

# UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

## **“ESTUDIO DE LOS DIAFRAGMAS HORIZONTALES FLEXIBLES PARA ENTREPISO Y CUBIERTA”**

“TESIS PREVIA A LA  
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
ESPECIALISTA EN ANÁLISIS Y  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE  
ACERO Y HORMIGÓN ARMADO”

**AUTOR:**

Ing. PEDRO JAVIER CABRERA VÉLEZ

**DIRECTOR:**

Ing. ÁNGEL JULVER PINO VELÁZQUEZ. MSc

ENERO 2015



## RESUMEN

Este trabajo de tesis tiene por objeto realizar un estudio de los diafragmas flexibles, como elemento estructural responsable de la transmisión de las fuerzas horizontales hacia los elementos verticales resistentes. Se realiza una profundización acerca de los sistemas estructurales conformados por placas colaborantes, y el cálculo de su rigidez al cortante. Finalmente, mediante la aplicación del método de los desplazamientos y el de las flexibilidades se realiza un ejemplo de aplicación, a través del cual se logra evidenciar las diferentes distribuciones del cortante, en función de la rigidez del panel.

Palabras Clave:

Diafragma, Panel, Rigidez, Flexibilidad, Desplazamiento, Placa Colaborante



## ABSTRACT

The purpose of this work aims to perform a study of flexible diaphragms, as a structural element responsible for the transmission of horizontal forces to the vertical lateral load resisting elements. It is drilled down around the structural systems composed of steel decks, and calculating shear stiffness. Finally, through the displacement method and of flexibilities a sample application was complete, achieving this way to prove the shear differences, depending on the stiffness of the panel.

Keywords:

Diaphragms, Stiffness, Flexible, Horizontal forces, Displacement, Steel Decks



## ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....	19
1.1. ANTECEDENTES .....	19
1.2. MOTIVACIÓN .....	21
1.3. OBJETIVOS .....	21
1.3.1. Objetivo General.....	21
1.3.2. Objetivos específicos.....	21
1.4. METODOLOGÍA .....	22
1.5. CONTENIDO DEL DOCUMENTO .....	22
CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE.....	25
2.1. INTRODUCCIÓN .....	25
2.2. DIAFRAGMAS .....	26
2.2.1. Definición.....	26
2.2.2. Generalidades .....	26
2.2.3. Clasificación de los diafragmas según su comportamiento .....	29
2.2.4. Rigidez de un diafragma.....	31
2.2.5. Comportamiento de los diafragmas.....	33
2.2.6. Flexibilidad de los diafragmas en los códigos de construcción.....	37
CAPITULO 3: DIAFRAGMAS FLEXIBLES .....	39
3.1. INTRODUCCIÓN .....	39
3.2. DIAFRAGMAS FLEXIBLES - ENTREPISOS MIXTOS.....	40
3.2.1. Generalidades .....	40
3.2.2. Recomendaciones para el diseño de entrepisos mixtos.....	42
3.2.3. Resistencia al corte y rigidez de los entrepisos mixtos.....	44
3.3. RIGIDEZ DE LOS DIAFRAGMAS FLEXIBLES .....	48
3.3.1. Determinación de la rigidez. ....	48
3.4. COMPORTAMIENTO DE LOS DIAFRAGMAS FLEXIBLES.....	49
3.4.1. Hipótesis de comportamiento .....	50
CAPITULO 4: METODOS DE ANÁLISIS.....	53
4.1. INTRODUCCIÓN .....	53
4.2. EL MÉTODO DE LOS DESPLAZAMIENTOS .....	54
4.2.1. Proceso de cálculo .....	54
4.2.2. Ejemplo ilustrativo.....	57
4.3. EL MÉTODO DE LAS FLEXIBILIDADES.....	60
4.3.1. Proceso de cálculo .....	60
4.3.2. Ejemplo ilustrativo.....	66
4.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	69
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES .....	71
5.1. INTRODUCCIÓN .....	71
5.2. CONCLUSIONES GENERALES.....	72
5.2.1. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS .....	72
5.3. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....	73
CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFÍA .....	75





## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.- Tipos de Diafragmas. a) Diafragma bidireccional; b) Diafragma Unidireccional.....	26
Figura 2.2.- Distribución de las fuerzas actuantes en un sistema estructural. a) Sistema estructural bajo la acción de acciones gravitacionales. b) Sistema estructural bajo la acción de acciones horizontales. ....	27
Figura 2.3.- Modelo asumido para el análisis y diseño de los Diafragmas Horizontales .....	28
Figura 2.4.- Comportamiento de los diafragmas. a) Sistema estructural y estado de carga. b) Comportamiento del diafragma rígido. c) Comportamiento del diafragma flexible. d) Comportamiento del diafragma semi-rígido. ....	30
Figura 2.5.- Solución estructural para un diafragma mixto “placa colaborante”	32
Figura 2.6.- Esquema donde se indica la acción tipo arco. Puede verse como este fenómeno somete a los extremos de las paredes a torsión .....	34
Figura 2.7.- Vista en planta y en elevación del edificio administrativo de Arvin High School.....	34
Figura 2.8.- Casos en donde se puede presentar una redistribución drástica de las fuerzas horizontales. a) Cambios abruptos en la rigidez de los elementos verticales. b) Cambios en la localización de los elementos verticales.....	35
Figura 2.9.- Irregularidades en planta típicas .....	36
Figura 2.10.- Deformación tipo arco causada por la concentración de esfuerzos en la unión de las alas.....	36
Figura 2.11.- a) Aberturas significativas en planta. b) Vista en elevación de un sistema con torres apoyadas en una misma base. ....	37
Figura 2.12.- Esquema para la determinación de la flexibilidad del diafragma (ASCE, 2010).....	38
Figura 3.1.- Esquema general con los componentes de una losa compuesta .	40
Figura 3.2.- Esquema de disposición de acero de refuerzo negativo y malla electrosoldada.....	43
Figura 3.3.- Traslape mínimo longitudinal .....	45
Figura 3.4.- Traslape longitudinal sobre viga principal .....	46
Figura 3.5.- Traslape longitudinal incluyendo la tolerancia de fabricación (TATA, 2013).....	47
Figura 3.6.- Detalle del traslape transversal (Kubiec).....	47
Figura 3.7.- Esquema ilustrativo de las variables de cálculo. ....	49
Figura 3.8.- Esquema general de un sistema estructural pórticos- paneles.....	50
Figura 3.9.- Esquema del modelo planteado para el análisis de los diafragmas .....	50
Figura 4.1.- Esquema general de un sistema de piso. ....	55
Figura 4.2.- Modelo simplificado de análisis.....	55
Figura 4.3.- Esquema del sistema con los desplazamientos unitarios impuestos .....	56
Figura 4.4.- Ejemplo de Cálculo .....	58
Figura 4.5.- Esquema del análisis realizado.....	59
Figura 4.6.- Esquema de análisis a) General. b) Simplificado.....	64



*Figura 4.7.- Sistema Base a) Para el sistema de cargas externas, b) para el sistema de cargas unitarias impuestas ..... 65*

*Figura 4.8.- Esquema de análisis para determinar el grado de hiperestaticidad. .... 66*

*Figura 4.9.- Sistema base, con las fuerzas unitarias a cambio de las redundantes ..... 67*

*Figura 4.10.- Diagramas de esfuerzo cortante debido a cada fuerza unitaria. . 67*

*Figura 4.11.- Diagramas de esfuerzo cortante debido a la carga externa..... 68*



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1.- Datos del problema .....	58
Tabla 4.2.- Ejemplo 1 – Rigidez de los paneles .....	59
Tabla 4.3.- Distribución del cortante a los elementos verticales resistentes, con diferentes valores de $G'$ .....	70



## CLÁUSULA DE DERECHOS DE AUTOR

*Pedro Javier Cabrera Vélez*, autor/a de la tesis "ESTUDIO DE LOS DIAFRAGMAS HORIZONTALES FLEXIBLES PARA ENTREPISO Y CUBIERTA", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Especialista en Análisis y Diseño de Estructuras de Acero y Hormigón Armado. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor/a

Cuenca, enero 2015



---

Pedro Javier Cabrera Vélez

C.I: 0103789335



## CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL

Pedro Javier Cabrera Vélez, autor/a de la tesis "ESTUDIO DE LOS DIAFRAGMAS HORIZONTALES FLEXIBLES PARA ENTREPISO Y CUBIERTA", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, enero 2015



Pedro Javier Cabrera Vélez

C.I: 0103789335







## DEDICATORIA

A mis hijos, que les  
sirva como ejemplo en  
la búsqueda de la  
superación intelectual



## AGRADECIMIENTOS

Quiero iniciar agradeciendo a mi Tutor, el profesor Ángel Julver Pino, quien estuvo dispuesto a ayudarme durante todo el desarrollo de esta tesina.

Por otro lado, agradezco a mi esposa María Augusta, y a mis hijos Pedro y Martina por haber comprendido la necesidad de cumplir con esta responsabilidad, y apoyarme constantemente para terminar la especialidad en la Universidad de Cuenca.

Finalmente agradezco a mis Padres, ya que ellos han sido mi principal apoyo durante todo mi proceso de formación. La constancia, la dedicación, la responsabilidad y la búsqueda de la mejora continua, han sido atributos que sembraron en mí desde pequeño.



# CAPÍTULO 1:

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. ANTECEDENTES

La aplicación de cargas a una estructura ocasiona que la estructura se deforme, y como consecuencia varios componentes que la constituyen. El análisis estructural es aplicado buscando determinar la magnitud de estas fuerzas, así como las deformaciones relacionadas a estas. Por otro lado, el diseño estructural se aplica con la finalidad de establecer una disposición general del sistema y un dimensionamiento que sea capaz de resistir estas fuerzas y deformaciones esperadas en el sistema. **(McCormac, 2011)**

Cuando un Ingeniero Estructural está analizando el comportamiento de una edificación, de cara a un nuevo proyecto, revisión o rehabilitación, es indudable que una de las condiciones más importantes que debe abordar es la estabilidad de la misma y su capacidad de resistir las cargas laterales provenientes de fenómenos ecológicos como el sismo o el viento.

El comportamiento de estas cargas laterales depende en casi toda la medida del diafragma que constituye cada entrepiso o tablero (caso de los puentes) de la estructura. A partir del “aporte” de este diafragma se repartirán

estas cargas a través de los elementos soportantes, como muros de corte, pilares, etc. De ésta explicación se deriva la importancia que debe tener el “aporte” de este diafragma.

No obstante, el diseñador estructural debe tener presente que estos diafragmas no tienen un comportamiento regular, y por consecuencia, no es posible establecer una regla o metodología uniforme, como pudiera suceder en otros elementos componentes de una estructura; por el contrario, depende de la “rigidez” que el mismo presente en su papel integrante de la edificación.

Así, si el diafragma se comporta como “rígido” todo el entrepiso se desplazara como un todo, y por ende, a partir de este hecho, los elementos soportantes recibirán una parte de las cargas laterales solicitantes. Por el contrario, si se comporta como “flexible” o “semi-flexible” dichos elemento recibirán otra parte bien distinta al caso anterior.

Como se podrá colegir, el problema está en poder clasificar el diafragma en cuestión en: rígido, flexible, o semi-flexible.

Acerca de la condición de los diagramas rígidos, existe una extensa literatura, que incluso, se ha aplicado en los software de numerosos programas estructurales como: SAP 2000, ETABS, Visual Analysis, RISA. etc.).

Con respecto al comportamiento de los diafragmas flexibles, por su parte, se conoce mucho menos. Es cierto que un análisis del conjunto de elementos del diafragma puede hacerse posible en un programador con software apropiado, pero, aun así, el trabajo resultarla bastante tedioso y, probablemente no del todo real, sobre todo, si se considera las uniones reales de los elementos integrantes, su variedad de materiales y de dimensiones, por comentar algunas dificultades.

Desde el punto de vista anterior y tratando de salvar esta dificultad, muchas empresas de estructuras metálicas, fabricantes de elementos de entrepiso o placas colaborantes “steel decks” y cubiertas similares han elaborado tablas prácticas para evaluar el desempeño de sus diafragmas, trabajando como elementos flexibles o semi-flexibles, por ejemplo, la VULCRAFT.

¿Sin embargo, como lograr establecer una mitología que permita abordar estos diafragmas de una manera simple y sistemática? He aquí el objetivo principal del presente trabajo. Desde luego, detrás del mismo, que por razones de tiempo se ve limitado a continuar, se abre una vía mucho más amplia que permita contestar las siguientes preguntas:

¿Cuándo habría que considerar si un diafragma es rígido, flexible o semi-flexible?

La metodología presentada permitiría abordar cubiertas y entrepisos de madera en general. Si es así, ¿cómo lograr esta aplicación?

Indudablemente, este trabajo solo constituye una punta de lanza que abre el camino para futuras consideraciones no exentas de ensayos materiales que evalúen su veracidad; pero, indudablemente, este paso aquí abordado es absolutamente necesario

## **1.2. MOTIVACIÓN**

Las obras civiles representan un gran impacto en la sociedad, debido a que cada una presenta comportamientos y particularidades propias según su campo de aplicación. En el caso de las estructuras de edificación, el determinar con el mayor grado de precisión el comportamiento que tendrá durante su vida útil, y por consiguiente, realizar un diseño acorde a estas solicitudes, implica salvar vidas, si tomamos en consideración la posibilidad de ocurrencia de un fenómeno ecológico.

Por nuestra parte, el Ecuador se encuentra en una zona sísmica, y por lo tanto, no estamos exentos de presenciar un fenómeno de estas características. Es por esta razón, que el presente trabajo surge como la posibilidad de iniciar un estudio acerca de los diafragmas, con una profundización en los diafragmas flexibles.

## **1.3. OBJETIVOS**

### **1.3.1. Objetivo General**

El objetivo general de esta tesina es profundizar en el conocimiento y caracterización de los diafragmas, como elemento estructural capaz de transferir las solicitudes horizontales, producto de un evento ecológico, hacia los elementos resistentes verticales; y, establecer una metodología que permita determinar estas solicitudes.

### **1.3.2. Objetivos específicos**

Para llegar a cumplir con el objetivo general se tendrán en cuenta estos objetivos específicos:

- Realizar un estudio bibliográfico, al respecto de los diafragmas.
- Revisar la normativa vigente referente a los diafragmas
- Estudiar los métodos de análisis, tanto el método de los desplazamientos, cuanto el método de las flexibilidades, para posteriormente aplicarlos a un ejemplo y obtener el comportamiento de un panel tipo.
- Desarrollar una hoja de Excel que permita estudiar, a través de los métodos antes indicados, el comportamiento del panel y, obtener la distribución del cortante de piso a los diferentes elementos estructurales.
- Realizar un análisis que indique la influencia de la rigidez del panel en la distribución del cortante de piso

#### 1.4. METODOLOGÍA

Para alcanzar los objetivos propuestos en esta tesina, en primer lugar, se procedió con una extensa búsqueda bibliográfica, al respecto de los diafragmas, su clasificación y características. Con posterioridad, se realiza un breve estudio acerca del método de los desplazamientos y el de las flexibilidades, para aplicarlos a un ejemplo de estudio. Finalmente, a través de la hoja de cálculo desarrollada para cada método, se analiza el ejemplo para diferentes características del panel.

#### 1.5. CONTENIDO DEL DOCUMENTO

La presente tesina de máster está dividida en 6 capítulos, de los cuales, el presente corresponde al **Capítulo 1**.

El **Capítulo 2**, presenta un estudio referente a los diafragmas. Dentro de este capítulo se exponen la clasificación de los mismos, seguido de las limitaciones que se presentan en ellos.

En el **Capítulo 3**, se realiza una profundización acerca de los Diafragmas Flexibles, presentado su descripción, recomendaciones para el diseño y detalles constructivos. Finalmente se presenta la metodología para el cálculo de la rigidez de los paneles de acuerdo a la información presentada por los fabricantes.





El **Capítulo 4**, se exponen las características generales del método de los desplazamientos y de las flexibilidades. Se realiza un ejemplo de aplicación con cada uno y se comparan los resultados.

El **Capítulo 5**, presenta las conclusiones del trabajo realizado, y además, se proponen las líneas futuras de investigación.

Finalmente, el **Capítulo 6**, presenta la bibliografía utilizada para el desarrollo de esta tesina.



## **CAPÍTULO 2:**

# **ESTADO DEL ARTE**

### **2.1. INTRODUCCIÓN**

Durante el proceso de idealización de cualquier proyecto estructural, es necesario que el ingeniero encargado del diseño tome en consideración la mayor cantidad de suposiciones durante el análisis de la estructura con la finalidad de estudiarlo en las condiciones más acercadas al comportamiento posible – real de esa estructura.

El objetivo de este capítulo es abordar los principales problemas del comportamiento sísmico y del diseño de diafragmas.

Este capítulo inicia con la presentación de las generalidades de los sistemas de piso / cubierta, para posteriormente, presentar una clasificación del comportamiento de los diafragmas y los factores que afectan el comportamiento de los mismos.

