



**BUAP**

**BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA**

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**ANÁLISIS NO LINEAL DE UN MARCO DE UN EDIFICIO DE  
CONCRETO REFORZADO, DISEÑADO A EJES Y CON UNA  
EXCENTRICIDAD ENTRE EJES**

**TESIS**

Que para obtener el grado de  
**MAESTRO EN INGENIERÍA  
EN ESTRUCTURAS**

Presenta:

**ALMA PAULINA OCAÑA PELÁEZ**

Asesor de tesis:

**Dr. Eduardo Ismael Hernández**

Coasesor de tesis:

**Mtra. Patricia Máximo Romero**

Puebla, Pue.

Abril 2016



Oficio No. 4761/13

**C. ALMA PAULINA OCAÑA PELÁEZ**

Pasante de la Maestría en Ingeniería Estructural  
Facultad de Ingeniería, BUAP.  
Presente

Por medio del presente, el suscrito Mtro. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de tema de tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Análisis no lineal de un marco de un edificio de concreto reforzado, diseñado a ejes y con una excentricidad entre ejes.** Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Estructural. Asignándose como Asesor al Dr. Eduardo Ismael Hernández y Co-asesor Mtra. Patricia Máximo Romero.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E  
"PENSAR BIEN, PARA VIVIR MEJOR"  
H. Puebla de Zaragoza, diciembre 10 de 2013.

M.I. EDGAR IRAM VILLAGRAN ARROYO  
DIRECTOR



C.c.p. Dr. Eduardo Ismael Hernández, Asesor del Tema de Tesis.  
C.c.p. Mtra. Patricia Máximo Romero, Co-asesor del Tema de Tesis.

C.c.p. Archivo

GJS/JLM/sco\*

Puebla de Zaragoza, Pue., a 18 de marzo de 2016

**Asunto:** Carta de liberación de proyecto de tesis


**M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo**  
Director de la Facultad de Ingeniería, BUAP  
**PRESENTE**

Los que suscriben Dr. Eduardo Ismael Hernández y Mtra. Patricia Máximo Romero, nombrados Asesor y Co-asesora, respectivamente, del tema de tesis: *Análisis no lineal de un marco de un edificio de concreto reforzado, diseñado a ejes y con una excentricidad entre ejes*, mediante oficio No. 4761/13; informa a usted, por medio de la presente, que después de haber revisado el contenido del documento, la metodología, así como la redacción del mismo, no tengo el inconveniente en autorizar la impresión de dicha tesis, para que la estudiante de la **Maestría en Ingeniería opción terminal Estructuras, Ing. Alma Paulina Ocaña Peláez**, pueda continuar su proceso de titulación.

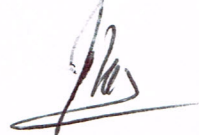
La presente se extiende para su conocimiento y los efectos legales a que haya lugar.

Sin otro particular, quedo de usted.

**ATENTAMENTE**



**Dr. Eduardo Ismael Hernández**  
Asesor de tesis



**Mtra. Patricia Máximo Romero**  
Co-asesora de tesis

c.c.p. Interesado  
c.c.p. Archivo

# DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis papás Emigdio Ocaña Hipólito y Yolanda Peláez Ramos, quienes han estado a mi lado apoyando cada una de mis decisiones y guiándome a lo largo de mi vida, brindándome mucho cariño y amor.

A mis hermanos Emigdio y Cecilia, quienes han sido parte fundamental de mi vida, mis compañeros, mis amigos, mis cómplices y mis mejores aliados en las buenas y malas.

A mis abuelitos Adalberto Peláez Lira y Petra Ramos Torruco, a quienes quiero mucho y han estado conmigo desde pequeña y a mis abuelos Eufemio Ocaña y Manuela Hipólito a quienes no conocí pero quiero y les guardo cariño.

A mi familia y amigos por estar conmigo en todo momento darme su apoyo cuando lo he necesitado.

# AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por haberme permitido llegar a esta etapa de mi vida, el darme salud, fuerza y confianza para seguir avanzando profesionalmente.

A mis padres, Emigdio Ocaña Hipólito y Yolanda Peláez Ramos por estar conmigo a lo largo de mi vida, por insistirme a terminar la tesis, por brindarme tanto amor y confianza, por apoyarme en todos los aspectos y confiar siempre en mí, y por enseñarme a que puedo lograr todo lo que me proponga siempre y cuando ponga todo de mi parte.

A mis hermanos Emigdio y Cecilia, quienes son mi vida entera, que han estado conmigo en cada paso de mi vida, mis compañeros de cuarto, los mejores amigos que podría tener y que siempre me han demostrado el verdadero sentido de la amistad y el amor entre hermanos.

Al Dr. Eduardo Ismael Hernández, que ha sido mi guía para la culminación de esta tesis y que me ha brindado sus conocimientos desde la maestría hasta el día de hoy.

# CONTENIDO

<b>RESUMEN</b>	III
<b>ABSTRACT</b>	IV
<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN</b>	
1.1. Planteamiento del Problema	1
1.2. Justificación	1
1.3. Objetivos	3
1.3.1. Objetivo General	3
1.3.2. Objetivos Específicos	3
1.4. Alcances y limitaciones	3
1.4.1. Alcances	3
1.4.2. Limitaciones	4
<b>CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO</b>	
2.1. Estructuras de concreto reforzado	5
2.2. Metodos de Análisis	6
2.2.1. Análisis lineal	6
a) Espectro de respuesta	7
b) Acelerograma	8
2.2.2. Análisis no lineal	9
2.3. Zonas rígidas en uniones viga-columna	10
2.4. Influencia de la modelación de zonas rígidas en la respuesta estructural	12
<b>CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA LINEAL</b>	
3.1 Diseño preliminar	17
3.1.1 Edificio 1 sin excentricidad	24
3.1.2 Edificio 1 con excentricidad	26
3.1.3 Edificio 2 sin excentricidad	29
3.1.4 Edificio 2 con excentricidad	32

