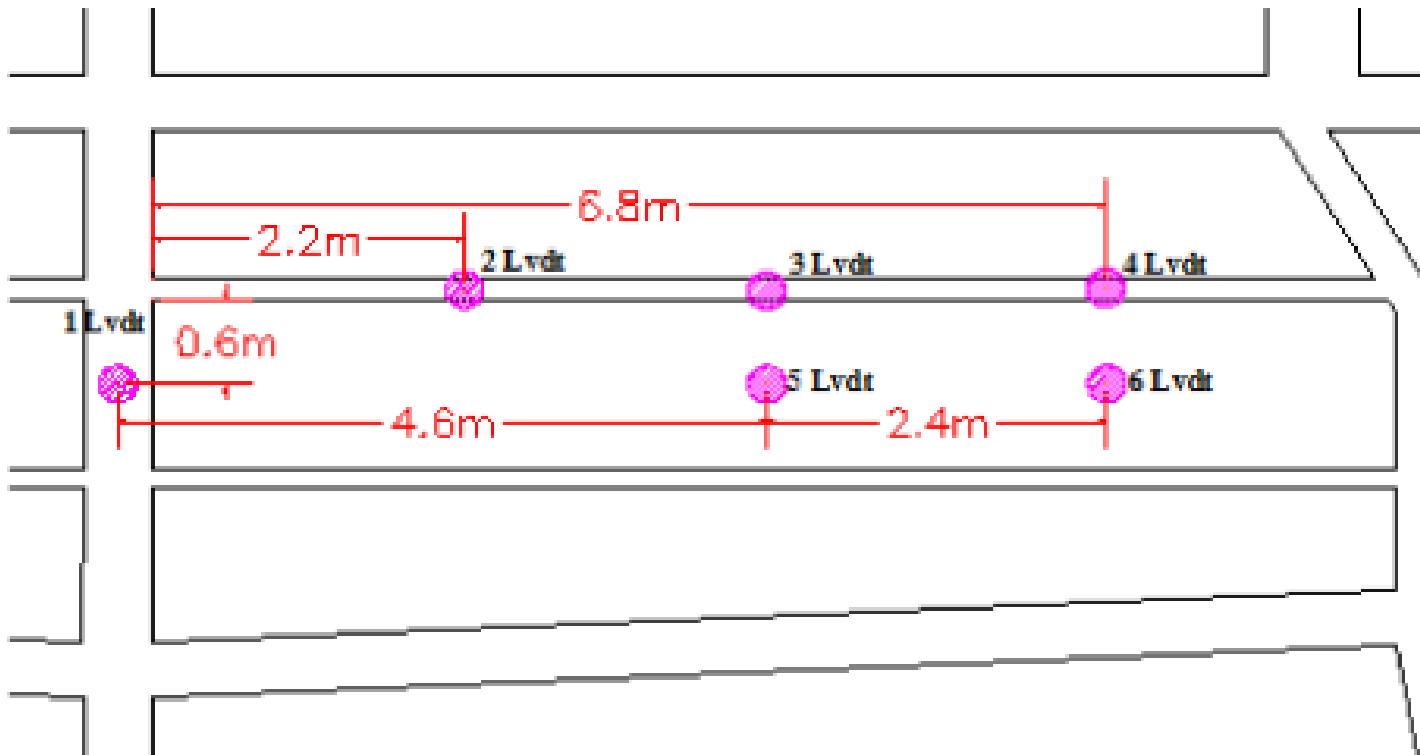


Ilustración 12.6: : Ubicación de los equipos durante la prueba de carga

f) Carga viva 25%

Iniciando con el 25% de la carga viva total es decir 0.625 KN/m^2 lo que equivale a 45 bultos, estos se deben ubicar asegurando una distribución uniforme para lo cual se ubicaran en el siguiente patrón. La prueba continuará si la estructura no muestra evidencias de falla, si el valor de las deformaciones se encuentra en los esperados por el modelo y si los ingenieros a cargo dan autorización.

25% de la carga viva de diseño (45 bultos)