## 2.2. DIAFRAGMAS

### 2.2.1. Definición

Un diafragma puede definirse como un conjunto estructural horizontal o ligeramente alejado de la horizontal, de espesor pequeño respecto de sus otras dos dimensiones, que tiene la capacidad de trabajar bajo fuerzas contenidas en su propio plano, y a su vez transmite las cargas al resto de elementos verticales. Comúnmente se usa en pisos y muros de cortante. **(McCormac, 2011) (Figura 2.1.)**

Por otro lado, la norma UBC-97 define a los diafragmas como un elemento horizontal o cercano a la horizontal, que actúa como transmisor de las fuerzas laterales hacia los elementos resistentes a cargas horizontales. Resalta además, que cuando el término “Diafragma” es utilizado, este incluye un sistema de arriostramiento horizontal. **(UBC, 1997)**

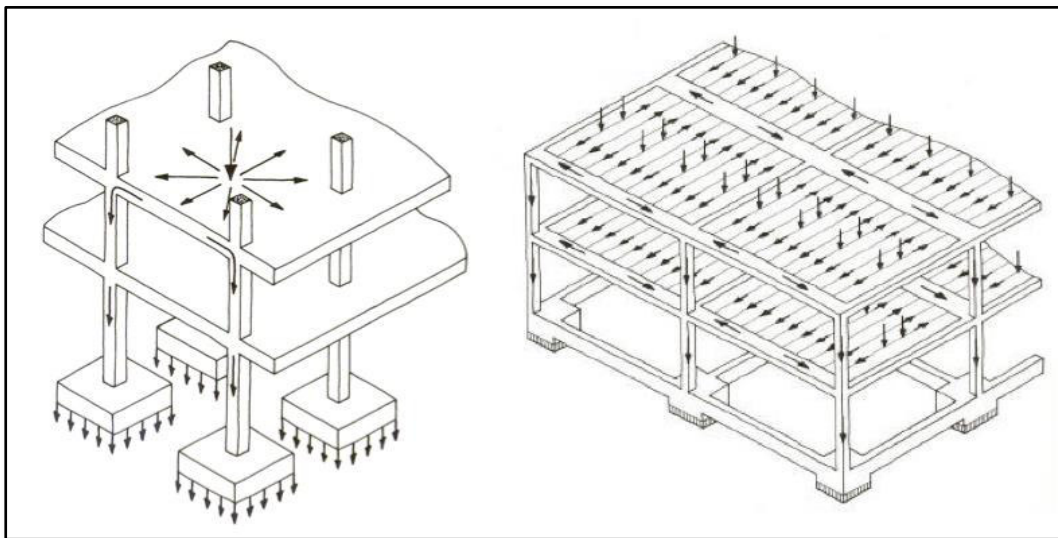


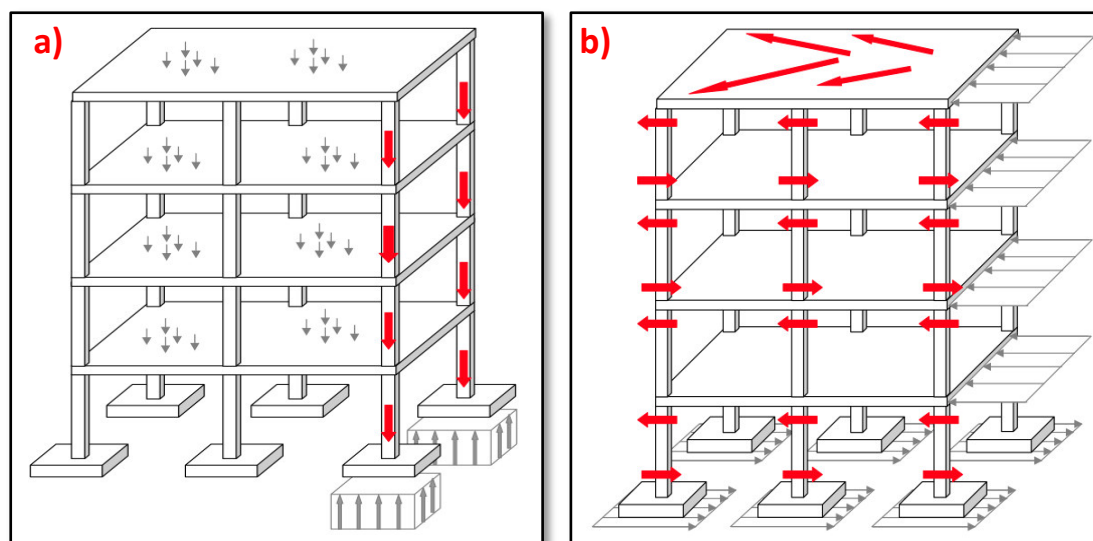
Figura 2.1.- Tipos de Diafragmas. a) Diafragma bidireccional; b) Diafragma Unidireccional

### 2.2.2. Generalidades

La función primaria de un sistema de piso y/o cubierta “Diafragma” es la de soportar las cargas gravitacionales y transferir las cargas al resto de miembros estructurales como columnas y paredes. Por otro lado, estos elementos juegan un papel muy importante cuando en la estructura se presenta la acción de fuerzas horizontales, sismo o viento, ya que de estos elementos depende la distribución de dichas fuerzas horizontales hacia los elementos verticales.

Para el caso de estos sistemas estructurales (piso/cubierta), el comportamiento bajo la influencia de cargas gravitacionales está bien establecido, y sus lineamientos de diseño son adoptados exitosamente en los proyectos estructurales. **Figura 2.2 a)**. Los elementos verticales portantes (pilares, paredes) trabajan a compresión, mientras los diafragmas (losa /Cubierta) trabajan a flexión-cortante en la forma de una viga o placa sometida a cargas perpendiculares a su plano. En este caso, apoyos simples y directos entre losas, vigas y elementos verticales portantes, pueden resultar suficientes para transmitir la carga en sentido estrictamente vertical.

En el diseño sísmico de estructuras de edificación, los edificios están diseñados y detallados para actuar como un único conjunto bajo la acción de fuerzas sísmicas, incrementando así, la resistencia de la edificación. Cuando se presentan fuerzas horizontales, estas son transferidas al terreno a través de los sistemas verticales (marcos y paredes) del edificio. Estos sistemas verticales son unidos entre sí por medio de pisos y cubiertas. En este caso, los diafragmas reciben y acumulan las fuerzas horizontales trabajando como membrana (o equivalentemente como viga de gran canto) y distribuyen las fuerzas entre los diferentes elementos verticales, los cuales, trabajan a flexión-cortante. **Ver Figura 2.2 b).**



*Figura 2.2.- Distribución de las fuerzas actuantes en un sistema estructural. a) Sistema estructural bajo la acción de acciones gravitacionales. b) Sistema estructural bajo la acción de acciones horizontales.*

El análisis y diseño de un sistema de piso o cubierta (diafragma), bajo la influencia de cargas horizontales, es desarrollado asumiendo que el sistema es una viga horizontal continua, soportada por los elementos resistentes a cargas horizontales. De esta manera, el entrepiso es asumido para actuar como el

alma de una viga continua y las vigas en la periferia son asumidas para actuar como las alas de una viga continua. (Naeim, 2001) (Ver Figura 2.3).

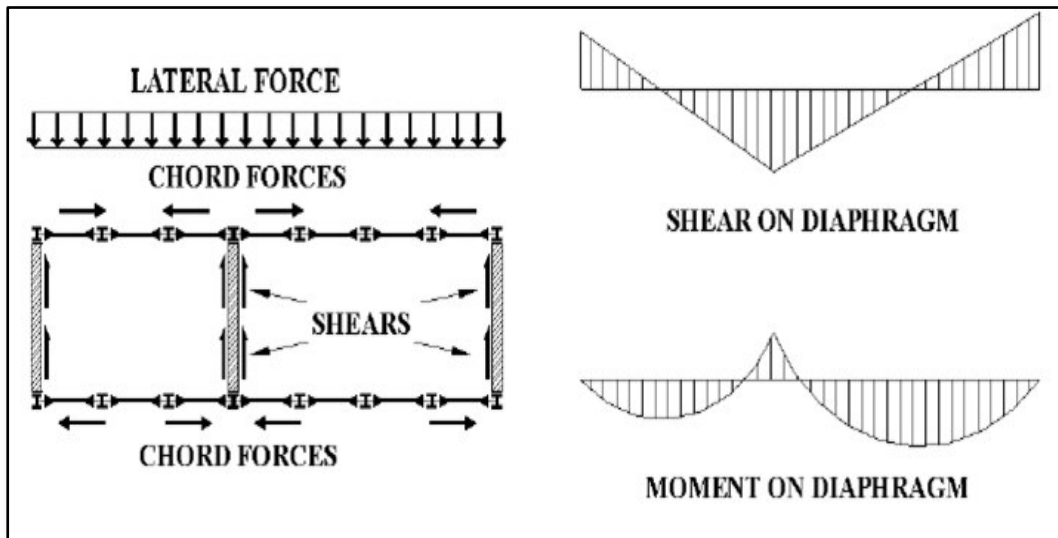


Figura 2.3.-Modelo asumido para el análisis y diseño de los Diafragmas Horizontales

La precisión en la determinación del cortante y de los momentos flectores que actúan en el diafragma de piso, y la correspondiente fuerza horizontal distribuida a lo largo de varios elementos verticales resistentes requiere de un análisis tridimensional que considere la rigidez relativa de la variedad de elementos, incluyendo la rigidez del diafragma de piso.

Cada vez, y con más frecuencia, este tipo de análisis, es tomado en consideración al momento de desarrollar un análisis para el diseño y rehabilitación de la mayoría de edificaciones que tienen como característica significativa las irregularidades en planta. En general, algunas suposiciones son realizadas respecto de la rigidez de los diafragmas horizontales y, posteriormente, el análisis a realizar es relativamente sencillo, buscando determinar la distribución de las fuerzas laterales. Obviamente, la precisión de los resultados depende de la validez de las suposiciones realizadas para el análisis.

Para el caso de la gran mayoría de estructuras, un análisis simplificado resulta en un diseño seguro; sin embargo, existen casos, en donde la naturaleza del sistema de piso supone un problema que necesita ser abordado de diferente manera. Es así que, para el caso de sistemas de entrepiso formados de madera "plywood", paneles de metal, y diafragmas prefabricados de hormigón, estos requieren un análisis más detallado y complicado, debido a la variedad de sus componentes, necesitando, en algunos casos, desarrollar ensayos para determinar más fiablemente la resistencia y la rigidez del

sistema. Varios estudios indican que dejar de lado el real comportamiento de los diafragmas de piso puede, en algunos casos, dejar serios errores en la evaluación de la capacidad resistente requerida ante cargas laterales de los elementos verticales (marcos y paredes). (*Naeim, 2001*)

### 2.2.3. Clasificación de los diafragmas según su comportamiento

Como ya hemos comentado anteriormente, la distribución de fuerzas horizontales a través de los diafragmas horizontales hacia los diferentes elementos verticales (marcos y paredes), depende de la rigidez relativa de los diafragmas horizontales y de los elementos verticales. De acuerdo a esta consideración, los diafragmas se clasifican como rígido, flexibles y semi-rígidos

#### a) Diafragma rígido:

Un diafragma es clasificado como rígido si este puede distribuir las fuerzas horizontales a los elementos verticales en proporción a su rigidez relativa. En el caso de estos diafragmas, la deflexión comparada con la de los elementos verticales será insignificante. **Figura 2.4 b).** (*UBC, 1997*)

#### b) Diafragma flexible:

Un diafragma es llamado flexible si la distribución de las fuerzas horizontales hacia los elementos verticales es independiente de su rigidez relativa. En este caso, la deflexión del diafragma comparada con la de los elementos verticales será significativamente mayor. En el caso de este tipo de diafragmas las cargas laterales se distribuyen a los elementos verticales como una serie de vigas simples extendidas entre los elementos (áreas tributarias). **Figura 2.4 c).**

#### c) Diafragma semi-rígido:

Un diafragma es llamado semi-rígido cuando la deflexión del diafragma, y la deflexión de los elementos verticales son del mismo orden de magnitud. Cabe indicar que ningún diafragma es perfectamente rígido o perfectamente flexible, esto dependerá del uso de suposiciones razonables, de manera que se pueda lograr una simplificación en su análisis. **Figura 2.4 d).**

Un análisis exacto de los sistemas estructurales con diafragmas semi-rígidos conlleva un análisis demasiado complejo, debido a que se debe considerar la rigidez relativa de todos los elementos estructurales, incluyendo los diafragmas. La distribución de cargas horizontales de este tipo de diafragma puede ser aproximada a una viga continua soportada en apoyos elásticos. En muchos de los casos, en donde se consideran estos diafragmas,

se pueden hacer suposiciones, buscando limitar la solución exacta sin tener que recurrir a un análisis tan complejo. (*Naeim, 2001*)

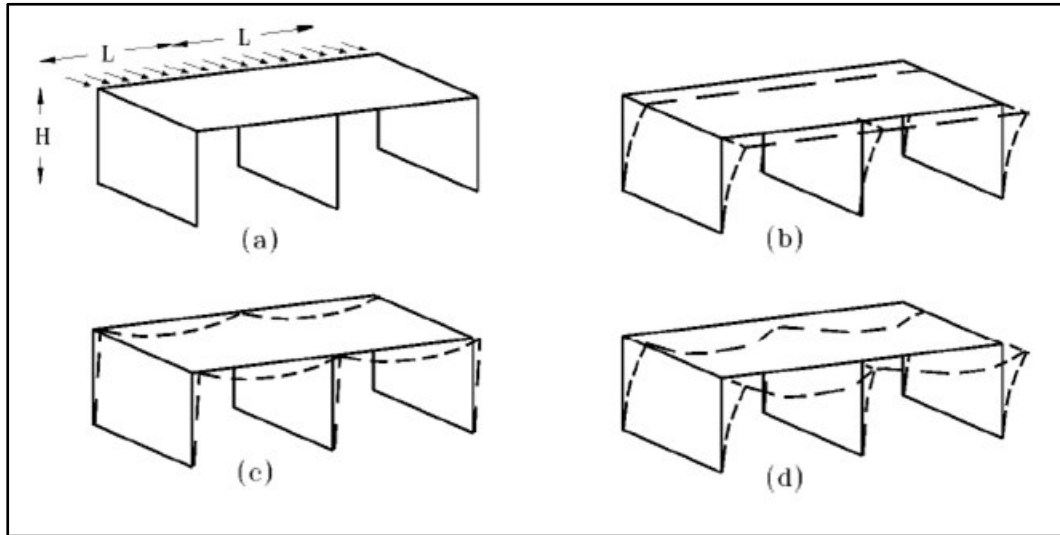


Figura 2.4.- Comportamiento de los diafragmas. a) Sistema estructural y estado de carga. b) Comportamiento del diafragma rígido. c) Comportamiento del diafragma flexible. d) Comportamiento del diafragma semi-rígido.

La geometría y la rigidez de los diafragmas, aunque importantes, no son factores determinantes de si un diafragma se comportará como rígido, flexible o semi-rígido. Considere la posibilidad de la construcción de un muro de concreto de una sola planta, **ver Figura No. 2.4 a**). Manteniendo la anchura y el espesor de las paredes y losas constantes, es posible simular diafragmas rígidos, flexibles y semi-rígidos debido a que la altura de las paredes y la luz del diafragma son variables. La rigidez de las paredes disminuye con un aumento de ( $H$ ). Del mismo modo, la rigidez del diafragma disminuye con un aumento de la luz del diafragma. ( $L$ ).

En el caso de la **Figura 2.4 b**), la línea discontinua indica la deflexión del sistema bajo la influencia de fuerzas horizontales cuando el diafragma es rígido. Este puede ser obtenido incrementando ( $H$ ) y disminuyendo ( $L$ ), ya que la rigidez del diafragma relativo a las paredes es significativamente mayor. En este caso, la deflexión del diafragma bajo cargas horizontales es insignificante si comparamos con la deflexión de las paredes. Para este caso, el diafragma se moverá como un cuerpo rígido y forzará a las paredes a moverse conjuntamente. Por otro lado, la distribución de la fuerza horizontal a lo largo de las paredes dependerá solamente de la rigidez relativa de las paredes. En este caso se asumió que la carga aplicada y la rigidez de las paredes son



simétricas. Si este no es el caso, además de la traslación del cuerpo rígido, el diafragma experimentará una rotación.

En el caso de la **Figura 2.4 c)**, se muestra la deflexión del sistema bajo la influencia de fuerzas horizontales cuando el diafragma es flexible. Esto puede ser obtenido disminuyendo  $H$  e incrementando  $L$ ; en este caso, la rigidez del diafragma entre las paredes actuara como una serie de vigas simples y la distribución a las paredes podrá ser determinado en función del área tributaria del diafragma a la pared. Obviamente, un diafragma flexible no puede experimentar la rotación o torsión que ocurre en el caso de un diafragma rígido. (Naeim, 2001)

Con respecto a la distribución del cortante de piso, la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011, en su artículo 2.7.2.5.1 establece que la distribución de la fuerza horizontal entre los diferentes elementos verticales resistentes a cargas laterales, cuando se encuentra presente un sistema de pisos flexibles, se la debe realizar en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. (**NEC, 2011**)

La línea discontinua en la **Figura 2.4 d)** indica el patrón de deflexión de un diafragma semi-rígido bajo la influencia de fuerzas laterales. Aquí la rigidez de las paredes y del diafragma son del mismo orden. La deflexión de ambos elementos estructurales contribuirá a la deflexión total del sistema. La determinación exacta de la distribución de la carga a lo largo de las paredes requiere un análisis tridimensional del sistema entero (incluyendo los diafragmas).

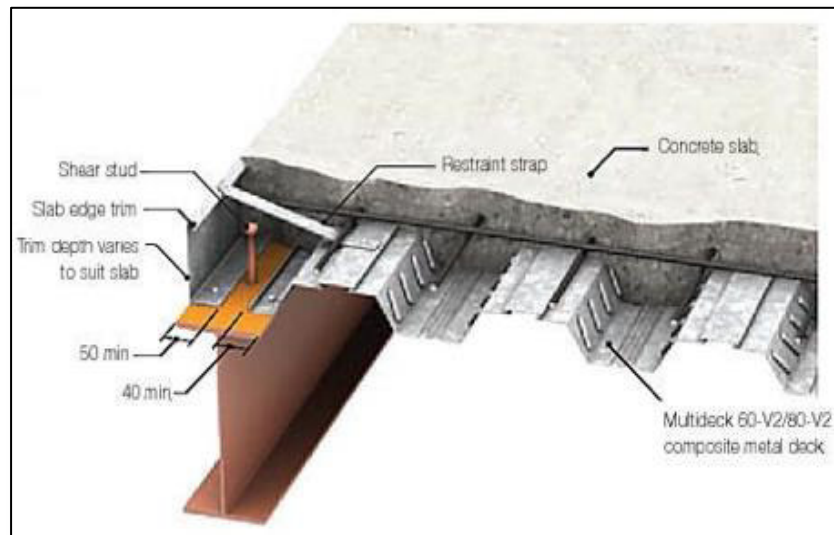
#### **2.2.4. Rigidez de un diafragma.**

Con el fin de obtener la rigidez de los diafragmas, es necesario estimar la deflexión de los diafragmas bajo la influencia de cargas laterales. Los diversos sistemas de piso y techo que se han desarrollado, principalmente para soportar cargas gravitacionales, no se prestan fácilmente para el cálculo analítico de deflexiones laterales. Algunos de los sistemas de piso o cubierta más comunes en uso hoy en día son los siguientes: (1) fundición de concreto en la estructura, (2) prefabricados tablas o camisetas con o sin relleno de concreto, (3) placa colaborante de metal con o sin relleno de concreto y, (4) entrepiso de madera con plywood.

Con la sola excepción de las losas de hormigón “construcción monolítica”, el resto de sistemas mencionados en el párrafo anterior consisten de diferentes tipos de materiales, unidos por algún tipo de conexión. En el caso de losas prefabricadas, las unidades adyacentes son generalmente conectadas a través de placas soldadas o barras reforzadas, esto ayudará a las unidades a

deformarse verticalmente sin una separación, al tiempo que proveen alguna acción al diafragma. La resistencia y rigidez de los diafragmas dependerá principalmente de la separación de las conexiones.

La determinación de las deflexiones y de la rigidez de cada diafragma a través de un análisis computacional resulta muy complejo. Para el caso de los sistemas de piso donde se utilizan placas colaborantes o steel deck, la placa es, por un lado, soldada a los soportes que existen debajo y, por otro lado, la conexión con las unidades adyacentes de la placa se realiza a través de un traslape longitudinal llamado “button punching”, o soldadura (*ver Figura 2.5*). En las construcciones con madera, el plywood es clavado directamente a los otros miembros de la estructura. Otra vez, la resistencia y la rigidez dependen del espaciamiento de los clavos y de si el diafragma esta fijo.