3.2	Modelo estructural geoméricamente simétrico	35
3.2.1	Análisis lineal modal espectral	36
3.2.2	Análisis lineal paso a paso	45
3.3	Modelo estructural geoméricamente asimétrico	52
3.3.1	Análisis lineal modal espectral	53
3.3.2	Análisis lineal paso a paso	57
<b>CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA NO LINEAL</b>		
4.1	Metodología	62
4.2	Análisis de empuje lateral pseudoestático (Push-Over)	64
4.2.1	Marco transversal A2 sin excentricidad	64
4.2.2	Marco transversal A2 con excentricidad	68
4.2.3	Marco longitudinal AA sin excentricidad	72
4.3	Análisis no lineal paso a paso	76
4.3.1	Marco transversal A2	77
4.3.2	Marco longitudinal AA	78
<b>CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN ENTRE LOS MODELOS ANALIZADOS</b>		
5.1	Diferencias entre los modelos	79
5.2	Comparación de resultados	79
<b>CONCLUSIONES</b>		85
<b>RECOMENDACIONES</b>		86
<b>REFERENCIAS</b>		87
<b>APENDICE 1</b>		90

# RESUMEN

En este trabajo se estudia la influencia de la zona rígida en las uniones de edificios de concreto reforzado para determinar su respuesta estructural, mediante cuatro modelos estructurales (dos modelos de ellos considerando zona rígida y dos más sin zona rígida), los cuales son analizados por medio de análisis lineal y análisis no lineal.

En la primera parte de esta disertación se presenta el marco teórico relacionado con el comportamiento de las uniones viga-columna, las propiedades mecánicas y geométricas de cada edificio, así como los factores y condiciones de carga aplicadas.

Para el análisis lineal se desarrollan los correspondientes modelos estructurales y se analizan por medio del software SAP2000 v14, considerando como excitaciones sísmicas el acelerograma y el espectro de respuesta correspondiente al sismo ocurrido el 14 de septiembre de 1995, el cual fue registrado en la estación San Baltazar (localizada en Puebla, Pue.) y tuvo una magnitud de  $M_s=7.2$ .

También se realiza el análisis no lineal de cada modelo con el software Drain 2D. Se aplican los métodos Paso a Paso y el estático no lineal (pushover), de este último se obtienen los factores de rigidez, ductilidad y resistencia, los cuales ayudarán a la elección del modelo que presente un mejor comportamiento.

# ABSTRACT

In this work the influence of the rigid area is studied at the junctions of reinforced concrete buildings to determine their structural response by four structural models (two models with rigid zone and two more without rigid zone), which are analyzed by linear analysis and nonlinear analysis.

In the first part of this dissertation the theoretical framework related to the behavior of beam-column joints, mechanical and geometrical properties of each building as well as the factors and applied load conditions are presented.

For linear analysis corresponding structural models are developed and analyzed by software SAP2000 v14, considering seismic excitations, the ground motion and the spectrum response corresponding to the earthquake that occurred on September 14, 1995, which was registered in San Baltazar station (located in Puebla, Pue.) and had a magnitude of  $M_s=7.2$ .

Nonlinear analysis of each model with software Drain 2D is also performed. Step by step and nonlinear static (pushover) methods are applied, from the last one the stiffness factors, ductility and resistance are obtained, which will help to the choice of model that present a better performance.

# Capítulo 1: Introducción

## 1.1. Planteamiento del Problema

En el diseño estructural normalmente se consideran ciertas hipótesis, una de ellas es que en el modelado se considere la longitud de los elementos a ejes. Esto puede generar un mejor comportamiento y por consiguiente mayor estabilidad en el sistema. Esto ha sido comprobado para el análisis lineal que se usa en la práctica, sin embargo no se han realizado estudios suficientes sobre la influencia que tiene modelar la zona de la unión viga-columna, es decir, considerar cierta excentricidad a ejes.

Por lo anterior es importante llevar a cabo estudios que permitan considerar en el modelado dicha excentricidad, ya que es probable que ésta afecte las respuestas obtenidas de los diferentes tipos de análisis (lineal o no lineal). En este trabajo se presentan modelos que incluyen análisis lineales y no lineales para estimar la respuesta estructural de un edificio de concreto reforzado, en dichos análisis se toma en cuenta el modelado incluyendo la presencia de excentricidad, así mismo se comparan los resultados para ver la influencia que tiene dicha excentricidad en el modelado.

## 1.2. Justificación

Los métodos de análisis establecidos en los códigos de diseño estructural se basan fundamentalmente en métodos que consideran el comportamiento lineal de las estructuras, y aplican algunos factores para considerar el posible comportamiento no lineal de las mismas.

Por otro lado, para lograr el objetivo del diseño estructural, que es el balance entre la seguridad y el costo de la estructura, se cuenta con varias herramientas, como son los programas de cómputo.

Otro de los métodos de análisis es el no lineal, el cual puede ser utilizado tanto para el diseño de estructuras nuevas como para la revisión de las ya existentes. La ventaja que presenta el análisis no lineal es que permite tener una descripción más detallada del comportamiento de una estructura pues toma en cuenta el comportamiento no lineal al cual puede incursionar el sistema. Lo anterior permite identificar los posibles modos de falla y los niveles de disipación de energía que tendrá la estructura, condiciones que no se pueden obtener de un análisis lineal.

El análisis no lineal no es muy usado en condiciones de la práctica debido a que su formulación matemática es compleja y el tiempo de solución suele ser largo. Además en México los métodos de análisis incluidos en las normas no lo especifican.