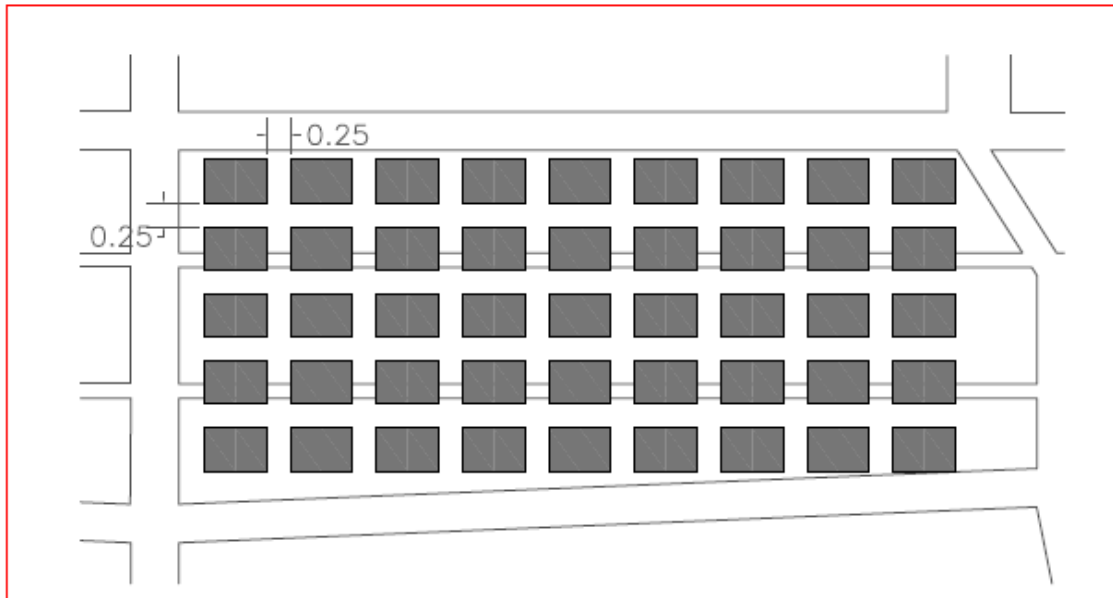


Ilustración 12.7: Ubicación de los bultos al 25% de la carga viva de diseño

Modelación en SAP 2000	
25 % Carga	
Punto	Deformación (mm)
1	-0.0980
2	-1.8100
3	-2.7570
4	-2.0590
5	-2.9760
6	-2.2830

g) Carga viva 50%

El segundo intervalo de la prueba de carga es de 50% de la carga viva, que corresponde a 1.25 KN/m^2 y equivale a 90 bultos, se ubicarán uniformemente sobre la placa como se muestra a continuación. La prueba continuará si la estructura no muestra evidencias de falla, si el valor de las deformaciones se encuentra en los esperados por el modelo y si los ingenieros a cargo dan autorización.



Modelación en SAP 2000	
50 % Carga	
Punto	Deformación (mm)
1	-0.1050
2	-2.0530
3	-3.1350
4	-2.3490
5	-3.3720
6	-2.5920

Ilustración 12.8: Ubicación de los bultos al 50% de la carga viva de diseño

h) Carga viva 75%.

En lo referente al tercer intervalo de la prueba de carga este pertenece al 75% de la carga viva que es 1.875 KN/m^2 equivalente a 135 bultos, los cuales se ubicarán de forma uniforme sobre la placa como se muestra a continuación. La prueba continuará si la estructura no muestra evidencias de falla, si el valor de las deformaciones se encuentra en los esperados por el modelo y si los ingenieros a cargo dan autorización.

75% de la carga viva de diseño (135 bultos)