*Figura 2.5.- Solución estructural para un diafragma mixto “placa colaborante”*

En la práctica general, se consideran a los diafragmas hechos de concreto, prefabricado con concreto fundido, y placa colaborante con relleno de concreto, como rígido. Mientras los diafragmas consisten en prefabricado o placa colaborante sin relleno de concreto, y plywood como flexible. Esta clasificación es válida para muchos de los casos. Sin embargo, grandes son los errores que se pueden conseguir en la distribución de la fuerza horizontal, si las suposiciones utilizadas en el análisis no consideran la rigidez relativa de los elementos verticales resistentes a las fuerzas horizontales y la de los diafragmas.

Los fabricantes de placas colaborantes han establecido programas para obtener la resistencia y la deflexión de varios tipos de placas y diferentes

conexiones. Similarmente, la Uniform Building Code entrega una fórmula empírica para calcular la deflexión de diafragmas con plywood y tablas para establecer la resistencia de cada diafragma. (*Naeim, 2001*)

### 2.2.5. Comportamiento de los diafragmas

El factor que determina el comportamiento de los diafragmas es la configuración de la estructura. Cambios abruptos de rigidez y resistencia, como los indicados a continuación, deben ser evitados por parte de los diseñadores estructurales, con la finalidad de impedir una acumulación de daño en algunos componentes de la estructura, afectando la ductilidad global del sistema. Si el diseñador utiliza una configuración similar a las no recomendadas, éste deberá demostrar el adecuado desempeño sísmico de su estructura, siguiendo los lineamientos establecidos en las normas de diseño. (*NEC, 2011*)

Existen varios factores que afectan al comportamiento de las estructuras. En esta sección, se presentan algunos de los lineamientos que permitirán identificarlos y considerarlos adecuadamente durante el análisis y el diseño.

#### a) Altura de la estructura

En general, edificios de baja altura, y edificios con elementos verticales muy rígidos, como paredes de cortante, son más susceptibles a tener problemas con la flexibilidad de los diafragmas que edificios altos. (*Naeim, 2001*)

#### b) Acción tipo Arco

En edificios con plantas largas y estrechas, en donde la resistencia sísmica es proporcionada ya sea por las paredes de cortante solamente, o por paredes y otros elementos, los diafragmas pueden mostrar la llamada acción tipo arco (*ver Figura 2.6*). La acción tipo arco somete los extremos de las paredes a esfuerzos y deformaciones por torsión. Si no se proporciona una suficiente unión entre las paredes y el diafragma, estos se podrían separar, comenzando por los bordes de las paredes. Esta separación provoca un dramático incremento de la torsión en las paredes y podría llevar al colapso.

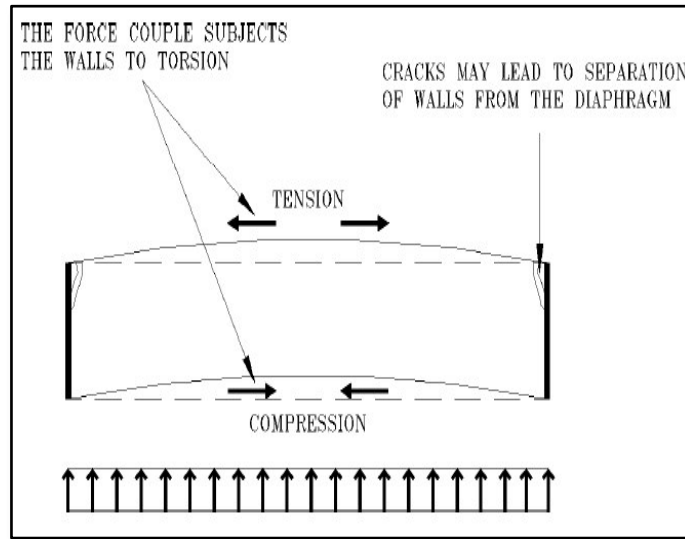


Figura 2.6.- Esquema donde se indica la acción tipo arco. Puede verse como este fenómeno somete a los extremos de las paredes a torsión

El edificio administrativo de Arvin High School en California, que sufrió un gran daño durante el terremoto de Kern Country el 21 de julio de 1952, es un buen ejemplo para este caso. Planos esquemáticos y elevaciones de este edificio se muestran en la **Figura 2.7**. Como fue documentado por Steinburgge, la deflexión de los diafragmas, causaron una separación entre el diafragma de cubierta y las paredes de esquina en el segundo piso, en la pared ubicada al oeste, al final del edificio. La acción sometió a la pared a un esfuerzo torsional muy significativo, más allá de su capacidad. (Naeim, 2001)

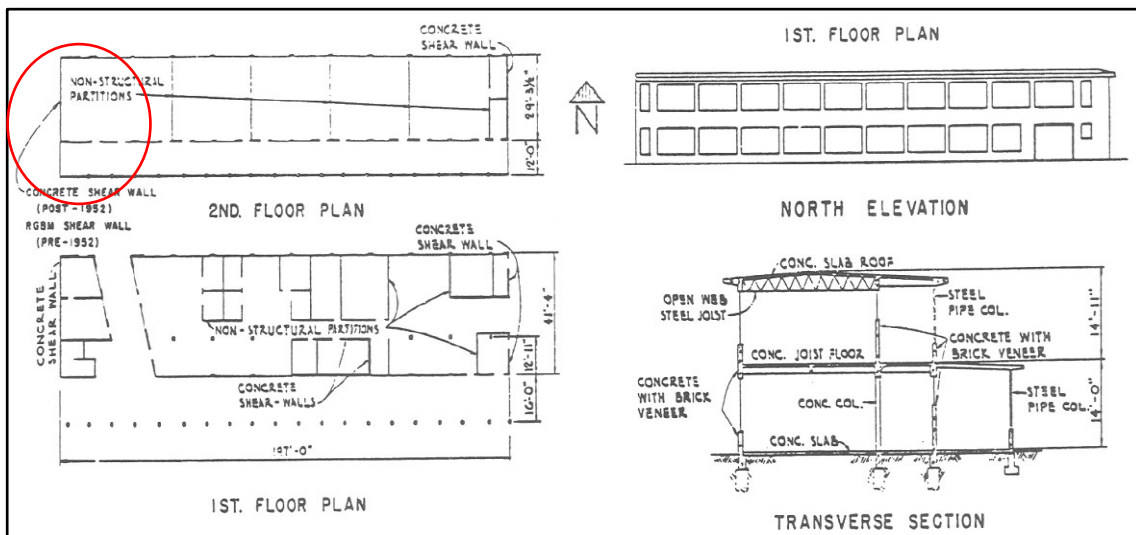


Figura 2.7.- Vista en planta y en elevación del edificio administrativo de Arvin High School

c) Cambio de rigidez entre paredes de 2 niveles adyacentes

Otro problema potencial en los diafragmas se presenta cuando existe cualquier tipo de cambio abrupto y significativo en la rigidez de la pared entre el nivel superior e inferior de un diafragma de referencia. Esto puede causar un gran esfuerzo cortante en el diafragma de piso y/o una redistribución de esfuerzos cortantes entre las paredes.

Respecto a este caso, la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011, plantea algunos coeficientes de penalización cuando la estructura presenta irregularidades en planta y/o en elevación. El propósito de los coeficientes de configuración estructural es penalizar al diseño de estructuras irregulares, debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causa un comportamiento deficiente ante la ocurrencia de un sismo, y por lo tanto, influye en la distribución de las fuerzas horizontales. Estos coeficientes incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas. (**NEC, 2011**)

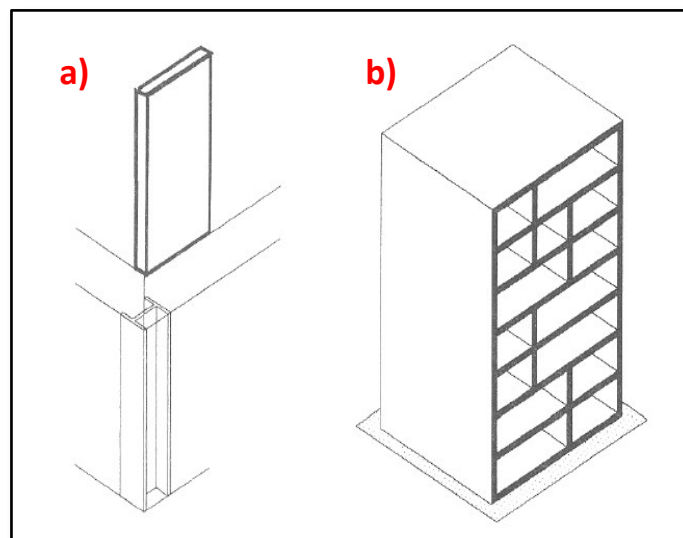


Figura 2.8.- Casos en donde se puede presentar una redistribución drástica de las fuerzas horizontales. a) Cambios abruptos en la rigidez de los elementos verticales. b) Cambios en la localización de los elementos verticales

d) Irregularidades en planta

En edificios con irregularidades en planta significativas, como un plano multiala, formas en L, H, V etc. (**ver Figura 2.8**), se debe prestar especial atención para obtener mayor precisión en los esfuerzos en las alas y los nudos. En este tipo de edificios, las deformaciones tipo abanico en las alas de los

diafragmas pueden conducir a una concentración de esfuerzos en la unión de los diafragmas (**ver Figura 2.9**). Si esta concentración de esfuerzos no es considerada, pueden aparecer serios problemas estructurales durante un evento sísmico.

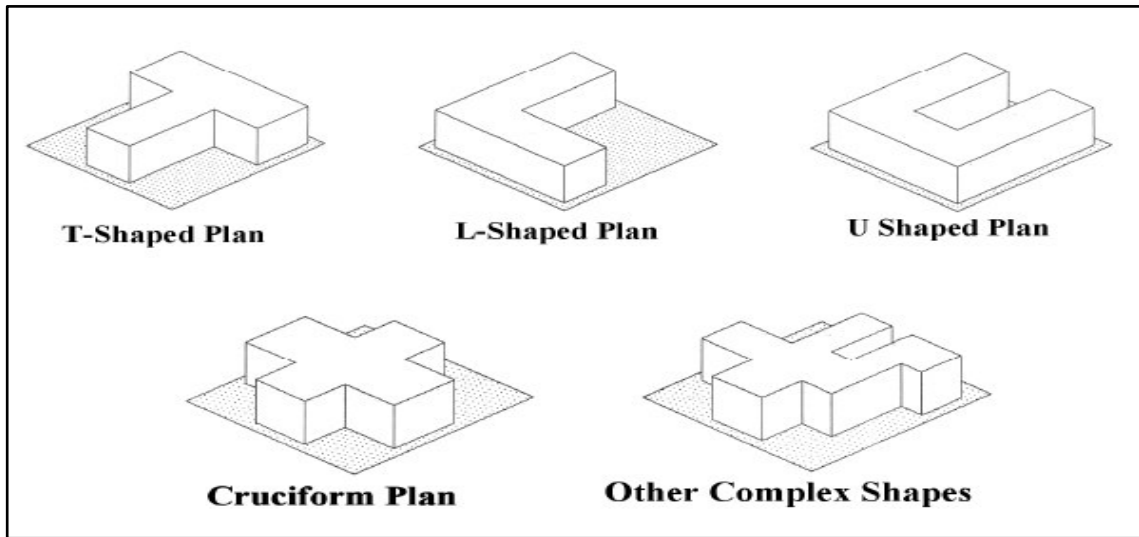


Figura 2.9.- Irregularidades en planta típicas

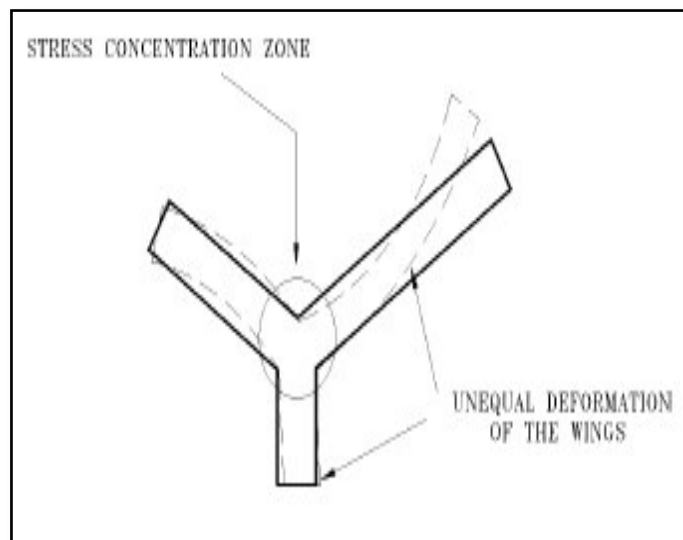


Figura 2.10.- Deformación tipo arco causada por la concentración de esfuerzos en la unión de las alas.

### e) Aberturas en planta

Otro tipo de disposición estructural en edificios, en donde diseñador debe prestar especial atención se presenta en edificaciones con aberturas amplias un uno o más pisos (**ver Figura 2.10 a**) y en edificio altos apoyados en estructuras de base amplias (**ver Figura 2.11 b**). En el último caso, la acción de la porción inferior como el cortante de base y su correspondiente redistribución de fuerzas de corte, puede someter al diafragma, localizado en la unión de las partes de baja y gran altura (y a veces un serie de diafragmas de piso por encima y por debajo de la unión) a algunas deformaciones significativas en el plano de corte.

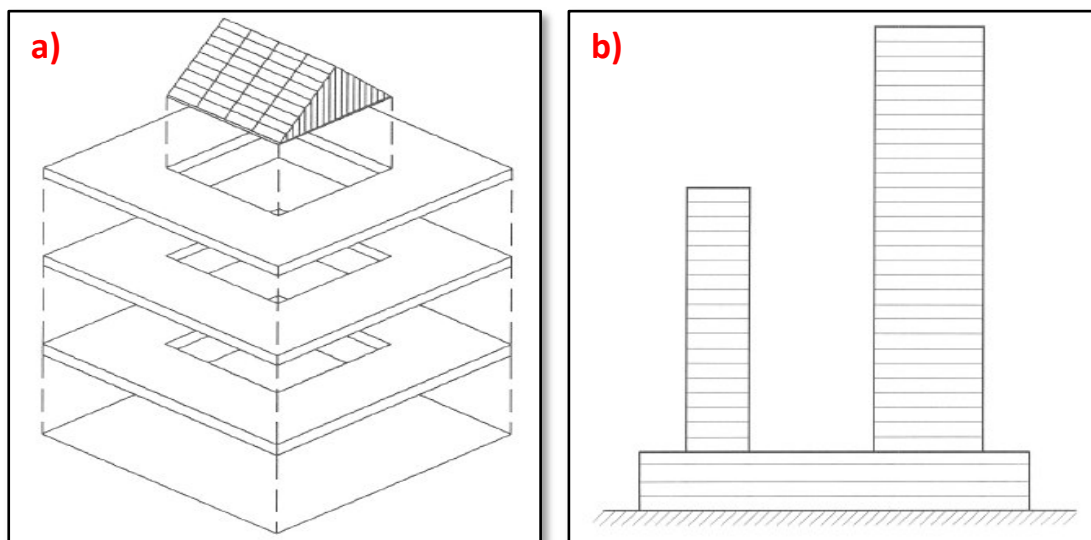


Figura 2.11.- a) Aberturas significativas en planta. b) Vista en elevación de un sistema con torres apoyadas en una misma base.

### 2.2.6. Flexibilidad de los diafragmas en los códigos de construcción.

Las recomendaciones contenidas en las normas UBC-97, ASCE 7-2010, NEC-2011 y IBC-2012, con relación a la metodología de distribución del cortante, son similares, con un grado de variación en función del detalle de la información. En general, los códigos contienen una cláusula que limita, en el plano, la deflexión de los diafragmas de piso, indicándose como premisa inicial, que la deflexión en el plano de los diafragmas no deben exceder la deflexión permisible de los elementos de apoyo. Esta deflexión permisible deberá ser la deflexión que permita que los elementos de apoyo mantengan su integridad estructural bajo la acción de las cargas de diseño.

Por su parte, las normas UBC-97 y ASCE 7-2010, establecen una recomendación para la identificación de los diafragmas flexibles en los



sistemas estructurales. Para propósitos de distribución del esfuerzo cortante y el momento torsional, esta norma limita la deformación máxima lateral del diafragma a 2 veces el desplazamiento promedio por piso del piso asociado. Superada esta condición el diafragma debe ser considerado como flexible. Esta condición puede determinarse comparando el punto medio calculado en la deflexión en planta del diafragma bajo cargas laterales, con el desplazamiento por piso de los elementos verticales colindantes resistentes a las fuerzas verticales, bajo una carga tributaria lateral equivalente. **(Ver Figura 2.12)**

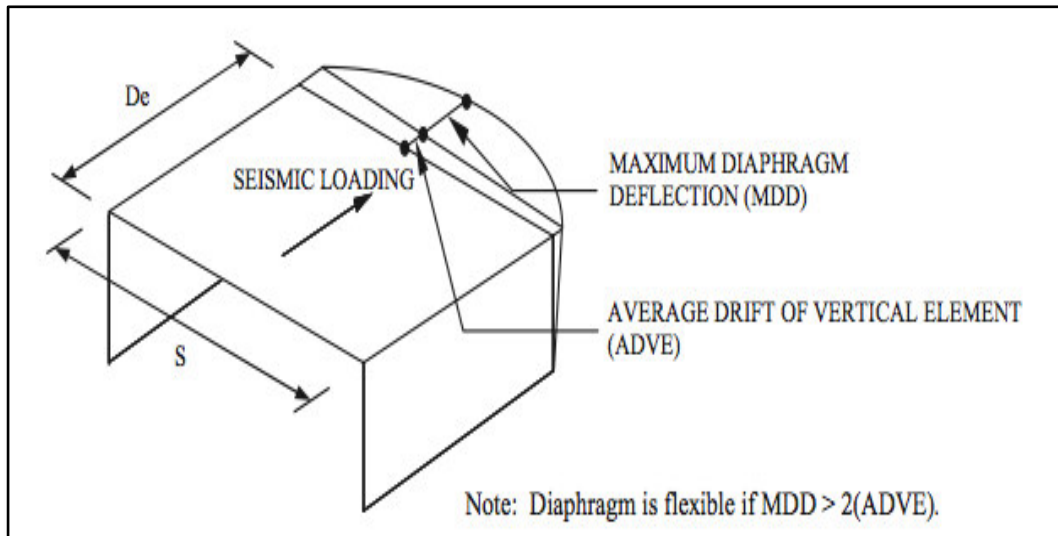


Figura 2.12.- Esquema para la determinación de la flexibilidad del diafragma (ASCE, 2010)



## **CAPITULO 3:**

# **DIAFRAGMAS FLEXIBLES**

### **3.1. INTRODUCCIÓN**

Como se ha comentado en el capítulo anterior, la capacidad de transferir las fuerzas horizontales a los elementos verticales de soporte, depende de la rigidez al cortante de los diafragmas de piso. Con miras a cumplir con el objetivo principal de esta tesina, durante este capítulo se estudia el Steel deck, en cuanto se refiere a: sus propiedades, normativa y especificaciones, su rigidez.