Para el análisis no lineal existen varios programas de cómputo, uno de ellos es el programa DRAIN-2D, el cual permite realizar el análisis no lineal de marcos en 2D, generar una curva de capacidad y, asimismo, establecer la rigidez, resistencia y ductilidad de una estructura.

Para ver la influencia que tiene el modelado de la zona rígida en la respuesta estructural, en este trabajo se realiza el análisis lineal y no lineal de dos modelos planos de un edificio existente de concreto reforzado. Uno de los modelos corresponde al análisis no lineal despreciando la zona rígida de las uniones viga-columna. El otro modelo sí considera dicha zona rígida. Lo anterior será útil para determinar la influencia de la zona rígida sobre el nivel de desplazamientos laterales de la estructura y sobre el desempeño global de la misma.

Se espera que en un futuro cercano se implemente el uso de análisis no lineal como un método de diseño más completo y con mayores ventajas a las que proporciona el método lineal.

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo General**

- Comparar las respuestas, en términos del desplazamiento lateral, de modelos de un edificio de concreto reforzado de diez niveles, considerando en uno de ellos la zona rígida (diseño a ejes) y en otro una excentricidad entre ejes (sin considerar zona rígida).

#### **1.3.2. Objetivos Específicos**

- Describir las propiedades más relevantes requeridas en el análisis de un edificio de concreto reforzado, para definir los parámetros que controla el comportamiento estructural del sistema.
- Analizar el modelado basado en el diseño a ejes, para obtener los resultados más relevantes del análisis no lineal.
- Evaluar el modelado basado en una excentricidad entre ejes, para obtener los resultados más relevantes del análisis no lineal.
- Comparar los modelos y elegir cuál brinda un mejor desempeño estructural.

### **1.4. Alcances y limitaciones**

#### **1.4.1. Alcances**

En el presente trabajo se hace uso del software SAP2000 v14 para analizar 4 edificios de concreto reforzado y para realizar las comparaciones correspondientes entre ellos por medio de desplazamientos y distorsiones obtenidas en el análisis lineal. Cabe mencionar que se cuenta con el proyecto estructural y arquitectónico, por lo que los datos para modelar el sistema se toman de dicho proyecto.

Además, se realizará el análisis no lineal por medio del software DRAIN 2D para poder establecer el nivel de vulnerabilidad de la

estructura. Se considera la incertidumbre tanto en cargas gravitacionales como en las propiedades mecánicas del sistema. Para el análisis no lineal Paso a Paso se consideró un acelerograma obtenido en la estación San Baltazar ubicada en la Ciudad de Puebla, el sismo se registró el 14 de septiembre de 1995 con una magnitud  $M_s=7.2$ .

#### **1.4.2. Limitaciones**

Debido a que no se cuenta con la información de las pruebas de suelos donde se ubica el edificio ni sobre las propiedades y características de la cimentación del edificio, se suponen las condiciones óptimas para su construcción, por lo cual se toma en cuenta un terreno tipo 2 y no se consideran los efectos de interacción suelo-estructura.

El análisis no lineal se basa en modelos planos por lo que no se toma en cuenta los posibles efectos de torsión.

Para el análisis lineal de los edificios se utilizó el software SAP2000 v14 y para el análisis no lineal DRAIN 2D para la obtención de las gráficas Push-Over y Paso a Paso.

# Capítulo 2: Marco Teórico

## 2.1. Estructuras de concreto reforzado

Una estructura puede definirse como un sistema, es decir, un conjunto de componentes que se acoplan para realizar una función específica. En éste caso, la función principal es cumplir con requisitos de seguridad, funcionabilidad, resistencia, bajo costo y estética.

Para que una estructura pueda considerarse óptima, tiene que cumplir con la resistencia adecuada, ser lo más económica posible, así como tener un alto factor de seguridad y confiabilidad estructural.

El concreto simple es resistente a la compresión pero débil a la tensión, por ello se emplea un refuerzo de acero en forma de barras, donde se puedan presentar tensiones bajo cargas de servicio. Esta combinación de concreto simple con refuerzo de acero, es denominada concreto reforzado.

Las estructuras de concreto reforzado coladas in situ se fabrican en estado plástico, es decir, en la obra se usan moldes donde se vierte el concreto y después de un tiempo determinado se obtiene la resistencia requerida, por esta razón se puede decir que es moldeable y posee la facilidad de lograr la continuidad en la estructura.

Se tienen dos procedimientos de construcción: colado in situ y prefabricados. El primero consiste en el colado de los elementos de concreto en la zona de construcción, para ello se tiene que seguir un procedimiento específico, es decir, todo debe tener una secuencia, ya que no se puede realizar el colado de un nivel superior, si el inferior no ha llegado a su resistencia requerida. El procedimiento mediante prefabricado, consiste en el colado de los elementos en una zona alterna y estos son ensamblados en el lugar de la construcción, por lo cual no siguen una continuidad determinada, pero puede tener problemas en las uniones al momento del armado.

La experiencia generada por la incidencia de sismos y el trabajo extenso en laboratorio ha mostrado que una estructura de concreto reforzado colada in situ bien diseñada, es relativamente resistente al daño estructural en caso de un terremoto u otro desastre natural.

## **2.2. Métodos de análisis**

Para estimar las respuestas de los modelos empleados en este estudio se utilizarán los métodos de análisis lineal y no lineal. En lo que sigue se hace una breve descripción de cada uno de ellos.