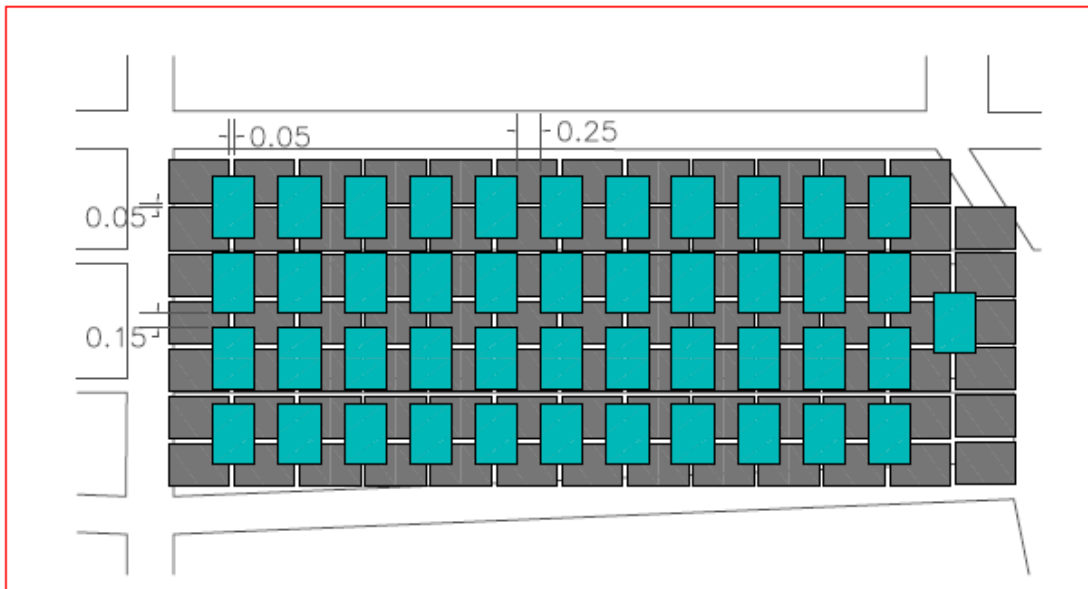


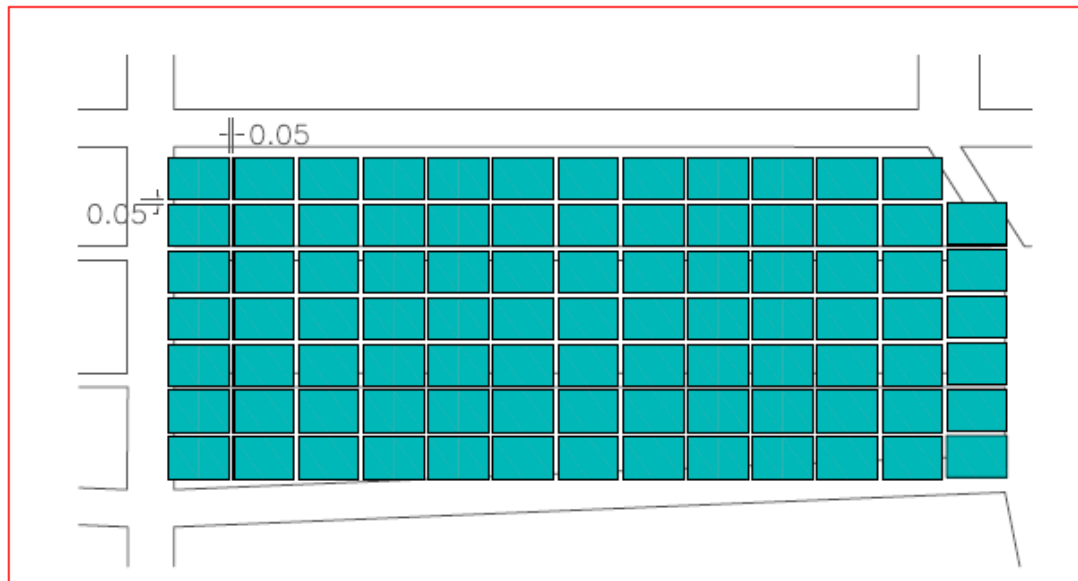
Ilustración 12.9: Ubicación de los bultos al 75% de la carga viva de diseño

Modelación en SAP 2000	
75 % Carga	
Punto	Deformación (mm)
1	-0.1120
2	-2.2960
3	-3.5120
4	-2.6390
5	-3.7690
6	-2.9000

i) Carga viva 100%

En el último intervalo se pone el 100% de la carga viva que es 2.5 KN/m^2 y equivalente a 180 bultos, que irán ubicados uniformemente sobre la placa como se muestra en el siguiente gráfico. Esta carga estará por al menos 24 horas en la estructura.

100% de la carga viva de diseño (180 bultos)



Modelación en SAP 2000	
100 % Carga	
Punto	Deformación (mm)
1	-0.1180
2	-2.5380
3	-3.8900
4	-2.9290
5	-4.1650
6	-3.2090

Ilustración 12.10: Ubicación de los bultos al 100% de la carga viva

j) Recuperación

Pasadas las 24 horas se retirara la totalidad de la carga pero se seguirán tomando medidas por otras 24 horas para ver el comportamiento de la placa estudiada.

VI. Criterios de aceptación

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 entepiso 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) [†]	$l/480^{\ddagger}$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^{\S}$

Ilustración 12.11: Tabla Correspondiente a la tabla C.9.5 de la NSR-10

a) Aceptación Deformaciones por Peso Propio

Se define como límite de deformación la opción dos de la tabla anteriormente

mostrada, la cual indica que dicho límite es:

$$\frac{L}{360}$$

Donde L pertenece a la luz de la viga o la losa en una dirección; aplicando esta relación, el límite máximo de deformación estipulado por la NSR-10 es para la losa de 24.9mm y para la viga de 11.3mm.

b) Aceptación Deformaciones Prueba de Carga

Las deflexiones máximas obtenidas durante la prueba deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$\Delta_1 \leq \frac{l_t}{20000h}$$

Donde Δ_1 corresponde a la deflexión máxima medida durante la primera prueba de carga

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4}$$

Donde Δ_r es la diferencia entre la deflexión inicial y final (después de la remoción de la carga) en una prueba de carga

De no satisfacer las condiciones o criterios dichos anteriormente, la estructura se podrá utilizar para un nivel de carga menor al evaluado, siempre y cuando la autoridad competente basada en los resultados obtenidos en la prueba de carga juzgue y apruebe que el servicio al cual será adecuada la estructura sea seguro y apropiado.

c) Valor Esperado

Deformaciones Ecuaciones Exactas

	Branson (mm)	ACI 435 (mm)
PP	2.514	1.425
PP+25% W1	2.693	1.663
PP+50% W1	2.873	1.900

PP+75% W1	3.052	2.138
PP+100% W1	3.231	2.376

Tabla VI.2: Valores de deformación esperados obtenidos de las ecuaciones exactas

VII. Bibliografía

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. *Norma Sismo Resistente -10 NSR-10*. Bogotá D.C.: Imprenta Nacional, Enero de 2010. 444p.