En el desarrollo del capítulo, en primer lugar se hace una profundización acerca de las placas colaborantes, para posteriormente realizar una explicación acerca de las hipótesis establecidas para el análisis de estos sistemas de entrepiso. Finalmente se abarca el cálculo de la rigidez de la placa colaborante ante el cortante, en función de las tablas entregadas por los fabricantes.

## 3.2. DIAFRAGMAS FLEXIBLES - ENTREPISOS MIXTOS

### 3.2.1. Generalidades

#### a) Definición y Descripción

Un entrepiso compuesto, metal – concreto, es un sistema estructural donde el acero se presenta en forma de lámina “Steel Deck”, provista de una serie de nervios que contribuyen a reforzar la resistencia junto con el hormigón, una vez que este último alcanza su resistencia. En el Ecuador existen algunas empresas que comercian con este producto, entre las cuales podemos mencionar Kubiec y Novacero con sus nombres comerciales Kubilosa y Novalosa respectivamente.

Un entrepiso mixto de placa colaborante está constituido por una placa grecada de acero sobre la cual se vierte una losa de hormigón que contiene una malla de armadura. En este tipo de losas la placa grecada sirve de plataforma de trabajo durante el montaje, de encofrado para el hormigón fresco y de armadura inferior para el entrepiso, después del endurecimiento del hormigón. (**Ver Figura 3.1**). También puede servir de arriostramiento horizontal de la estructura metálica durante la fase de montaje, siempre y cuando su fijación con ésta sea la adecuada.

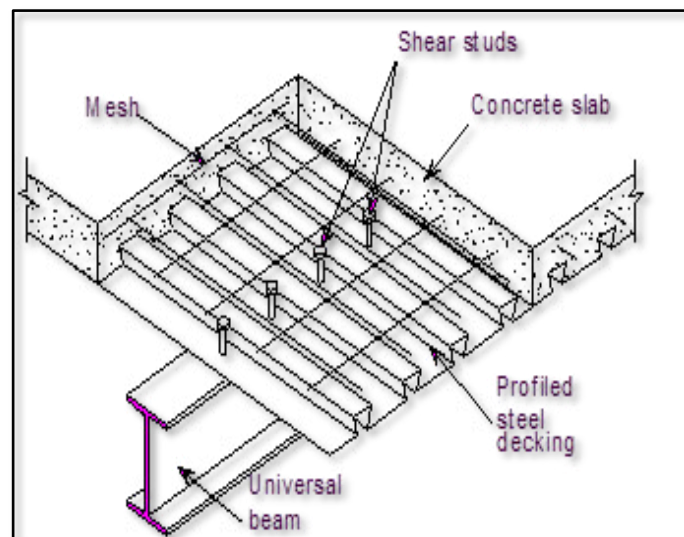


Figura 3.1.- Esquema general con los componentes de una losa compuesta

La configuración de este tipo de entrepisos, generalmente se lo realiza considerando que la placa colaborante va apoyada sobre un entramado de vigas metálicas. Esta disposición estructural, requiere una conexión adecuada

entre los elementos, de manera que se pueda impedir en el mayor grado los deslizamientos relativos entre elementos.

La conexión entre vigas metálicas y la losa compuesta se consolida a menudo mediante pernos soldados a las alas superiores de las vigas metálicas. La realización de estas uniones con soldaduras puede presentar algunas dificultades relacionadas con la corriente eléctrica necesaria, con la presencia de humedad en las superficies metálicas, así como la presencia de una protección contra la corrosión de las vigas (pintura) y de la chapa (galvanizado). Con el fin de evitar estos problemas se han desarrollado conectores cuya fijación con las vigas metálicas se realiza mecánicamente mediante pernos. Este tipo de conexión se presta particularmente para las aplicaciones con chapas grecadas, debido a que su fijación a través de éstas se puede realizar sin dificultades.

En la mayoría de losas de este tipo, las placas colaborantes son continuas sobre las vigas metálicas. Consecuentemente, las losas suelen ser continuas sobre varios vanos y requieren la disposición de una armadura superior de refuerzo para resistir los momentos negativos.

#### *b) Función de los Steel Decks*

Los forjados mixtos de chapa colaborante nervada, constituyen una tipología de losas, y como tales, deben cumplir con los mismos requerimientos que los demás, que es el de recibir las cargas aplicadas y transmitir las al resto de elementos estructurales.

Al tratarse de una losa unidireccional, las cargas verticales se transmiten a través de sus propios nervios a las vigas de borde, y de estas a los pilares. Además de estas sollicitaciones, los diafragmas de piso deben tener la capacidad de absorber también las fuerzas horizontales actuantes sobre la estructura (sismo y viento), y por consiguiente, transmitir las a los elementos verticales resistentes.

Adicionalmente, a los requerimientos resistentes, los diafragmas de piso materializan la separación entre plantas consecutivas y desempeña otras funciones, como el aislamiento entre plantas o el soporte de los acabados.

Las placas colaborantes cumplen dos funciones principales durante la construcción:

- Soportar las cargas durante el hormigonado, normalmente sin necesidad de apuntalamientos.

- Ejercer una acción colaborante con el hormigón una vez que éste ha
- Además de éstas, las placas colaborantes cumplen con otras funciones secundarias, que son tenidas en cuenta por proyectistas y constructores:
- Servir como plataforma de trabajo
- Ejercer una función de protección a la intemperie y de seguridad contra la caída de objetos.
- Estabilizan y rigidizan las estructuras durante la fase de construcción (siempre que se respeten las densidades y reparto de las fijaciones).
- Actúan como armaduras de la losa de hormigón y ayudan a prevenir su rotura.

c) Campo de aplicación

Estos sistemas de entrepiso se pueden aplicar a estructuras de edificación en que las cargas impuestas sean predominantemente estáticas o edificios industriales con forjados sometidos a cargas móviles. Las losas mixtas se pueden emplear en estructuras con cargas impuestas considerablemente repetitivas o aplicadas bruscamente y, para proporcionar un arriostramiento lateral a las vigas de acero, actuando como diafragma para resistir la acción de fuerzas horizontales

La protección estándar contra la corrosión de la chapa consiste normalmente en una capa delgada de galvanizado. Esta protección es generalmente suficiente para los usos más comunes de las losas mixtas (es decir, en atmósferas interiores secas).

De acuerdo a estas consideraciones, queda claro que este sistema estructural es aplicable a un amplio abanico de posibilidades. Entre los más comunes tenemos: Edificios industriales, almacenes, oficinas o edificios administrativos y viviendas.

### **3.2.2. Recomendaciones para el diseño de entrepisos mixtos**

Como hemos mencionado, existe una gran variedad de fabricantes de estos elementos estructurales, los cuales presentan en sus manuales, recomendaciones para el diseño de entrepisos mixtos, entre las cuales, se presenta los siguientes:

- Los sistemas de entrepiso, formados por una placa colaborante y una capa de hormigón deben ser diseñados como una losa de concreto reforzado, en donde, el Steel Deck actúe como el refuerzo positivo del sistema. (Vulcraft, 2008)
- Por solicitudes de incendio y control de vibración se recomienda fundir una losa con altura mínima de 5 cm sobre la cresta de la placa

colaborante. En el caso de que se utilice malla electro soldada por contracción y temperatura de fraguado, o refuerzo negativo, esta armadura deberá estar localizada entre 2.0 y 2.5 cm bajo el nivel superior del hormigón. (**Ver Figura 3.2) (Novacero).**

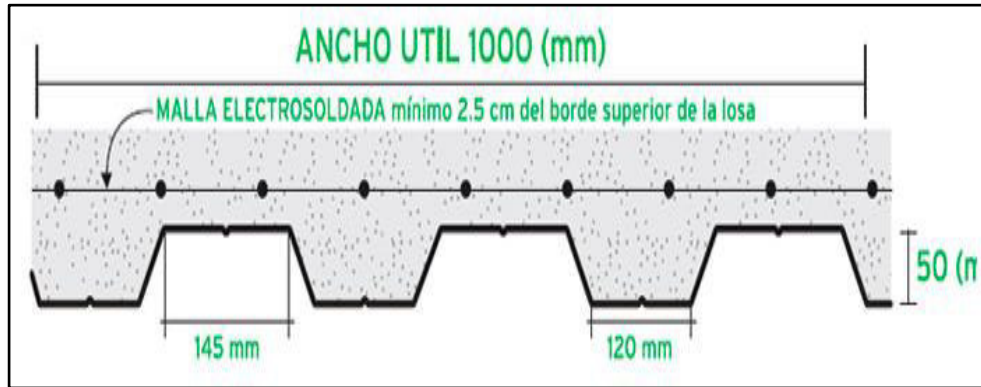


Figura 3.2.- Esquema de disposición de acero de refuerzo negativo y malla electrosoldada.

- El diseño del hormigón debe ir de acuerdo con lo establecido en la norma del ACI. En el caso del manual de Vulcraft y CMC Joist y Deck, las tablas presentadas son calculadas en función de una resistencia a la compresión del hormigón de  $f'c$  de 20 Mpa y un espesor de 5 cm sobre la cresta de la placa colaborante. Sin embargo, se indica, que la capacidad resistente de una losa compuesta no se ve afectada de manera considerable al utilizar valores de  $f'c$  mayores. Un efecto contrario se obtiene, al utilizar valores de resistencia del hormigón menores a 20 Mpa, en donde es necesario comprobar que el sistema sea resistente a las fuerzas de corte.
- El hormigón a utilizarse en el sistema debe estar libre de aditivos que contengan sales cloruros, ya que pueden corroer la placa colaborante.
- La deflexión de la placa colaborante, cuando actúa como tablero de encofrado, está limitada a un valor de  $L/180$  o 19mm, el que sea menor, donde L es la luz entre apoyos. En estos cálculos no se debe tener en cuenta las cargas de construcción ya que se consideran como temporales.
- Las placas colaborantes están diseñadas para comportarse dentro del rango elástico.
- La deflexión de la losa no debe exceder  $1/360$  de L, donde L es el claro libre bajo la acción de cargas sobrepuestas.
- El refuerzo por temperatura y retracción de fraguado puede consistir de malla electrosoldada y debe tener un área mínima de 0.0018 veces el

área de hormigón sobre la parte alta de la placa colaborante por metro de ancho. **(Novacero)**

- Cuando se usa este sistema para voladizos, se debe utilizar refuerzo adicional para absorber los momentos negativos.
- La máxima deflexión en zonas con voladizo debe ser de  $L/90$ , donde  $L$  es la longitud del volado.

### 3.2.3. Resistencia al corte y rigidez de los entresijos mixtos

Con relación a la resistencia y rigidez de los diafragmas, el SDI Diaphragm Design manual 3er Edition, ha elaborado una gran variedad de tablas, sustentadas en una copiosa serie de ensayos de laboratorio, en donde se presentan factores de seguridad ( $\Omega$ ) y resistencia ( $\Phi$ ), para varios estados límites, los mismos que dependen del estado de carga. Las tablas consideran dos categorías: sin relleno de hormigón y con relleno de hormigón.

En función de estas consideraciones, las tablas proveen la resistencia y rigidez del diafragma, basadas en una condición de 3 vanos. En esta virtud, la resistencia del diafragma depende de:

- Las propiedades mecánicas y el espesor de la placa de acero.
- El tipo de fijación, espaciamiento y combinación (suelta o tornillos).
- Longitud de la placa colaborante y espesor del recubrimiento.

En el caso de utilizar recubrimiento de hormigón, los factores adicionales a considerar son:

- El tipo de concreto, homogéneo o aligerado.
- La resistencia a compresión.

En cuanto a la rigidez, se establecen las mismas variables, pero haciendo una observación en el caso de no utilizar relleno de hormigón.

El desempeño del elemento estructural de cara a una correcta transferencia del cortante, dentro y hacia afuera del diafragma, depende en gran medida de los detalles de unión utilizados en el perímetro del elemento y de la continuidad del diafragma.

Queda claro entonces, que una instalación inapropiada puede comprometer el correcto desempeño del diafragma, es por esta razón, que el diseñador debe tomar en consideración lo especificado en la norma AWS en sus apartados D.1.1 y D.1.3, en cuanto se refiere a tornillos y soldadura respectivamente. En general, se debe aplicar lo establecido en el SDI Manual

de Construcción, donde se provee información precisa con respecto a la instalación de los paneles. (**Luttrell & Schultz, 2002**)

Con la finalidad de familiarizar al lector, con respecto a las instrucciones establecidas en el manual de diseño, a continuación se ilustran las más importantes:

a) Traslapes longitudinales

Durante el montaje de los paneles se debe traslapar, de tal manera, que el espacio superpuesto entre paneles sea el adecuado para la colocación de los conectores. Cuando las placas son instaladas por encima de correas, se requiere un traslape de 100 mm como mínimo, lo que garantiza que los elementos de fijación sean colocados a 50 mm desde el borde de la placa, como se indica en la Figura 3. (**TATA, 2013**)

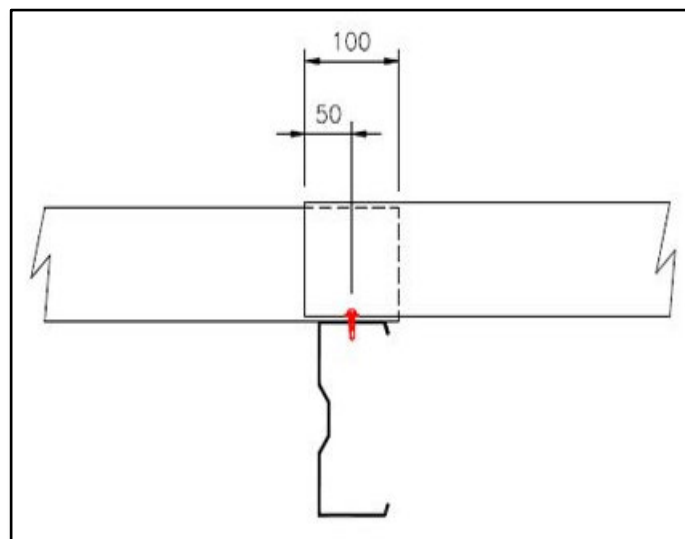


Figura 3.3.- Traslape mínimo longitudinal

Cuando las placas se instalan por encima de la estructura principal, se debe proporcionar un apoyo mayor. En este caso los bordes de la placa pueden estar a tope como se indica en la Figura 3.000. Los conectores son colocados a 50 mm del alma de la viga y a 25 mm del borde del patín superior. Por lo tanto, la superficie de apoyo mínima debe ser 150 mm.

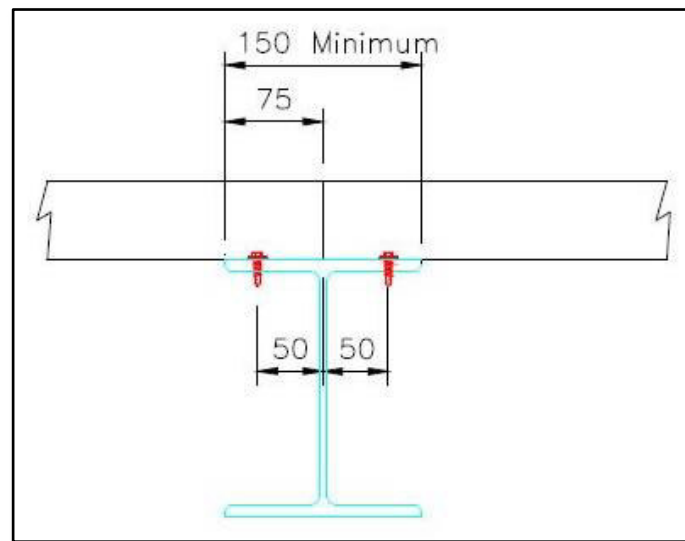


Figura 3.4.- Traslape longitudinal sobre viga principal

Con respecto al caso anterior, es necesario notar, que los fabricantes presentan tolerancias en longitud durante la fabricación, hecho que debe ser considerado durante el detallado:

- Hasta 3000 mm = + 10 mm / - 5 mm
- Más de 3.000 mm = + 20 mm / - 5 mm

Por lo tanto basado en la tolerancia superior, se requiere una superficie de apoyo mínimo de 170 mm, como se indica en la **Figura 3.5**



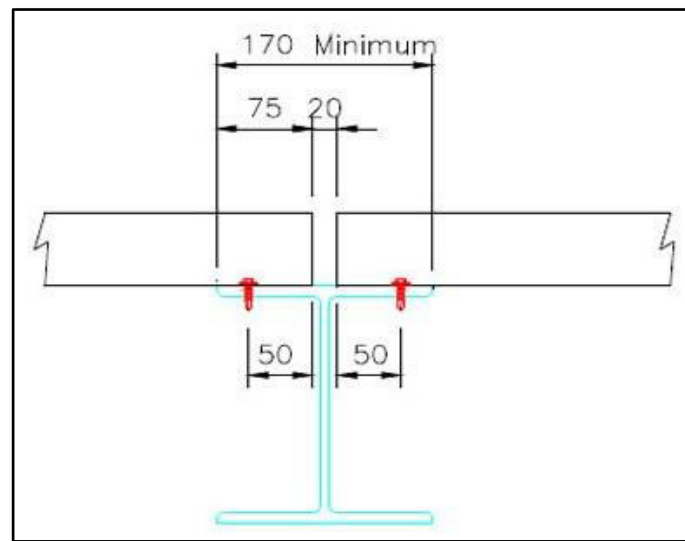


Figura 3.5.- Traslape longitudinal incluyendo la tolerancia de fabricación (TATA, 2013)

b) Traslapes transversales

Los bordes superpuestos de los paneles deben estar en estrecho contacto para permitir una excentricidad mínima de los sujetadores en el traslape. Cuando se realiza este tipo de traslapes se deben utilizar conectores en el perímetro para garantizar la transferencia del cortante a los largo de este segmento. (Figura 3.6 (Kubiec))

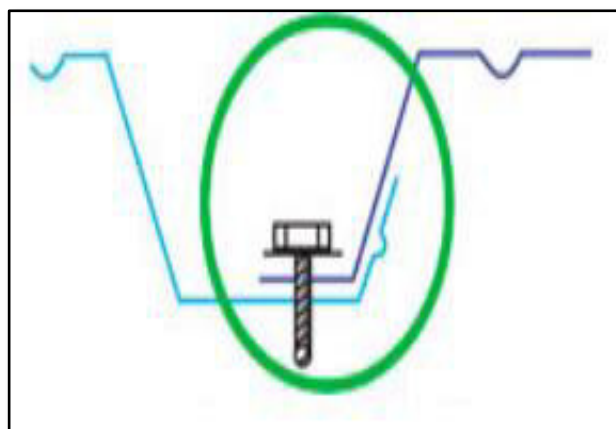


Figura 3.6.- Detalle del traslape transversal (Kubiec)

### 3.3. RIGIDEZ DE LOS DIAFRAGMAS FLEXIBLES

Con la finalidad de determinar la rigidez que aportan los sistemas de piso compuestos, el SDI Diaphragm Design manual 3er Edition, presenta una metodología basada fórmulas y en valores tabulados obtenidos experimentalmente. Esta metodología ha sido adoptada por varios fabricantes a nivel mundial como es el caso de *Vulcraft* y *CMC Joist y Deck*. Se recalca, que para el caso de las placas colaborantes con relleno de hormigón, las tablas consideran un hormigón con  $f'c=20$  Mpa, y una capa de relleno de 50 mm para sistemas de piso compuestos, y 38 mm para sistemas de piso no compuestos.