### **2.2.1. Análisis lineal**

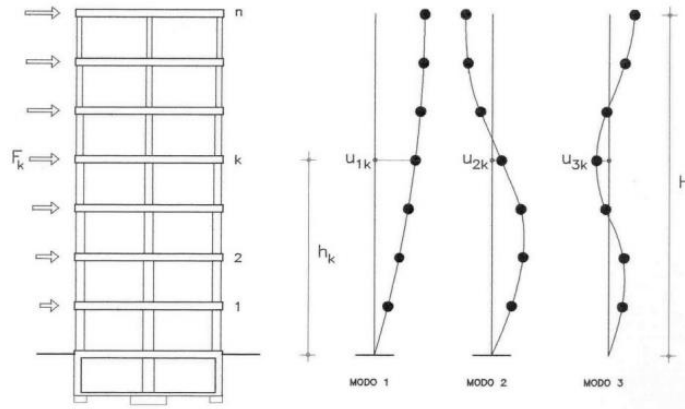
El análisis lineal se basa en la proporcionalidad entre las acciones y sus efectos (reacciones, desplazamientos y esfuerzos), como consecuencia de la linealidad de las hipótesis de partida.

Este análisis es utilizado en el dimensionamiento, ya que no es necesario conocer el armado de la estructura, porque las rigideces de las secciones se basan en sus dimensiones y en el módulo elástico del material.

Para obtener los esfuerzos en el estado límite último, se acepta una cierta ductilidad en las secciones críticas y se permite una cierta redistribución de esfuerzos sin que se produzca la rotura local.

Para el análisis lineal el software SAP2000 v14, donde se cuenta con la memoria de cálculo proporcionada por el diseñador del edificio, la cual detalla el espesor de la losa, la carga viva y carga muerta de los niveles de entrepiso y azotea, así como las propiedades geométricas (dimensionamiento) y mecánicas (resistencia del concreto) del edificio.

Como se sabe del análisis modal espectral se obtienen los correspondientes modos de vibración de la estructura mismos que son útiles para entender su comportamiento estructural. En la figura 2.1 se muestra un esquema de un marco plano con sus primeros tres modos de vibrar.



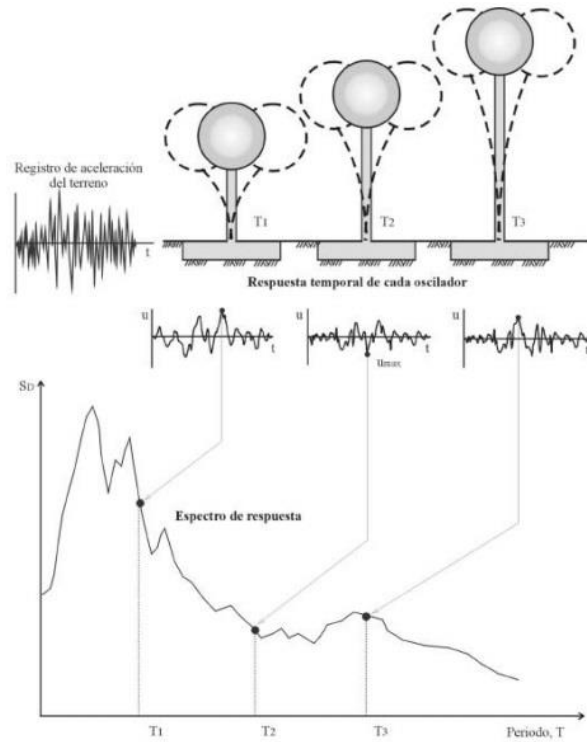
**Figura 2.1:** Modos de vibración en modelos planos de estructuras de pisos.

Del análisis modal espectral resultan las respuestas de interés que en este caso corresponden a los desplazamientos laterales y las correspondientes distorsiones de entrepiso.

*a) Espectro de respuesta*

Un espectro de respuesta es una forma de caracterizar la acción sísmica dentro del análisis modal espectral. Se refiere a las respuestas máximas de osciladores de un grado de libertad con diferentes períodos de vibrar sometidos a la acción de un acelerograma específico, y para valores determinados de amortiguamiento.

Existen diferentes tipos de espectros de respuesta según la reacción que se quiera comparar: espectro de respuesta de velocidad, espectro de respuesta de deformación, entre otros, el más habitual en cálculos sísmicos es el espectro elástico de respuesta que relaciona la aceleración. En la figura 2.2 se ilustra el esquema para construir un espectro de respuesta.



**Figura 2.2:** Construcción de un espectro de respuesta

Los espectros son de vital importancia en el diseño de estructuras ya que concentran la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son los requeridos por el diseñador para realizar el cálculo de una estructura.

Sin embargo, estos espectros omiten información valiosa, ya que los efectos del sismo sobre la estructura dependen también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

*b) Acelerograma*

Un acelerograma es una representación temporal de la aceleración que experimenta el suelo en un determinado punto durante un sismo.

Los acelerógrafos son los instrumentos que registran la aceleración del suelo según tres direcciones perpendiculares; dos en el plano horizontal (longitudinal y transversal) y otra en sentido vertical. Debido a que la variación de la aceleración es muy irregular

en el tiempo, la toma de datos se realiza en intervalos muy pequeños de tiempo, utilizándose generalmente valores de 0.01 o 0.02 s.

Los acelerogramas se caracterizan por ser altamente irregulares y oscilatorios, con pequeñas amplitudes iniciales que crecen rápidamente hasta alcanzar los valores máximos y decrecen igualmente rápido hasta que se detiene el movimiento.

Una de las características principales de un acelerograma es la aceleración máxima registrada, pero no la única, puesto que la respuesta de una estructura puede ser más desfavorable al someterla a un acelerograma con aceleraciones máximas menores que otro. En la figura 2.3 se muestra un ejemplo de un acelerograma con sus principales características.