Por otro lado, como línea fundamental de este trabajo, queda claro que la rigidez que caracteriza el comportamiento de los diafragmas de piso/cubierta se refiere a la rigidez al cortante. De ese modo, con la finalidad de cumplir con el objeto de esta tesina, se aplicará esta metodología, la misma que se explica a continuación.

#### 3.3.1. Determinación de la rigidez.

Con la finalidad de determinar la rigidez al cortante de los paneles, los fabricantes de estos elementos, basados en la metodología del SDI Diaphragm Design manual 3er Edition, presentan formulaciones que obtener este valor. En el caso del manual de *CMC Joist y Deck* se presenta la **expresión 3.1**.

$$G' = \frac{k_2}{k_4 + 3k_1L_v} + k_3 \quad [3.1]$$

En donde,

- $G'$  corresponde a la rigidez al cortante (Kips/in)
- $K_1, K_2, K_3, K_4$  son coeficientes de cada tipo de panel. Estos se encuentran detallados en los manuales de cada fabricante.
- $L_v$  es la longitud en sentido de la dirección del panel (ft)

Una vez obtenida la rigidez, se procede a obtener la deflexión del sistema utilizando la **expresión 3.2. (Vulcraft, 2008)**

$$\delta = \frac{wl^2}{8xBxG'} \quad [3.2]$$

En donde,

- $\delta$  es la deflexión del panel (in).
- $w$  es la fuerza horizontal distribuida por unidad de longitud (Kips/ft).

- $L$  es la longitud de aplicación de la fuerza horizontal (Ft).
- $B$  es la longitud transversal (ft).
- $G$  es la rigidez del panel (Kips/in).

En la **Figura 3.7** se ilustra en un gráfico el significado de cada variable.

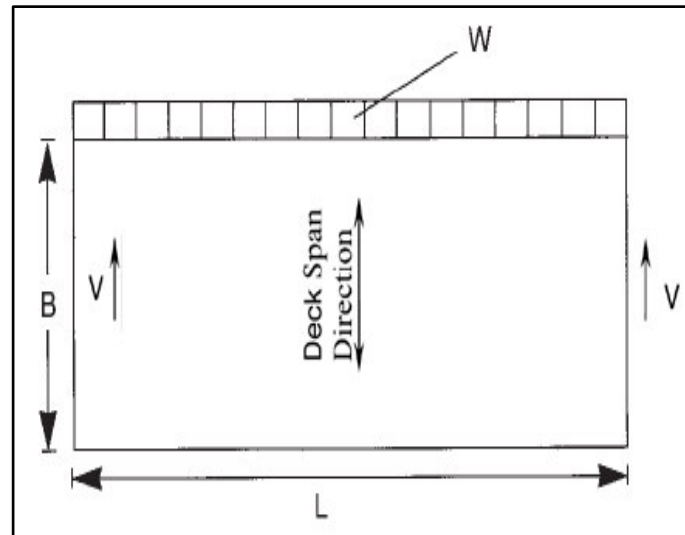


Figura 3.7.- Esquema ilustrativo de las variables de cálculo.

### 3.4. COMPORTAMIENTO DE LOS DIAFRAGMAS FLEXIBLES

Para iniciar el estudio acerca del comportamiento de los diafragmas flexibles, partimos de la rigidez aportada al sistema por los diafragmas para de allí obtener el comportamiento del diafragma específico. Partiendo de estos valores, y como se concluye más adelante en este trabajo, aplicando el Método de la Rigidez y el de las flexibilidad, se logra demostrar que los resultados obtenidos son similares.

La metodología aplicada para el cálculo de la rigidez del panel, es la explicada en el numeral 3.3.1.

En la **Figura 3.8** se presenta un plano isométrico que muestra a un diafragma flexible, sustentado por pórticos y conformado por paneles de relativa flexibilidad. De manera ilustrativa, se ha impuesto al diafragma una sollicitación de fuerzas laterales “w”, que puede ser provocado por la acción del viento o del sismo. Respecto a las variables “a1”, “a2” y “b”, las dos primeras corresponden a la distancia interpórtico; y “b” representa la anchura del diafragma.

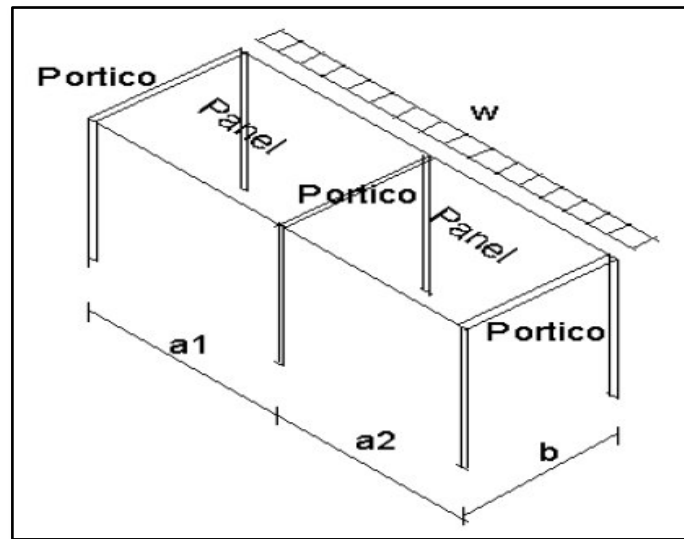


Figura 3.8.- Esquema general de un sistema estructural pórticos-paneles

### 3.4.1. Hipótesis de comportamiento

Debido a las características geométricas de los diafragmas, los paneles que lo conforman pueden ser modelados como vigas pared, debido a que son muy peraltados respecto a la luz del elemento. **(Ver Figura 3.9). (Soler de la Cruz & Pino Velázquez, 2012)**

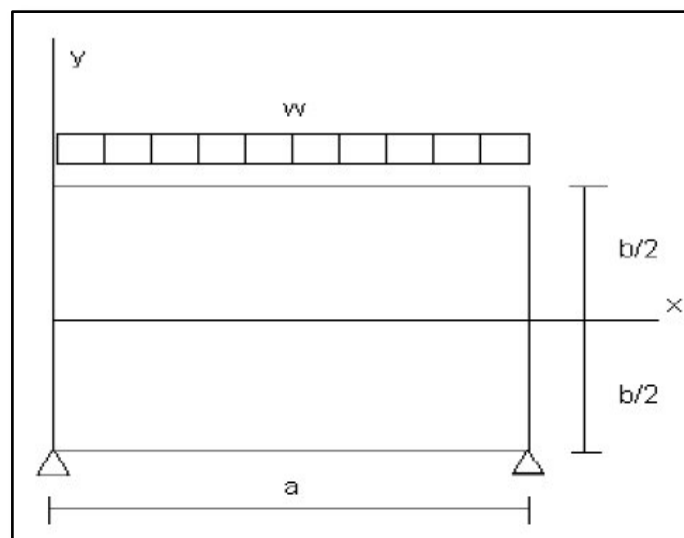


Figura 3.9.- Esquema del modelo planteado para el análisis de los diafragmas

Como se sabe, las vigas simples o de Bernoulli se comportan, con respecto a su desplazamiento, de acuerdo a la ecuación de la elástica, donde

el dominio de la flexión (representada por el momento flector) es prácticamente total. Por lo tanto, esta tipología de vigas, responden a la siguiente ecuación diferencial (**ver expresión 3.3**):

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{E \cdot I} \quad [3.3]$$

En donde,

- $M(x)$  es la Ley de variación del momento flector
- $E \cdot I$  Rigidez a la flexión

Las vigas pared se ven dominadas por el cortante; por lo tanto, su relación diferencial con el desplazamiento se indica en la **expresión 3.4**:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{V(x)}{G \cdot A} \quad [3.4]$$

En donde,

- $V(x)$  es la Ley de variación del cortante
- $G \cdot A$  Rigidez a la distorsión o cortante

Para el caso de análisis, la ecuación del cortante se presenta en la **expresión 3.5**:

$$V(x) = w \cdot \left( \frac{a}{2} - x \right) \quad [3.5]$$

Reemplazando la ecuación 3.5 en 3.4 e integrando, tenemos (**ver expresión 3.6**):

$$y(x) \cdot G \cdot A = \frac{w}{2} \cdot (ax - x^2) + C \quad [3.6]$$

En donde,

- $C$  es la constante de integración

Reemplazando en la ecuación 3.6  $x=0$ , entonces  $y=0$ , y por lo tanto,  $c=0$ , quedando finalmente como se indica en la **expresión 3.7**:

$$y(x) \cdot G \cdot A = \frac{w}{2} \cdot (ax - x^2) \quad [3.7]$$

Para determinar la deflexión en el punto medio del vano, reemplazamos en la ecuación 3.7 ( $x=a/2$ ), con lo que obtenemos: (**ver expresión 3.8**).

$$y\left(\frac{a}{2}\right) = \frac{w \cdot a^2}{8 \cdot G \cdot A} \quad [3.8]$$

Normalmente, la rigidez al cortante “GA” se expresa como “G’b”, debido, por un lado, a que el espesor es muy pequeño con relación a su longitud pudiendo considerarse como despreciable; y por otro lado, que G’ es obtenido de las tablas elaboradas por los fabricantes. Aplicado este procedimiento tenemos la ecuación para la deflexión: (**expresión 3.9**):

$$y\left(\frac{a}{2}\right) = \frac{w \cdot a^2}{8 \cdot G' \cdot b} \quad [3.9]$$

Como podemos ver, la ecuación 3.9 es idéntica a la ecuación 3.2 obtenida del manual de Vulcraft.

Específicamente, cuando se trata de un voladizo con una carga concentrada en su extremo, aplicando un proceso de deducción idéntico al anterior, tenemos (**expresión 3.10**):

$$y(a) = \frac{P \cdot a}{G' \cdot b} \quad [3.10]$$

# CAPITULO 4:

## MÉTODOS DE ANÁLISIS

### 4.1. INTRODUCCIÓN

Una vez, se han explicado los lineamientos respecto a los diafragmas de piso/cubierta, haciéndose una profundización al respecto de los diafragmas flexibles, en este capítulo se procede con la presentación del Método de la rigidez, o también conocido como el método de los desplazamientos, y el método de las flexibilidades, o también conocido como el método de las fuerzas. A partir de la explicación que se realizará en el presente capítulo, el lector tendrá un mayor conocimiento acerca del procedimiento aplicado para cumplir con el objetivo de esta tesis.

En virtud de lo indicado en el párrafo inmediato anterior, el objetivo del presente capítulo, es realizar una explicación general acerca de los dos métodos, y posteriormente aplicarlo a un ejemplo de análisis.

El capítulo inicia realizando un estudio acerca del método de los desplazamientos, para posteriormente estudiar el método de las flexibilidades.

Una vez, se concluya con la presentación de los métodos, se aplicará este procedimiento en un ejemplo ilustrativo acerca de diafragmas flexibles, buscando determinar el comportamiento del sistema estructural en función de la rigidez del panel. De esta manera determinaremos la forma en que el cortante es distribuido hacia cada elemento vertical resistente. Finalmente, se realizará un estudio comparativo de los resultados obtenidos a través de cada método.

## 4.2. EL MÉTODO DE LOS DESPLAZAMIENTOS

El método de los desplazamientos es el método más utilizado para el análisis de estructuras, debido a su fácil sistematización e implementación en computadoras, además, de su versatilidad para tratar condiciones de contorno generales y distintas no-linealidades (geométricas y materiales). Al contrario del método de la flexibilidad, en este método no se tiene que realizar una selección de redundantes y no se tiene que especificar ni aun saber si la estructura es estáticamente determinada o indeterminada.

Cuando una estructura se está analizando con el método de los desplazamientos o de las rigideces, los desplazamientos de los nudos (traslaciones y rotaciones) se tratan como incógnitas. Se escriben ecuaciones de equilibrio para cada nudo de la estructura en términos de (1) las cargas aplicadas, (2) las propiedades de los miembros que concurren en el nudo y (3) los desplazamientos desconocidos del nudo. El resultado es el conjunto de ecuaciones algebraicas lineales que pueden resolverse simultáneamente para los desplazamientos del nudo. Entonces estos desplazamientos se usan para determinar las fuerzas internas de la barra y las reacciones en los apoyos. **(McCormac, 2011)**

### 4.2.1. Proceso de cálculo

Con la finalidad de ilustrar la aplicación del método de los desplazamientos, consideremos el esquema presentado en la **Figura 4.1:**



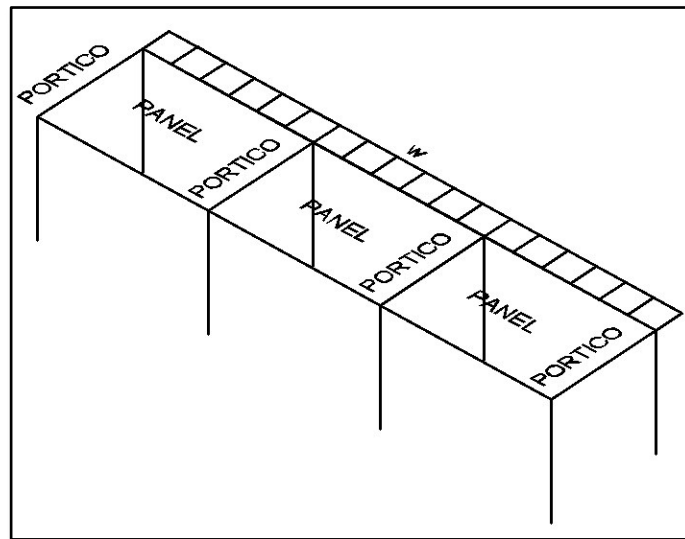


Figura 4.1.- Esquema general de un sistema de piso.

Como se ha mencionado en el capítulo anterior, en el numeral 3.4.1, el análisis del panel se lo realiza como una viga peraltada. (**Soler de la Cruz & Pino Velázquez, 2012**). En esta virtud, el modelo de análisis sería el presentado en la **Figura 4.2**:

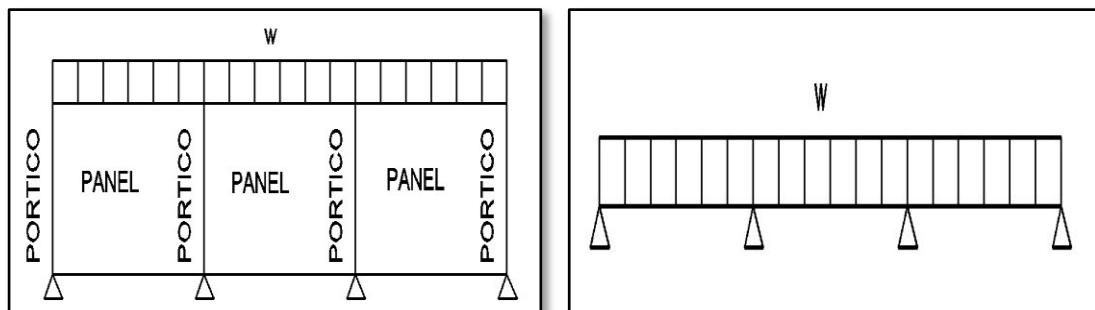


Figura 4.2.- Modelo simplificado de análisis

La ecuación matricial del método de los desplazamientos es viene definida por la **expresión 4.1**:

$$\{P\} = [K] \cdot \{Z\} \quad [4.1]$$

En donde,

- P es el vector de cargas nodales

- Z es el vector de los desplazamientos de los nodos en la dirección de las ligaduras Rigidez a la distorsión
- K representa la matriz global de la estructura

Cada subelemento de la estructura, presenta una relación constitutiva, que viene definida por la **expresión 4.2**, de la siguiente manera:

$$\{p\} = [k] \cdot \{z\} \quad [4.2]$$

En donde,

- p es el vector de las fuerzas en las ligaduras (Fuerza repartida elemento vertical resistente)
- z es el vector de los desplazamientos de los nodos en la dirección de las ligaduras Rigidez a la distorsión
- k representa la matriz de rigidez del elemento vertical resistente analizado.

Para determinar la matriz de rigidez general, procedemos a imponer desplazamientos unitarios en las ligaduras, tal como se ve en la **Figura 4.3**:

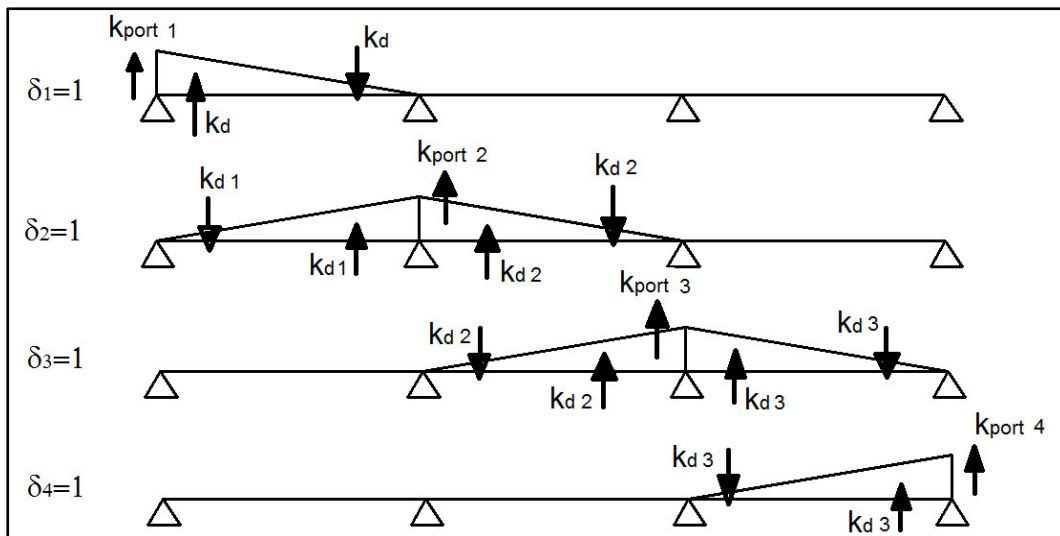


Figura 4.3.- Esquema del sistema con los desplazamientos unitarios impuestos

En donde,

- $k_{port}$  representa la rigidez del elemento vertical resistente
- $k_d$  representa la rigidez al cortante del panel

A partir de lo indicado en la Figura 4.3, obtenemos la matriz de rigidez global del sistema, tal como se indica en la **expresión 4.3**:

$$K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{21} & k_{31} \\ k_{12} & k_{22} & k_{32} \\ k_{13} & k_{23} & k_{33} \end{bmatrix} \quad [4.3]$$

Aplicando la estática, procedemos con el cálculo del vector de cargas nodales  $P$ , y a partir de esto determinamos el desplazamiento en los nodos, tal como se ve en la **expresión 4.4**:

$$[k]^{-1} \cdot P = \{Z\} \quad [4.4]$$

Una vez determinada la matriz de desplazamientos nodales, se procede con el cálculo de las fuerzas en las ligaduras, como se indica en la **expresión 4.5**:

$$\{p\} = [k_{port}] \cdot \{Z\} \quad [4.5]$$

En donde la matriz  $K_{port}$  viene definido por la **expresión 4.6**:

$$K = \begin{bmatrix} k_{port 1} & 0 & 0 \\ 0 & k_{port 2} & 0 \\ 0 & 0 & k_{port 3} \end{bmatrix} \quad [4.6]$$

#### 4.2.2. Ejemplo ilustrativo

Considérese el sistema estructural de la **Figura 4.4**, formado por 4 diafragmas flexibles de rigidez " $K_d$ " soportados por tres pórticos de rigidez " $k_{port}$ ". En cuanto a la rigidez de los pórticos, ésta fue evaluada por la vía normal con la ayuda de cualquier programa de cálculo estructural. Por otro lado, la rigidez de los paneles fue obtenida con el procedimiento indicado en el numeral 3.3.1. Para éste caso, considérese que los extremos del diafragma reposan en paredes de concreto o mampostería que se consideraran infinitamente rígidas para los efectos del cálculo. La anchura del diafragma y el espaciamiento entre los pórticos son conocidas así como la carga lateral actuante producto del viento. Obtener los desplazamientos y fuerzas en los pórticos.

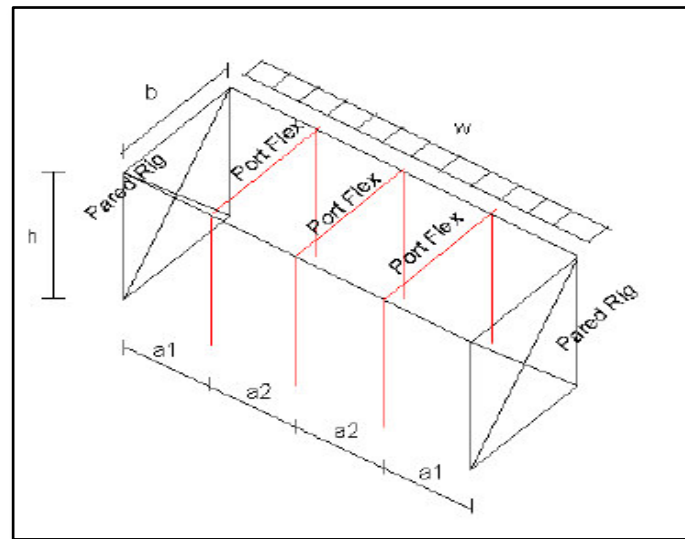


Figura 4.4.- Ejemplo de Cálculo

Los datos del problema se presentan en la **Tabla 4.1:**

a1	30	ft
a2	40	ft
w	500	Lbf/ft
b	60	ft
h	12	ft
kport	10	Kip/in
G´	20	Kip/in

Tabla 4.1.- Datos del problema

Iniciamos, determinando la rigidez “Kd” de los paneles del sistema estructural. Para el cálculo de la rigidez, se asume la condición más desfavorable para el panel, considerándolo como un volado; en consecuencia, se utiliza la expresión 3.10. Aplicamos un desplazamiento unitario  $y(a)=1$ , y despejamos P, con lo que obtenemos la rigidez del panel (**ver Figura 4.5**):

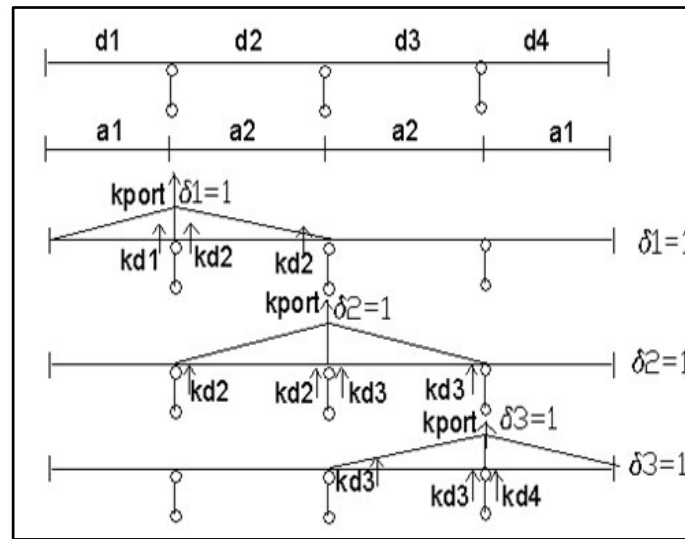


Figura 4.5.- Esquema del análisis realizado

Los valores calculados de la rigidez de los paneles se presentan en la **Tabla 4.2.**

Kd1=	40	Kip/in
Kd2=	30	Kip/in
Kd3=	30	Kip/in
Kd4=	40	Kip/in

Tabla 4.2.- Ejemplo 1 – Rigidez de los paneles

Procedemos con la obtención de la matriz de rigidez del sistema, de acuerdo a lo indicado en el numeral 4.3. (**Ver expresión 4.7**). Cabe indicar, que debido a que en los extremos los paneles se encuentran asentados sobre paredes infinitamente rígidas, estos elementos son indeformables, y por lo tanto no se aplica un desplazamiento unitario. El cálculo del cortante absorbido por estas paredes, se encuentra indicado más adelante.

$$K = \begin{bmatrix} 80 & -30 & 0 \\ -30 & 70 & -30 \\ 0 & -30 & 80 \end{bmatrix} \quad [4.7]$$

Obtenemos el vector de cargas nodales en las ligaduras del sistema, según su área de influencia (**ver expresión 4.8**):

$$P = \begin{bmatrix} 17.5 \\ 20 \\ 17.5 \end{bmatrix} \text{ Kip} \quad [4.8]$$

Obtenemos el vector de desplazamientos nodales, aplicando la expresión 4.4, con lo que tenemos (**ver expresión 4.9**):

$$Z = \begin{bmatrix} 0.480 \\ 0.697 \\ 0.480 \end{bmatrix} \text{ in} \quad [4.9]$$

A partir de estos valores, y aplicando la expresión 4.5 obtenemos el vector de fuerzas en las ligaduras (**ver expresión 4.10**):

$$p = \begin{bmatrix} 4.803 \\ 6.974 \\ 4.803 \end{bmatrix} \text{ Kip} \quad [4.10]$$

En función de los valores obtenidos, se procede con la obtención de la fuerza absorbida por las paredes infinitamente rígidas, a través de la **expresión 4.11**:

$$F_{pared} = \frac{(w*(2a_1+2a_2)-(F_1+F_2+F_3))}{2} \quad [4.11]$$

Con lo que obtenemos (**ver expresión 4.12**):

$$F_{pared} = \begin{bmatrix} 26.71 \\ 26.71 \end{bmatrix} \text{ Kip} \quad [4.12]$$

### 4.3. EL MÉTODO DE LAS FLEXIBILIDADES

En este método, llamado también de las fuerzas o de las compatibilidades, las redundantes (ligaduras en exceso) se escogen y eliminan de la estructura, de modo que quede una estructura estable y estáticamente determinada. Se plantea una ecuación de compatibilidad de deformaciones en cada sección de la que se ha excluido una redundante. Estas ecuaciones se escriben en términos de las redundantes, y las ecuaciones resultantes se resuelven para los valores numéricos de esas redundantes. Una vez conocidas éstas, las fuerzas internas restantes, los momentos etc., pueden determinarse por medio de la estática.

#### 4.3.1. Proceso de cálculo

Los pasos que intervienen en el análisis de una estructura estáticamente indeterminada, son los siguientes:

1. Se selecciona un número suficiente de redundantes, en función del grado de hiperestaticidad de la estructura, y se les retira de la estructura para hacerla estáticamente determinada. La estructura restante, que con frecuencia se la llama estructura primaria o sistema base, debe ser

cinemáticamente invariable. El problema consiste en adecuar el “Sistema Base” a las condiciones de la estructura real. Esto es posible a partir de la aplicación del Principio de superposición de efectos.

La determinación del grado de hiperestaticidad viene definido por la **expresión 4.13** para el caso de pórticos: (**Ramirez Valverde, 2000**)

$$g.h = 3m - a \quad [4.13]$$

En donde,

- $g.h$  es el grado de hiperestaticidad.
- $m$  es el número de marcos cerrados
- $a$  el número de articulaciones

El número de marcos cerrados viene determinado por la **expresión 4.14:**

$$m = b - n + 1 \quad [4.14]$$

En donde,

- $b$  es el número de barras, incluidas las ficticias
- $n$  es el número de nodos

2. Se determinan las reacciones de apoyo de la estructura.
3. Se aplica un valor unitario a la estructura primaria en el plano y en la dirección de una de las redundantes y se determina la deformación en esa redundante y en cada una de las otras redundantes. Por ejemplo, se calcula la deflexión debida a una carga unitaria en el punto 1 y se le rotula como  $\delta_{1,1}$ , la deflexión en el punto 2 debida a una carga unitaria en el punto 1 se rotula como  $\delta_{2,1}$ , etc. Se sigue este mismo procedimiento con un valor unitario de una redundante aplicada a cada una de las otras posiciones de las redundantes.

A los desplazamientos debidos a la carga unitaria se les llama *coeficientes de flexibilidad*. El desplazamiento real en el nudo 1 debido a la redundante  $R_1$  es  $R_1$  por la deflexión causada por una carga unitaria que actúe ahí, es decir,  $R_1 * \delta_{1,1}$ ; el desplazamiento en el nudo 2 debido a  $R_1$  es  $R_1 * \delta_{2,1}$ , etcétera.

4. Se calculan los desplazamientos relativos  $d_{ij}$  entre los puntos de aplicación de cada redundante producidos por la sollicitación externa en el sistema base.

5. Se plantean las ecuaciones de compatibilidad o canónicas para cada uno de los desplazamientos relativos en la estructura real, obteniendo de este modo un sistema de ecuaciones en el que las incógnitas son las redundantes (fuerzas). Existirán tantas ecuaciones canónicas, según cuantas redundantes existan en el problema, y viene definida por las **expresiones 4.15:**

$$\begin{aligned}\delta_{1.1}X_1 + \delta_{1.2}X_2 \dots \delta_{i,n}X_n + \Delta_{1P} &= 0 \\ \delta_{2.1}X_1 + \delta_{2.2}X_2 \dots \delta_{i,n}X_n + \Delta_{2P} &= 0 \\ \delta_{3.1}X_1 + \delta_{3.2}X_2 \dots \delta_{i,n}X_n + \Delta_{nP} &= 0\end{aligned}\quad [4.15]$$

En donde,

- $\delta_{i,j}$  es el desplazamiento en la dirección de la ligadura 1 debido a la acción de la fuerza j
- $\Delta_{iP}$  es el desplazamiento en la dirección i debido a la carga externa.
- $X$  son fuerzas; en realidad son las reacciones que corresponden las ligaduras redundantes.

Para el cálculo de los desplazamientos  $d_{ij}$  se puede aplicar cualquier procedimiento ya sea el método de los trabajos virtuales, el procedimiento de la viga conjugada o la fórmula de Mohr, para el desarrollo de este trabajo se aplicará la fórmula de Mohr. Si bien es cierto, esta fórmula contiene los términos de Momento, carga axial y fuerza cortante, en este trabajo el efecto analizado es el cortante, y en consecuencia se utilizará únicamente este término, el mismo que se ilustra con la **expresión 4.16:**

$$\delta_{ij} = \sum \left( n * \int \frac{V_i V_j}{G'b} d_x \right) \quad [4.16]$$

$$GA = G'b$$

En donde,

- $d_{ii}$  es el desplazamiento del punto i, originado por el sistema de cargas m.
- $V_i, V_j$  cortante unitario en i y en j
- $n$  Coeficiente que depende de la forma de la sección transversal. Como una simplificación al problema, en el caso



de la placa colaborante, se ha considerado este valor igual a 1.

- $G$  Módulo de cortante en términos de fuerza sobre unidad área.
- $G'$  Para el caso de las placas colaborantes, debido a que el espesor es despreciable, este término viene en términos de fuerza sobre unidad de longitud.
- $A$  es el área de cortante
- $b$  longitud de sección donde se transita el cortante.
- $d_x$  diferencial de la longitud analizada

Para el cálculo de los desplazamientos  $\Delta_{ip}$  se aplica igualmente la fórmula de Mohr, en lo referente al cortante (**expresión 4.17**):

$$\Delta_{ip} = \sum \left( n * \int \frac{V_i \cdot V_p}{G' b} d_x \right) \quad [4.17]$$

Una vez que se han determinado los diagramas, tanto para la fuerza unitaria, cuanto para la fuerza real, se aplica el procedimiento de superposición de efectos en la fórmula de Mohr, y se aplica el Teorema de Vereshiaguin. En los puntos en donde corresponda, es necesario considerar la rigidez de los pórticos.

6. Se resuelve el sistema de ecuaciones anterior.
7. Una vez calculadas las redundantes, el sistema que originalmente es hiperestático, se convierte en isostático y el análisis del mismo se puede completar con las ecuaciones de la estática.

Para ilustrar este procedimiento se considera el pórtico de la **Figura 4.1**, que de manera general se presenta en la **Figura 4.6 a)**, y de manera simplificada para proceder con la obtención del grado de indeterminación la **Figura 4.6 b)**.

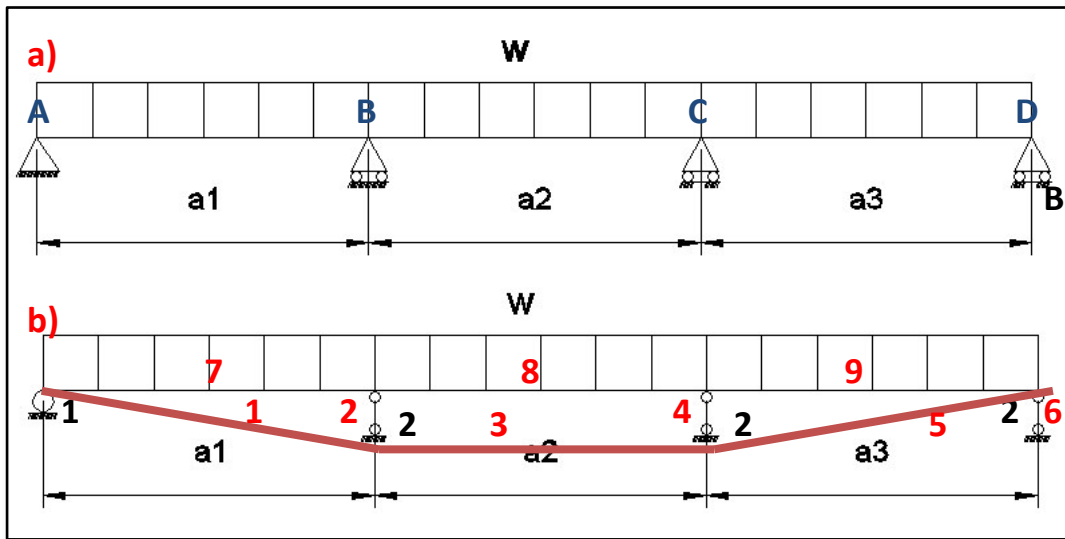


Figura 4.6.- Esquema de análisis a) General. b) Simplificado.

Con la finalidad de aplicar las expresiones 4.13 y 4.14 en la figura 4.6 b) se ha indicado con color rojo el número de barras (incluidas las ficticias), y con negro la cantidad de articulaciones en cada apoyo. De esta manera tenemos

$$m = 9 - 7 + 1 = 3$$

$$g.h = 3(3) - 7 = 2$$

Como podemos ver, 2 son los grados de hiperestaticidad de la estructura planteada. Para poder resolver el problema, es necesario eliminar 2 ligaduras, y reemplazarlas por una fuerza unitario, procurando que el sistema quede siempre cinemáticamente invariable; de esta manera, obtenemos el sistema base tal como se muestra en la **Figura 4.7 a) y b)**.

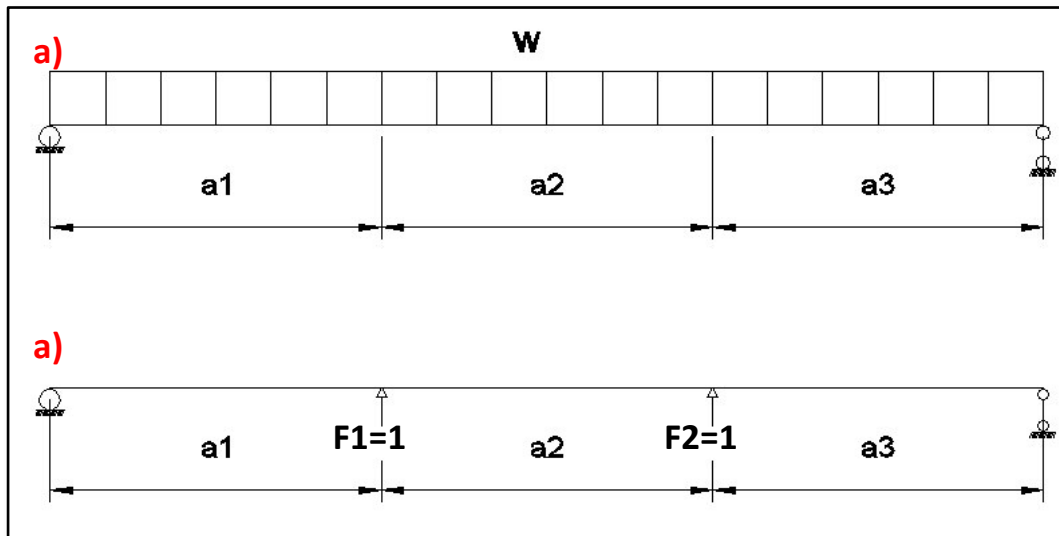


Figura 4.7.- Sistema Base a) Para el sistema de cargas externas, b) para el sistema de cargas unitarias impuestas

Entonces se describen ecuaciones para la deformación total en cada uno de los puntos. Puede verse que estas ecuaciones se expresarán en términos de todas las redundantes. Esto significa que cada redundante afecta a los desplazamientos asociados con cada una de las otras redundantes.

Ahora podemos escribir una expresión para la deformación en cada uno de los nudos. (**expresiones 4.18, 4.19**).