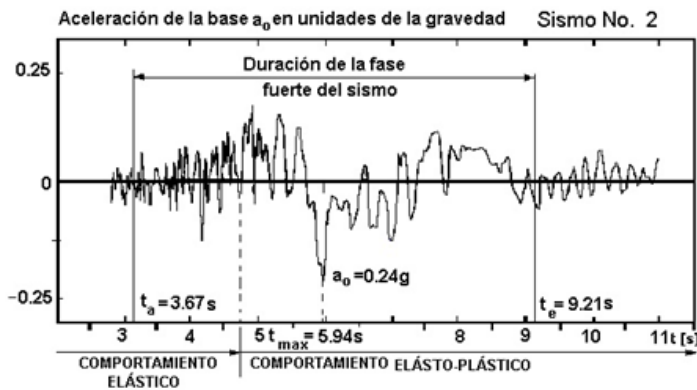


Figura 2.3: Ejemplo de Acelerograma

### 2.2.2. Análisis no lineal

El análisis no lineal proporciona los medios para calcular la respuesta estructural más allá del rango elástico. Incluye la fuerza y la rigidez asociada con un deterioro en el comportamiento del material no elástico y desplazamientos mayores. Por lo tanto, el análisis no lineal es importante en el diseño de edificios nuevos y existentes.

La no linealidad se puede deber a que el material no es lineal (no linealidad física) o a que los desplazamientos en la estructura no son

pequeños (no linealidad geométrica). El análisis no lineal se aplica en la ingeniería sísmica para:

- a) Evaluar y diseñar soluciones de refuerzos antisísmicos para los edificios existentes.
- b) Diseñar los nuevos edificios que emplean materiales estructurales, sistemas u otras características que no se ajustan a los códigos actuales de construcción.
- c) Evaluar el desempeño de edificios con requerimientos específicos para los propietarios o interesados.

El término “rigidez” define la diferencia fundamental entre el análisis lineal y el no lineal. La rigidez es una propiedad de una pieza o ensamblaje que caracteriza la respuesta ante la carga aplicada. Los factores que afectan a la rigidez son:

- a) Geometría (sección transversal, longitud, etc.).
- b) Material.
- c) Tipo de apoyos.

Cuando una estructura se deforma bajo la acción de una carga su rigidez cambia, debido a uno o más de los factores que se han mencionado anteriormente. Si se deforma mucho, la forma puede cambiar. Si el material alcanza su límite de fluencia, las propiedades del material cambiarán. Si el cambio de rigidez es suficientemente pequeño, las propiedades de la forma y las propiedades del material cambiarán también con valores pequeños durante el proceso de deformación. Esta suposición es el principio fundamental del análisis lineal.

### **2.3. Zonas rígidas en uniones viga-columna**

Para determinar el comportamiento de un marco compuesto de vigas y columnas se consideran factores como la carga aplicada, la rigidez y la capacidad de deformación de todos los elementos que componen el sistema estructural. Igualmente se toman en cuenta los

elementos mecánicos que se generan internamente en los miembros, tales como: el momento flexionante, la fuerza cortante y la carga axial.

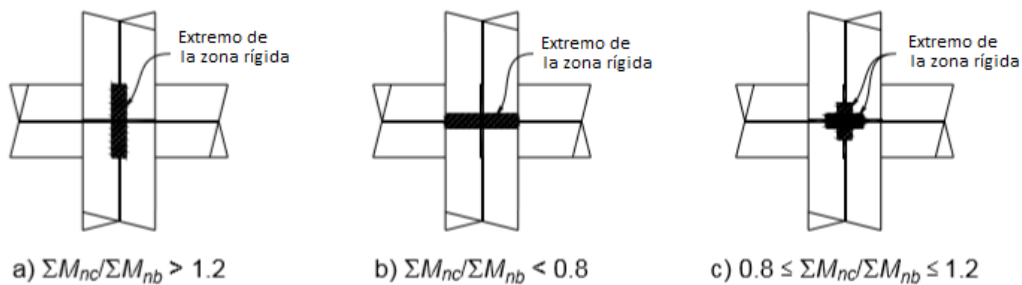
Cuando los ejes de la viga y la columna no se intersectan, en los modelos analíticos se deben considerar los efectos de la excentricidad entre los ejes de estos elementos. Cuando el eje del componente más estrecho cae dentro del tercio medio de la componente del marco adyacente medido transversalmente a la dirección del marco, ésta excentricidad no se toma en cuenta. Cuando se producen las excentricidades más grandes, el efecto estará representado ya sea por la reducción de la rigidez efectiva, la fuerza y la capacidad de deformación, o por el modelado directo de la excentricidad.

La unión de la viga-columna se representa como una rigidez o zona rígida que tiene dimensiones horizontales iguales a las dimensiones en la sección transversal y la dimensión vertical equivale a la profundidad de la viga, excepto que se permitirá una articulación mayor donde la viga es más ancha que la columna y cuando está justificado por la evidencia experimental.

En el documento (FEMA 356) se indica que las uniones viga-columna "pueden representarse como una rigidez o una zona rígida". Las pruebas demuestran que las uniones viga-columna pueden experimentar deformaciones por cortante importantes, incluso antes de la fluencia del refuerzo longitudinal dentro de la unión (Walker et al; 2007). En el modelo de análisis, los efectos de estas deformaciones de corte pueden ser consideradas mediante un aumento de la flexibilidad de la viga o columna en la unión (Figura 2.4).

Para tomar en cuenta el efecto de la excentricidad en la unión viga-columna, en este trabajo se adopta el modelo propuesto (Walker et al; 2007) debido a su simplicidad, facilidad de aplicación en software de análisis estructural actual, y la simulación aceptable de los datos de prueba. Los resultados de la prueba (Walker et al, 2007; León, 1990; Beres et al, 1992) muestran que la rigidez de la unión depende de las

resistencias a la flexión relativas de las vigas y columnas. Como demostración en la (Figura 2.4a), si la suma de las resistencias nominales a flexión de la columna ( $\sum M_{nc}$ ) es mayor que 1.2 veces la suma de resistencias nominales a flexión de la viga ( $\sum M_{nb}$ ), el modelo recomendado considera la flexibilidad de la viga extendiéndose al eje de la unión (para las dimensiones normales de la unión) con la columna modelada como rígida dentro de la unión. Si la relación de resistencia de columna a la viga es menor que 0.8, el modelo recomendado tiene zonas de extremo de la viga rígida con la flexibilidad de la columna que se extiende al eje de la unión (Figura 2.4b). Entre estos límites, la mitad de las zonas de extremo de los dos elementos de columna y viga se modelan como rígidos dentro de las extensiones de las articulaciones (Figura 2.4c).



**Figura 2.4:** Modelo de la unión del extremo de la zona rígida para viga-columna. ( $\sum M_{nc}$ ,  $\sum M_{nb}$  =) Sumas de la resistencia a la flexión nominal de las columnas y vigas, respectivamente, en la cara de las uniones (adaptada de Walker et al, 2007).

## 2.4. Influencia de la modelación de zonas rígidas en la respuesta estructural

Como se ha mencionado en la sección anterior el modelado de la unión viga-columna es muy importante, ya que de esto depende la respuesta estructural esperada. En lo que sigue se describen los aspectos más importantes que influyen en el comportamiento de la unión viga-columna de elementos de concreto reforzado:

*a) Geometría en la unión*

El tamaño absoluto de una unión tiene influencia sobre su comportamiento. Las condiciones de anclaje y transferencia de esfuerzos son muy difíciles de simular en una unión pequeña (Park R & Paulay T, 1975). Para una unión pequeña se sugiere que el porcentaje de refuerzo sea menor. Además las dimensiones absolutas y relativas de los miembros, así como la magnitud de las fuerzas, son otros aspectos que afectan el comportamiento de las uniones (Park R & Paulay T, 1975). Para estructuras dúctiles, es necesario que la columna sea más resistente que las vigas para asegurar una jerarquía deseable de fluencia. Por lo general es deseable proporcionar columnas más resistentes y permitir que la fluencia de las vigas en flexión ocurra antes de la posible fluencia en columnas, porque la falla de la columna puede generar el colapso de toda la estructura. Para la fuerza cortante, así como de la fluencia por flexión en columnas, la degradación es mayor que la fluencia de las vigas debido a la compresión axial sobre las columnas (Lee. H, 1996).

El ancho de la columna es un factor vital que rige la condición de liga de las barras longitudinales en la viga y también contribuye a resistir la fuerza cortante horizontal (Roufaiel, M.S.L. and Meyer, C 1987).

*b) La resistencia del concreto*

La resistencia del concreto afecta el mecanismo de falla, la ductilidad y la fuerza de las articulaciones. Cuando la viga y la columna están hechas del mismo concreto o cuando el concreto de la viga es más resistente que el concreto de la columna, la columna falla en tensión a bajas niveles de carga axial (Kumar V. et. al; 1995). Cuando en la columna y en la viga se usa la misma resistencia del concreto o cuando el concreto de la columna es más resistente que el concreto de la viga, la capacidad a momento de las uniones aumenta con el incremento en el nivel de carga axial (Kumar V, 1995). Las uniones con concreto del mismo grado en viga y columna tienen más capacidad

de rotación que cualquier otra combinación (Kumar V, 1995). Niveles altos de la resistencia del concreto hacen que el comportamiento de las uniones sea menos dúctil. Este hecho es importante porque el aumento de la ductilidad mejora el rendimiento de la unión bajo grandes deformaciones. Cuando se utiliza concreto de alta resistencia, sólo aquellas articulaciones con bajos esfuerzos de corte y alto confinamiento muestran un buen desempeño, con respecto a la obtención de la fuerza esperada de la viga, y el mantenimiento de sus capacidades de carga durante los ciclos de desplazamiento (Ehsani M.R y Alameddine.F, 1991).

*c) Importancia de las barras de refuerzo*

La presencia de refuerzo afecta el desempeño de los miembros individuales, así como las uniones viga-columna. Los elementos de concreto con acero de tensión longitudinal tienen una ductilidad considerablemente más alta. Debido a la distribución de los esfuerzos en la articulación, la ductilidad y la fuerza dependen de la zona de tensión y de compresión del refuerzo, así como de la cantidad y distribución del refuerzo transversal. El refuerzo principal que es continuo a partir de los elementos adyacentes (vigas y columnas) hacia la unión, tiene un efecto importante sobre el comportamiento de las articulaciones. El aumento en el porcentaje de refuerzo a la tensión en la viga aumenta la resistencia a la falla, pero la eficiencia de las articulaciones decrece (Kumar .V y Shamim .M, 1999).

El desempeño satisfactorio de una articulación viga-columna, particularmente bajo cargas sísmicas, depende en gran medida del confinamiento lateral de la articulación. El confinamiento beneficia de dos maneras: (1) el núcleo del concreto se fortalece y aumenta su capacidad de deformación, y (2) se evita que las columnas sufran de pandeo.

*d) Importancia del refuerzo en la viga*

Kumar y Shamim encontraron que la resistencia última de la unión viga-columna aumenta con el incremento del nivel de carga axial hasta un 80%. También, la deflexión máxima de la articulación se reduce con el aumento de la carga axial a un nivel de hasta un 80% independientemente de la cantidad de refuerzo a tensión. El nivel de carga axial, la cantidad de refuerzo a tensión y el esfuerzo de cortante en la viga afectan al momento resistente de la articulación.