Como se supone que esta viga tiene apoyos que no se asientan, estos valores son cada uno de ellos iguales a cero.

$$\delta_{1.1}X_1 + \delta_{1.2}X_2 + \Delta_{1P} = 0 \quad [4.18]$$

$$\delta_{2.1}X_1 + \delta_{2.2}X_2 + \Delta_{2P} = 0 \quad [4.19]$$

Estas ecuaciones pueden ponerse en forma matricial como sigue (**expresión 4.20**):

$$\begin{bmatrix} \delta_{1.1} & \delta_{1.2} \\ \delta_{2.1} & \delta_{2.2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \delta_{1P} \\ \delta_{2P} \end{Bmatrix} = 0 \quad [4.20]$$

Que de manera matricial puede ponerse como sigue (**expresión 4.21**):

$$\{\delta_p\} + [F]\{X\} = 0 \quad [4.21]$$

En donde,

- $\{\delta_p\}$  es un vector de desplazamientos debidos a las cargas impuestas.
- $[F]$  es una matriz de coeficientes de flexibilidad.
- $\{X\}$  es un vector de fuerzas en la posición de las redundantes.

Una vez que se han determinado las fuerzas redundantes  $X$ , se procede al análisis de la estructura a través de la estática. (**Soler de la Cruz & Pino Velázquez, 2012**).

### 4.3.2. Ejemplo ilustrativo

En este numeral, procederemos al análisis del ejercicio indicado en la figura 4.4, mediante la aplicación del método de las fuerzas o flexibilidades.

Iniciamos determinando el grado de hiperestaticidad del sistema, a través de las expresiones 4.13 y 4.14, tal como se muestra en la **Figura 4.8**. En rojo se encuentran las articulaciones y en azul el número de barras.

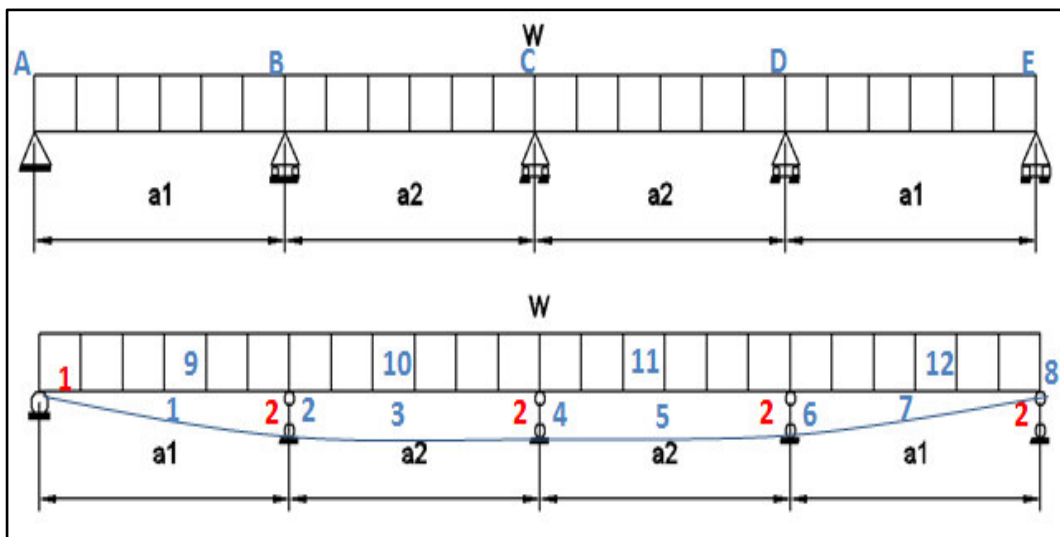


Figura 4.8.- Esquema de análisis para determinar el grado de hiperestaticidad.

$$m = 12 - 9 + 1 = 4 \quad [4.22]$$

$$g.h = 3(4) - 9 = 3 \quad [4.23]$$

Reemplazamos las redundantes por fuerzas unitarias (**ver Figura 4.9**):

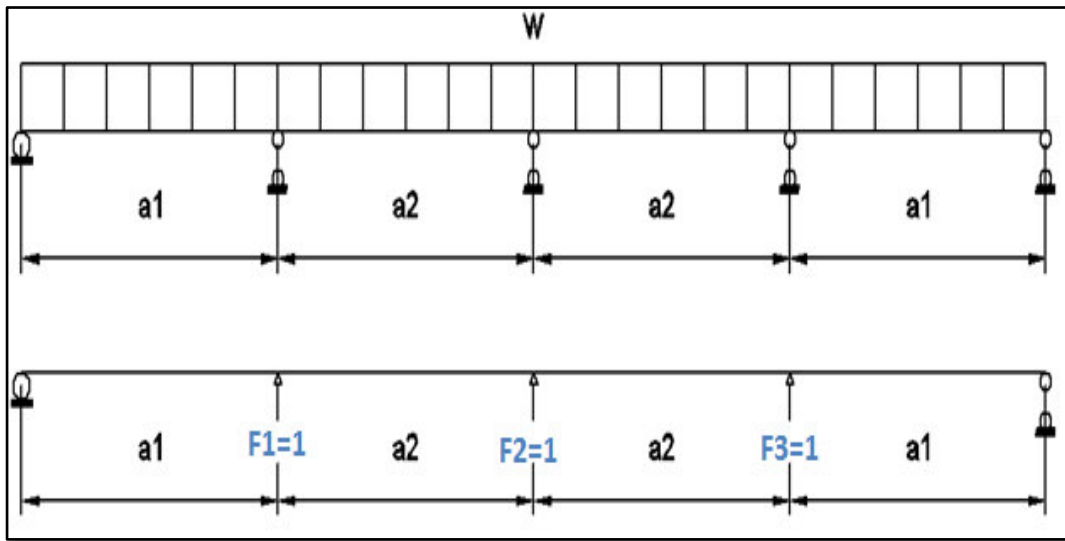


Figura 4.9.- Sistema base, con las fuerzas unitarias a cambio de las redundantes

Procedemos a calcular los diagramas de esfuerzo cortante de cada sistema base con fuerza unitaria (*ver Figura 4.10*), y del sistema base bajo la acción de la fuerza externa (*ver Figura 4.11*).

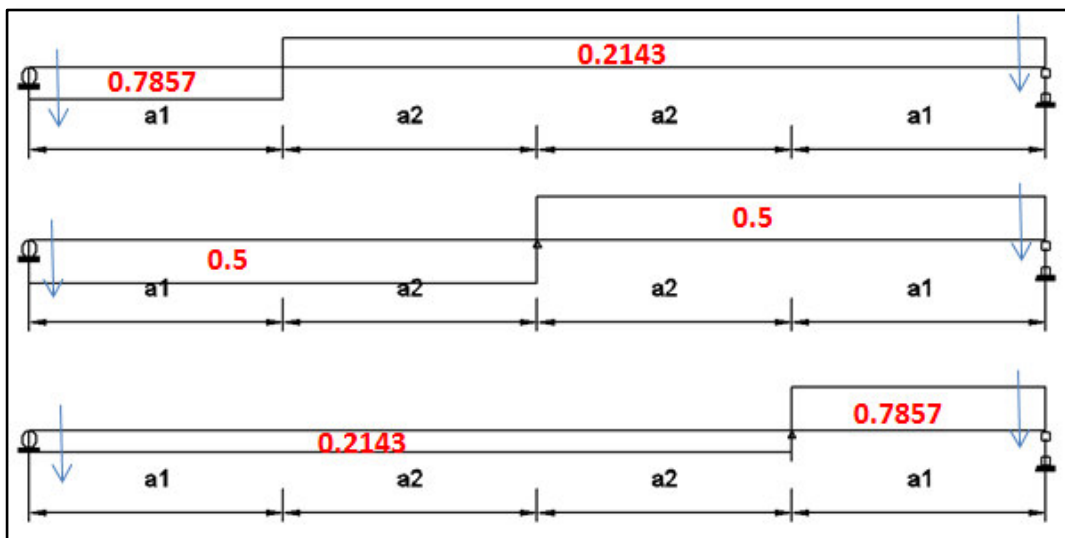


Figura 4.10.- Diagramas de esfuerzo cortante debido a cada fuerza unitaria.

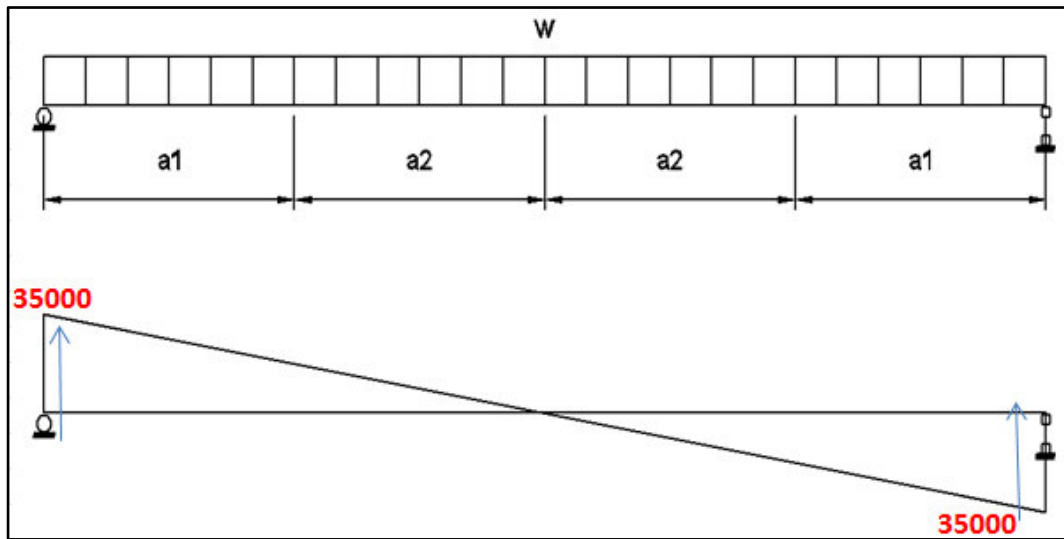


Figura 4.11.- Diagramas de esfuerzo cortante debido a la carga externa

Planteamos las ecuaciones canónicas, de acuerdo a la expresión 4.16:

$$\delta_{1.1}X_1 + \delta_{1.2}X_2 + \delta_{1.3}X_3 + \Delta_{1P} = 0$$

$$\delta_{2.1}X_1 + \delta_{2.2}X_2 + \delta_{2.3}X_3 + \Delta_{2P} = 0 \quad [4.24]$$

$$\delta_{3.1}X_1 + \delta_{3.2}X_2 + \delta_{3.3}X_3 + \Delta_{3P} = 0$$

Aplicamos la expresión 4.15 y 4.16, y a través de la aplicación del Teorema de Vereschaguin, obtenemos los coeficientes de la matriz de flexibilidades, tal como se muestra en las expresiones 4.25 y 4.26. El procedimiento detallado para la obtención de cada coeficiente se encuentra en la Hoja de Excel anexa a éste trabajo.

$$\frac{1}{K} = F = \begin{bmatrix} 0.1196 & 0.0125 & 0.0054 \\ 0.0125 & 0.1292 & 0.0125 \\ 0.0054 & 0.0125 & 0.1196 \end{bmatrix} \quad [4.25]$$

$$\begin{bmatrix} \Delta_{1p} \\ \Delta_{2p} \\ \Delta_{3p} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.6875 \\ -0.0208 \\ -0.6875 \end{bmatrix} \text{ in} \quad [4.26]$$

Utilizando la expresión 4.16, despejamos X de la ecuación canónica en su forma matricial, que corresponden a la fuerza que absorbe cada pórtico, con lo que se obtiene:

$$\{X_i\} = -[F]^{-1}\{\Delta_{ip}\} \quad [4.27]$$

$$\begin{bmatrix} X1 \\ X2 \\ X3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.803 \\ 6.974 \\ 4.803 \end{bmatrix} \text{ Kip} \quad [4.28]$$

Aplicamos la ecuación matricial para el cálculo de los desplazamientos y despejamos el desplazamiento del pórtico, con lo que obtenemos:

$$P_{port} = K_{port} * Z_{port} \quad [4.29]$$

$$\begin{bmatrix} Z1 \\ Z2 \\ Z3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.480 \\ 0.697 \\ 0.480 \end{bmatrix} \text{ in} \quad [4.30]$$

Finalmente, utilizando las ecuaciones de la estática, obtenemos las fuerzas que absorben las paredes rígidas.

$$\begin{matrix} F_{pi} \\ F_{pd} \end{matrix} = \begin{bmatrix} 26.711 \\ 26.711 \end{bmatrix} \text{ Kip} \quad [4.31]$$

#### 4.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Como se puede observar, los resultados obtenidos a través del método de los desplazamientos y el método de las flexibilidades son exactamente iguales, quedando comprobado que sea cual sea el método que se aplique para obtener una solución a este sistema, los resultados serán los mismos.

Por otro lado, y en función de estos resultados, se ha procedido a analizar la influencia de  $G'$  en la distribución de la fuerza horizontal hacia los elementos verticales resistentes; para esto, se han supuesto diferentes valores de  $G'$ . Primero suponemos un valor muy pequeño de  $G'$ , casi cercano a cero (0.01) con lo que obtendríamos un comportamiento flexible del diafragma, y luego asumimos un valor muy grande de  $G'$  (200) que nos llevarían a la suposición de un diafragma rígido. En función de este análisis los resultados obtenidos son los siguientes:

	$G' = 20$	Con áreas tributarias	$G'$ casi 0 (0.01)	$G'$ muy grande (200)
<b>F pared=</b>	<b>26.711</b>	7.500	7.535	33.853
<b>F1</b>	<b>4.803</b>	17.500	17.469	0.659
<b>F2</b>	<b>6.974</b>	20.000	19.992	0.976
<b>F3</b>	<b>4.803</b>	17.500	17.469	0.659
<b>F pared=</b>	<b>26.711</b>	7.500	7.535	33.853

Tabla 4.3.- Distribución del cortante a los elementos verticales resistentes, con diferentes valores de  $G'$

Se puede apreciar que al utilizar valores menores de  $G'$ , la distribución del cortante de piso se asemeja a una distribución por áreas tributarias, y no en función de sus rigideces. Por otro lado, al utilizar valores de  $G'$  mayores, y por lo tanto, hacer asemejar al comportamiento del diafragma como uno rígido, el cortante se distribuye en función de sus inercias, viéndose claramente una absorción mayor de las paredes rígidas exteriores.



# **CAPÍTULO 5:**

# **CONCLUSIONES**

## **5.1. INTRODUCCIÓN**

Este trabajo se ha desarrollado con la finalidad de conocer las características inherentes a los Diafragmas Flexibles, y analizar el comportamiento de estos, frente a la acción de fuerzas horizontales.

El objetivo del capítulo, es presentar las conclusiones finales que se desprenden del presente estudio, basadas en la información que se pudo recopilar, y en el análisis realizado en este trabajo.

Este capítulo ha sido agrupado en tres apartados: el primero que corresponde a las conclusiones de carácter general y en segundo lugar se exponen las de carácter específico. Además, se deja constancia de cuáles podrían ser las futuras líneas de investigación, con la finalidad de profundizar en el conocimiento del comportamiento de los diafragmas flexibles.

## 5.2. CONCLUSIONES GENERALES

- Como podemos observar, los paneles conformados por placas colaborantes tienen varias restricciones para ser asumidos como Diafragmas Rígidos, y en consecuencia, no es del todo real considerar que la distribución del cortante hacia los elementos resistentes verticales sea en función de sus inercias.
- A parte de las restricciones durante el análisis de un sistema estructural formado por Steel Decks, el cumplimiento de las reglamentaciones durante la instalación tiene gran influencia en su comportamiento y en la capacidad de transferencia del cortante.
- Las placas colaborantes tienen la capacidad de trabajar como diafragmas rígidos y transmitir adecuadamente las fuerzas horizontales a los elementos verticales resistentes; limitando esta suposición a la correcta disposición de los detalles constructivos.
- Los fabricantes de este elemento estructural en el Ecuador, no disponen de información que permita calcular la rigidez al cortante de las placas colaborantes.
- Como se podrá observar en el estudio, como base para el cálculo de la rigidez al cortante de los diafragmas horizontales se considera las tablas elaboradas por fabricantes, como VULCRAFT, a través de las cuales podemos determinar el valor de rigidez. Sin embargo, este hecho aunque nos facilita el estudio de los diafragmas, representa un limitante por el sistema de unidades utilizado. Como una facilidad para la aplicación de este estudio en el país, se ha obtenido un factor de conversión al Sistema Internacional de unidades del valor de  $G'$ , multiplicándolo por 178.6, con lo cual obtenemos el valor de la rigidez en  $Kgf/cm$ ).
- La aplicación del método de los desplazamientos y de las flexibilidades permite obtener resultados iguales, y acertados en cuanto se refiere a la absorción del cortante por parte de los pórticos y paredes rígidas.

### 5.2.1. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

- Existe variada bibliografía respecto de los diafragmas. Sin embargo, en cuanto a los diafragmas flexibles y su tratamiento durante el análisis estructural, la información es muy escasa, limitándose a cumplir las recomendaciones de los códigos ASCE y UBC o IBC.
- En el caso de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-11, podemos observar que no existe ninguna distinción durante el análisis de un sistema de piso utilizando diafragmas rígidos o flexibles; al contrario, en su artículo 2.7.2.5.1 se establece que en los sistemas de pisos flexibles la distribución del cortante hacia los elementos verticales se realizará en función de su rigidez. Como se ha podido demostrar a través de este trabajo, esta suposición no es real, y por lo tanto, sería aconsejable desarrollar una investigación más profunda al respecto.

- Se puede observar que, indistintamente del método aplicado para el análisis, ya sea el Método de los Desplazamientos o el Método de las flexibilidades, los resultados obtenidos son los mismos.
- A través de la hoja de Excel que se desarrollo para este trabajo se ha podido constatar que el comportamiento de los diafragmas para valores de  $G'$  muy pequeños, provoca una distribución del cortante hacia los elementos resistentes en función de su área de influencia; mientras que para valores de  $G'$  mayores, la distribución se la realiza en función de las inercias.

### 5.3. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

Con el objetivo de ampliar el conocimiento acerca del estado actual de los Diafragmas Flexibles, se propone lo siguiente:

- Realizar un estudio, a través de ensayos de laboratorio, y/o formulaciones paramétricas, y establecer tablas para el cálculo de la rigidez al cortante de las placas colaborantes fabricadas en la industria nacional. El desarrollo de una futura investigación sobre el tema, acercará al proyectista hacia un comportamiento más real de las edificaciones en el país.
- Extender el estudio de los diafragmas flexibles a los sistemas de entrepiso construidos con madera.
- Justificar la necesidad de incorporar recomendaciones respecto al análisis de los sistemas estructurales conformados por diafragmas flexibles, en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.