El aumento en el refuerzo transversal no afecta a la resistencia última para valores bajos de carga axial (hasta 20%), pero para niveles de carga axial más elevados (hasta 80%) la resistencia máxima de las articulaciones aumenta con el aumento del refuerzo transversal. El aumento de refuerzo transversal a su vez disminuye la deflexión máxima de la unión viga-columna y esta reducción es significativa para porcentajes mayores de refuerzo a la tensión en las vigas (Veerendra Kumar y Mohammed Shamim, 1999). Es importante hacer notar que en la construcción es muy difícil lograr la colocación del refuerzo transversal, mediante estribos cerrados, dentro de la unión viga-columna.

*e) Influencia de las cargas aplicadas en la unión viga-columna*

Uno de los factores que afectan el comportamiento de la unión viga-columna es la carga sobre la articulación. El tipo y la magnitud de la carga afectan a la resistencia, la eficiencia, la rotación, la capacidad y el mecanismo de falla. En particular, la carga axial sobre la columna es dominante en el comportamiento de las articulaciones (Kumar y Shamim .M, 1999).

*f) Mecanismo de falla en la unión viga-columna*

El conocimiento de los esfuerzos en la articulación y el mecanismo de falla son útiles para el diseño de las juntas que pueden transmitir de manera eficiente las fuerzas. Las uniones viga-columna de la viga se diseñan generalmente siguiendo la filosofía de la columna fuerte y

la viga débil para estructuras de concreto reforzado en zonas sísmicas (Somerville, G. y Taylor, H.P.J., 1972). En general, el mal desempeño en una unión viga-columna puede ocurrir en una de las siguientes maneras (Kumar y Sharad, 1988): 1) Formación de articulación plástica en la parte de viga cerca de la interfaz viga-columna; 2) Formación de articulación plástica en la parte de la columna cerca del núcleo de la articulación y 3) La formación de grieta diagonal en la región de la articulación.

Las principales causas del mal desempeño en una articulación pueden describirse como (Al-Zamel, H. S. y El-Ghazaly, H. A., 1991): 1) la falta de anclaje; 2) falla debido a la fluencia del refuerzo; 3) falla debido al aplastamiento del concreto y 4) grietas diagonales de tensión.

*g) Mecanismo de falla de la articulación*

El comportamiento de la articulación exterior hasta la falla se puede dividir en dos etapas: A) hasta el agrietamiento diagonal en la zona de conexión y B) después del agrietamiento diagonal hasta la falla.

En las articulaciones exteriores, la primera grieta por lo general ocurre en la unión viga-columna, pero la principal grieta estructural es siempre la grieta diagonal. El momento de flexión transferido de la viga a la columna se realiza por la columna en cantidades iguales, por encima y debajo de la articulación hasta que ocurren las formas de grietas diagonales (Somerville, G. y Taylor, H.P.J., 1972).

En el punto de falla de la unión, el refuerzo principal de la parte de la viga está en tensión en toda su longitud con cargas elevadas de columna (Scott .RH, 1996).

Después que se ha formado la diagonal, la articulación es capaz de llevar más carga, dependiendo del porcentaje de acero en la viga.

# Capítulo 3. Análisis de la respuesta lineal

## 3.1 Diseño preliminar

El edificio a analizar se encuentra ubicado en la ciudad de Puebla, Pue; y se supone desplantado en un terreno tipo 2. Está compuesto de dos torres unidas por medio de una junta constructiva, la torre a analizar es la del lado norte, estructurada con marcos de concreto reforzado. La estructura consta de 15 niveles y la altura total es de 55.9 m. En planta las torres tienen una configuración regular, aunque una de ellas presenta voladizos dispuestos en la dirección longitudinal.

El diseño estructural original se realizó sin considerar los voladizos mencionados, por lo cual se pueden presentar diferencias en el comportamiento del edificio al ser modelado de una forma y analizado de otra.

Las dimensiones para los dos tipos de edificios se encuentran en las tablas 3.1 y 3.2, en ellas se especifican las longitudes de las crujiás en el eje transversal y longitudinal. Está conformado por cinco ejes en el plano longitudinal y dos ejes en el plano transversal.

*Tabla 3.1: Detalles de dimensionamiento transversal y longitudinal de edificio 1.*

DIMENSIONAMIENTO DE EDIFICIO 1			
EJE LONGITUDINAL		EJE TRANSVERSAL	
EJE	LONGITUD	EJE	LONGITUD
A1-A2	7.8	AB-AA	7.65
A2-A3	8.4		
A3-A4	8.4		
A4-A5	7.8		

*Tabla 3.2: Detalles de dimensionamiento transversal y longitudinal de edificio 2.*

DIMENSIONAMIENTO DE EDIFICIO 2			
EJE LONGITUDINAL		EJE TRANSVERSAL	
EJE	LONGITUD	EJE	LONGITUD
A1-A2	7.8	AB-AA	7.65
A2-A3	8.4	AA-C	1.48
A3-A4	8.4		
A4-A5	7.8		

En lo que se refiere a las elevaciones, el edificio en general (considerando el tipo 1 y tipo 2) consta de un sótano, planta baja y niveles del 1 al 13. En la tabla 3.3 se presentan las alturas de cada entrepiso.

*Tabla 3.3: Detalles de dimensionamiento en elevación de edificio 1 y 2.*

ELEVACIONES DE EDIFICIO 1 Y 2	
NIVEL DE ENTREPISO	ELEVACIÓN (M)
SOT	4.80
PB	3.65
1	3.65
2	3.65
3	3.65
4	3.65
5	3.65
6	3.65
7	3.65
8	3.65
9	3.65
10	3.65
11	3.65
12	3.65
13	3.65

Se tomaron en cuenta los valores siguientes de carga muerta y carga viva para nivel de entrepiso y azotea (ver tabla 3.4).