## CAPÍTULO 6:

# BIBLIOGRAFÍA

## Bibliografía

- ASCE. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. (A. S. ASCE, Ed.) Virginia, USA: American Society of Civil Engineers ASCE.
- CMC Joist & Deck. (2008). *Design Manual and Catalog of Steel Deck Products*. 92-153. USA: CMC Joist & Deck.
- International Code Council IBC. (2011). *2012 International Building Code*. Illinois, USA: International Code Council.
- Kubiec. (s.f.). *Manual de Kubilosa. Catalogo*. Ecuador.
- Luttrell, L., & Schultz, W. (2002). *Diaphragm Design Manual Third Edition*. Steel Deck Institute (SDI).
- McCormac, J. C. (2011). *Análisis de Estructuras*. New Jersey: Alfaomega.
- Naeim, F. (2001). *Seismic Design Handbook Second Edition*. Springer.
- NEC, C. M.-C. (2011). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC*. Quito.
- Novacero. (s.f.). *Sistemas Metálicos Novalosa y Varilla Figurada*. Ecuador.
- Ramirez Valverde, E. (2000). *Análisis de Estructuras Hiperestáticas Planas*. (B. U. Puebla, Ed.) Puebla, Mexico: Textos Científicos.
- Soler de la Cruz, J., & Pino Velázquez, Á. J. (2012). Rigidez y flexibilidad en el análisis de diafragmas flexibles. *Convención Panamericana de Ingeniería UPADI 2012*. La Habana: Obras.



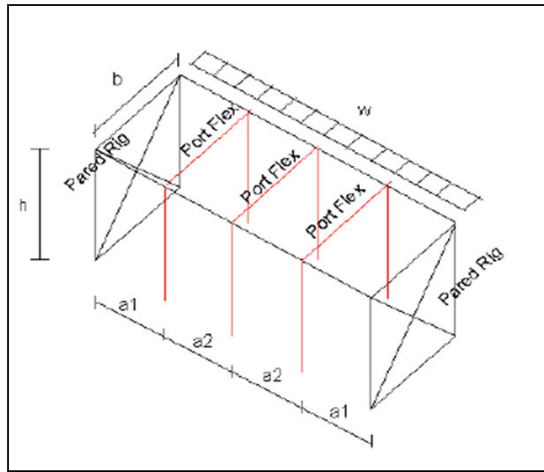
- TATA, H. t. (26 de Febrero de 2013). *The RoofDek Blog*. Obtenido de Tata Steel: <http://roofdek-blog.com/tag/end-laps/>
- UBC, I. C. (1997). *Uniform Building Code Vol 2: Structural Engineering Design Provisions*. California: International Conference of Building Officials.
- Vulcraft. (2008). *Steel Roof & Floor Deck*. 82-107.

# Anexo 1

Aplicación del Método de los  
Desplazamientos







	G´=20	Con áreas tributarias	G´ casi 0 (0.01)	G´ muy grande (200)
<b>Fpared=</b>	<b>26.711</b>	7.500	7.535	33.853
<b>F1</b>	<b>4.803</b>	17.500	17.469	0.659
<b>F2</b>	<b>6.974</b>	20.000	19.992	0.976
<b>F3</b>	<b>4.803</b>	17.500	17.469	0.659
<b>Fpared=</b>	<b>26.711</b>	7.500	7.535	33.853

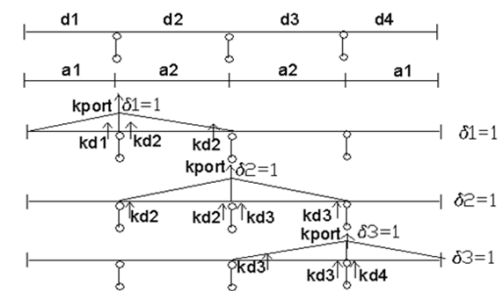
Datos de entrada		
a1	30	ft
a2	40	ft
w	500	Lbf/ft
b	60	ft
h	12	ft
kport	10	Kip/in
G´	20	Kip/in

$$Kdi = \frac{G'xb}{a_i}$$

di= Panel genérico  
Kdi= Rigidez de cada panel

Kd1=	40	Kip/in
Kd2=	30	Kip/in
Kd3=	30	Kip/in
Kd4=	40	Kip/in

Se realiza la sumatoria de rigidez en cada punto de ligadura.  
En los lugares donde existe un pared rígida, se supone que no puede deformarse y por tanto en esos puntos se considera 0



K11	80
K21	-30
K31	0
K12	-30
K22	70
K32	-30
K13	0
K23	-30
K33	80

Matriz de rigidez K

$$K = \begin{pmatrix} r_{11} & r_{21} & r_{31} \\ r_{12} & r_{22} & r_{32} \\ r_{13} & r_{23} & r_{33} \end{pmatrix}$$

$$K = \begin{pmatrix} 80 & -30 & 0 \\ -30 & 70 & -30 \\ 0 & -30 & 80 \end{pmatrix}$$

$$k_{port} = \begin{pmatrix} 10 & 0 & 0 \\ 0 & 10 & 0 \\ 0 & 0 & 10 \end{pmatrix}$$

Vector de Cargas Nodales por área de influencia (en Ligaduras)

$$R_p = \frac{w(a_1 + a_2)}{2}$$

$$P = \begin{pmatrix} 17.5 \\ 20 \\ 17.5 \end{pmatrix} \text{ Kip}$$

$$P = K * Z$$

$$K^{-1} * P = Z$$

$$Z = \begin{pmatrix} 0.480 \\ 0.697 \\ 0.480 \end{pmatrix} \text{ in}$$

$$p = k_{port} * Z$$

$$p = \begin{pmatrix} 4.803 \\ 6.974 \\ 4.803 \end{pmatrix} \text{ Kip}$$

F pared rígida

$$F_{pared} = \frac{(W * (2a_1 + 2a_2)) - (F1 + F2 + F3)}{2}$$

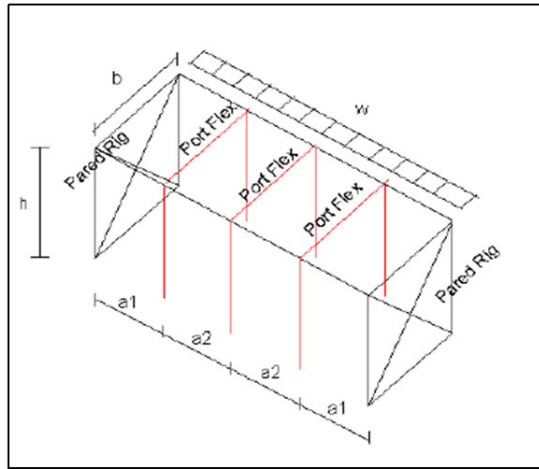
$$F_p = 26710.52632 \text{ lbf} \quad 26.7105263 \text{ Kip}$$



# Anexo 2

Aplicación del Método de las Fuerzas

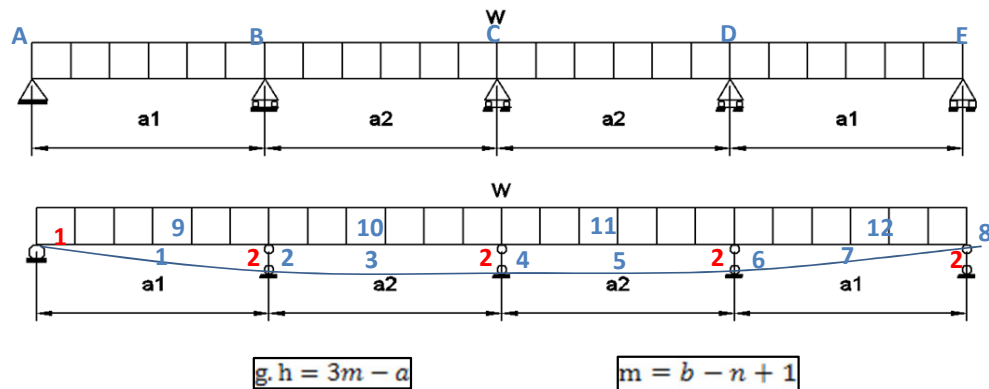




	$G' = 20$	Con áreas tributarias	$G'$ casi 0 (0.01)	$G'$ muy grande (200)
<b>Fpared=</b>	<b>26.711</b>	7.500	7.535	33.853
<b>F1</b>	<b>4.803</b>	17.500	17.469	0.659
<b>F2</b>	<b>6.974</b>	20.000	19.992	0.976
<b>F3</b>	<b>4.803</b>	17.500	17.469	0.659
<b>Fpared=</b>	<b>26.711</b>	7.500	7.535	33.853

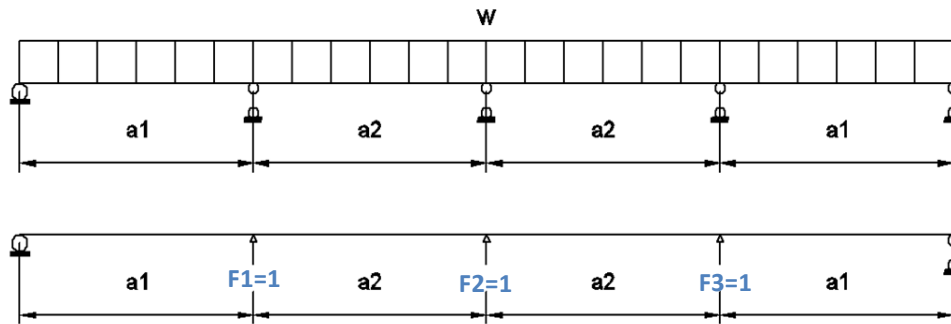
Datos de entrada		
a1	30	ft
a2	40	ft
w	500	Lbf/ft
b	60	ft
h	12	ft
kport	10	Kip/in
$G'$	20	Kip/in

Cálculo del grado de hiperestaticidad



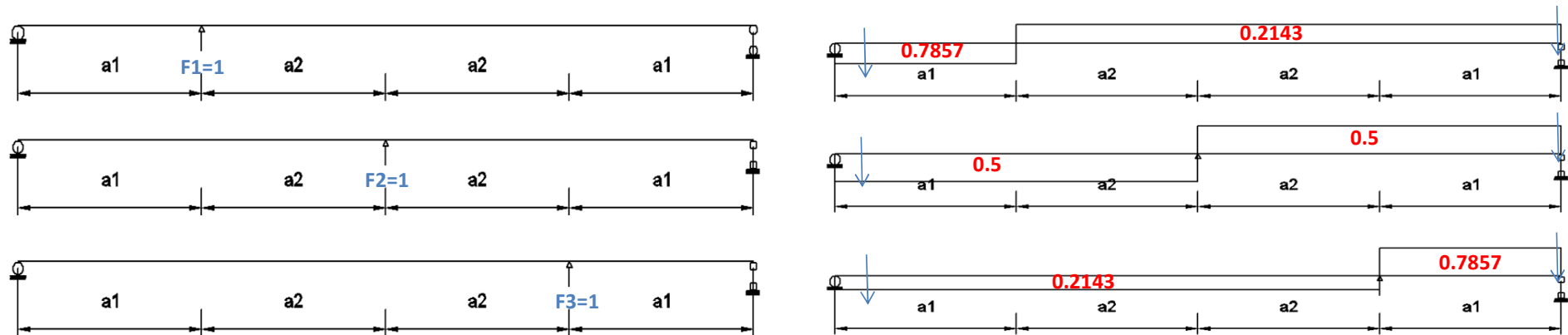
b=	12
n=	9
m=	4
a=	9
g.h=	3

Reemplazamos las redundantes por una fuerza unitaria.



Procedemos a obtener los diagramas de cortante, debido a las fuerzas unitarias, y a la carga externa.

Diagramas debido a la fuerza unitaria, de acuerdo a los siguientes esquemas



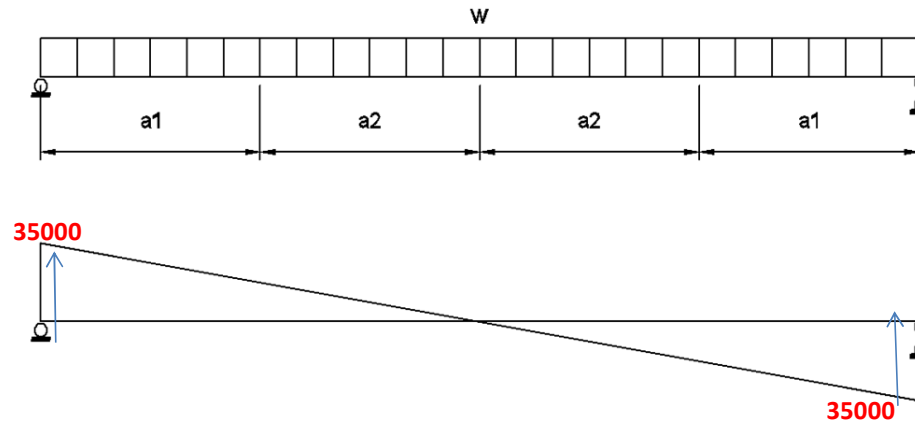
Obtenemos los diagramas de cortante, a través de las ecuaciones de la estática. Los valores se deben Ingresar manualmente:

Debido a la Carga $F_1$	Debido a la Carga $F_2$	Debido a la Carga $F_3$
V1-1= 0.7857 lb (-)	V2-1= 0.5000 lb (-)	V3-1= 0.2143 lb (-)



V1-2=	0.2143 lb (-)	V2-2=	0.5000 lb (-)	V3-2=	0.7857 lb (-)
-------	---------------	-------	---------------	-------	---------------

Obtenemos el diagrama de cortante, debido a la carga externa a través de las ecuaciones de la estática



$$V(x) = RA - 500(x)$$

Diagrama de cortante debido a la Carga Externa

VE-1=	35000 lb (+)
VE-2=	35000 lb (+)

Ordenada en centroide (X=23.33)

VE-1=	23335 lb (+)
VE-2=	23335 lb (+)

PARA APLICAR LA REGLA DE VERESCHAGUIN

V en x=15	
VE-1=	27500 lb (+)
VE-2=	27500 lb (+)
V en x=30	
VE-1=	20000 lb (+)
VE-2=	20000 lb (+)
V en x=50	
VE-1=	10000 lb (+)
VE-2=	10000 lb (+)
V en x=105	
VE-1=	17500 lb (+)
VE-2=	17500 lb (+)

Planteamos las ecuaciones canónicas

$$\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \Delta_{1P} = 0$$

$$\delta_{21}x_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \Delta_{2P} = 0$$

$$\delta_{31}x_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \Delta_{3P} = 0$$

Procedemos con el cálculo de cada uno de sus coeficientes, a través de la aplicación del principio de superposición de efectos, aplicando la siguiente expresión

$$\delta_{ij} = \sum \left( n * \int \frac{V_i \cdot V_j}{G' b} dx \right)$$

A través del método de Mohr

- d11= 0.1196 in/kip
- d12= 0.0125 in/kip
- d13= 0.0054 in/kip
- d22= 0.1292 in/kip
- d23= 0.0125 in/kip
- d33= 0.1196 in/kip

$$\Delta_{1p} = \begin{pmatrix} -0.6875 \\ -1.0208 \\ -0.6875 \end{pmatrix} \text{ in}$$

$$\Delta_{ip} = \sum \left( n * \int \frac{V_i \cdot V_p}{G' b} dx \right)$$

Se aplica la Regla de Simpson para obtener  $\Delta_{ip}$   
Matriz de rigidez K

$$1/K=F= \begin{pmatrix} d11 & d12 & d13 \\ d12 & d22 & d23 \\ d13 & d23 & d33 \end{pmatrix}$$

$$1/K=F= \begin{pmatrix} 0.1196 & 0.0125 & 0.0054 \\ 0.0125 & 0.1292 & 0.0125 \\ 0.0054 & 0.0125 & 0.1196 \end{pmatrix}$$

$$k_{port}= \begin{pmatrix} 10 & 0 & 0 \\ 0 & 10 & 0 \\ 0 & 0 & 10 \end{pmatrix}$$

$$\delta_{11} = \frac{1}{b \cdot G'} \cdot a_1 \cdot 0.7857^2 + \frac{1}{b \cdot G'} \cdot (2 \cdot a_2 + a_1) \cdot 0.2143^2 + \frac{1}{k_{portico}}$$

$$\delta_{12} = \frac{1}{b \cdot G'} \cdot [0.7857 \cdot 0.50 \cdot a_1 - 0.2143 \cdot 0.50 \cdot a_2 + 0.2143 \cdot 0.50 \cdot (a_1 + a_2)]$$

$$\delta_{13} = \frac{1}{b \cdot G'} \cdot [0.7857 \cdot 0.2143 \cdot a_1 - 0.2143^2 \cdot (2 \cdot a_2) + 0.7857 \cdot 0.2143 \cdot a_1]$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{b \cdot G'} \cdot [0.50^2 \cdot (a_1 + a_2) + 0.50^2 \cdot (a_1 + a_2)] + \frac{1}{k_{portico}}$$

$$\delta_{23} = \frac{1}{b \cdot G'} \cdot [0.50 \cdot 0.2143 \cdot (a_1 + a_2) - 0.50 \cdot 0.2143 \cdot a_2 + 0.7857 \cdot 0.50 \cdot a_1]$$

$$\delta_{33} = \frac{1}{b \cdot G'} \cdot [0.2143^2 \cdot (a_1 + 2 \cdot a_2) + 0.7857^2 \cdot a_1] + \frac{1}{k_{portico}}$$

$$\{X_i\} = -[F]^{-1} \{\Delta_{ip}\}$$

$$\begin{matrix} X_1 = \\ X_2 = \\ X_3 = \end{matrix} \begin{pmatrix} 4.803 \\ 6.974 \\ 4.803 \end{pmatrix} \text{ Kip}$$

X corresponde al vector de fuerzas en cada pórtico

Vector de Cargas Nodales por área de influencia (en Ligaduras), para comparar con valores de G'pequeños

$$R_{ip} = \frac{w \cdot (a_1 + a_2)}{2}$$

$$P = \begin{pmatrix} 17.5 \\ 20 \\ 17.5 \end{pmatrix} \text{ Kip}$$

Determinamos los desplazamientos en la posición de cada uno de los pórticos

$$P_{port} = K_{port} * Z_{port}$$

$$K_{port}^{-1} * P_{port} = Z_{port}$$

$$Z = \begin{matrix} Z_1 = \\ Z_2 = \\ Z_3 = \end{matrix} \begin{pmatrix} 0.480 \\ 0.697 \\ 0.480 \end{pmatrix} \text{ in}$$

Finalmente obtenemos la fuerza que absorbe la pared rígida, por sumatoria de fuerzas

$$F_{pared} = \frac{(W * (2a_1 + 2a_2) - (F1 + F2 + F3))}{2}$$

$$F_p = \begin{matrix} 26710.52632 \text{ lbf} \\ F_{pi} = \\ F_{pd} = \end{matrix} \begin{pmatrix} 26.711 \\ 26.711 \end{pmatrix} \text{ Kip}$$