*Tabla 3.4: Detalles de cargas aplicadas en edificio 1 y 2.*

NIVEL	CM (Kg/m <sup>2</sup> )	CV (Kg/m <sup>2</sup> )
Entrepiso	510	200
Azotea	570	100

La torre está modelada con traveses de concreto reforzado cuya resistencia ( $f'c$ ) es de 250 kg/cm<sup>2</sup> y con columnas de 300 kg/cm<sup>2</sup>. Según el reglamento, se usó un acero de refuerzo con ( $f_y$ ) de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

El edificio cuenta con las columnas C-1, C-2 y C-3, que están clasificadas en 14 tipos diferentes por su armado y estribos. Cuentan

con diferentes dimensiones, mayores en los primeros niveles y disminuyendo hasta llegar al nivel superior.

En las siguientes tablas y figuras se muestran las propiedades geométricas y los armados de cada una de las columnas, así como un esquema del armado de varillas y estribos y una vista en planta de la distribución de columnas.

**Tabla 3.5:** Detalles de dimensionamiento de columna C-1.

ARMADO DE COLUMNAS						
COLUMNA	NIVEL	SECCIÓN	ARMADO	ESTRIBOS	TIPO	
C-1	SOT	70 x 90	○ 40 vars # 8 + ● 8 vars # 6	□ #3 @20 + □ #3 @20 dobles + 3 grapas #3 @20	1	
	PB	60 x 80	○ 40 vars # 8 + ● 8 vars # 6	□ #3 @20 + □ #3 @20 dobles + 3 grapas #3 @20	1	
	1°	60 x 80	○ 36 vars # 8	□ #3 @20 + □ #3 @20 dobles + 3 grapas #3 @20	2	
	2°	60 x 80	○ 32 vars # 8	□ #3 @20 dobles + 5 grapas #3 @20	3	
	3°	60 x 80	○ 32 vars # 8	□ #3 @20 dobles + 5 grapas #3 @20	3	
	4°	60 x 70	○ 28 vars # 8 + ● 4 vars # 6	□ #3 @20 dobles + 5 grapas #3 @20	4	
	5°	60 x 70	○ 16 vars # 8 + ● 8 vars # 6	□ #3 @20 dobles + 5 grapas #3 @20	5	
	6°	60 x 70	○ 16 vars # 8	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	6	
	7°	60 x 70	○ 8 vars # 8 + ● 8 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	7	
	8°	60 x 70	○ 4 vars # 8 + ● 12 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	8	
	9°	60 x 60	● 16 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	9	
	10°	60 x 60	● 8 vars # 6 + ○ 8 vars # 5	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	10	
	11°	60 x 60	● 8 vars # 6 + ○ 8 vars # 5	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	10	
	12°	60 x 60	● 8 vars # 6 + ○ 8 vars # 5	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	10	
	13°	60 x 60	● 8 vars # 6 + ○ 8 vars # 5	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	10	

**Tabla 3.6:** Detalles de dimensionamiento de columna C-2

ARMADO DE COLUMNAS						
COLUMNA	NIVEL	SECCIÓN	ARMADO	ESTRIBOS	TIPO	
C-2	SOT	70 x 90	○ 40 vars # 8 + ● 8 vars # 6	□ #3 @20 + □ #3 @20 dobles + 3 grapas #3 @20	1	
	PB	60 x 80	○ 40 vars # 8 + ● 8 vars # 6	□ #3 @20 + □ #3 @20 dobles + 3 grapas #3 @20	1	
	1°	60 x 80	○ 36 vars # 8	□ #3 @20 + □ #3 @20 dobles + 3 grapas #3 @20	2	
	2°	60 x 80	○ 28 vars # 8	□ #3 @20 dobles + 5 grapas #3 @20	11	
	3°	60 x 80	○ 28 vars # 8	□ #3 @20 dobles + 5 grapas #3 @20	11	
	4°	60 x 70	○ 28 vars # 8	□ #3 @20 dobles + 5 grapas #3 @20	11	
	5°	60 x 70	○ 16 vars # 8 + ● 8 vars # 6	□ #3 @20 dobles + 5 grapas #3 @20	5	
	6°	60 x 70	○ 16 vars # 8	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	6	
	7°	60 x 70	○ 8 vars # 8 + ● 8 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	7	
	8°	60 x 70	○ 4 vars # 8 + ● 8 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	8	
	9°	60 x 60	○ 12 vars # 8 + ● 4 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	9	
	10°	60 x 60	● 8 vars # 6 + ○ 8 vars # 5	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	10	
	11°	60 x 60	● 8 vars # 6 + ○ 8 vars # 5	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	10	
	12°	60 x 60	● 8 vars # 6 + ○ 8 vars # 5	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	10	
	13°	60 x 60	● 8 vars # 6 + ○ 8 vars # 5	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	10	

**Tabla 3.7:** Detalles de dimensionamiento de columna C-3

ARMADO DE COLUMNAS					
COLUMNA	NIVEL	SECCIÓN	ARMADO	ESTRIBOS	TIPO
C-3	SOT	70 x 90	○ 32 vars # 8 + ● 4 vars # 6	□ #3 @20 dobles + 5 grapas #3 @20	13
	PB	60 x 80	○ 32 vars # 8	□ #3 @20 dobles + 5 grapas #3 @20	3
	1°	60 x 80	○ 24 vars # 8	□ #3 @20 dobles + 5 grapas #3 @20	14
	2°	60 x 80	○ 16 vars # 8	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	6
	3°	60 x 80	○ 16 vars # 8	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	6
	4°	60 x 70	○ 16 vars # 8	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	6
	5°	60 x 70	○ 8 vars # 8 + ● 8 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	7
	6°	60 x 70	○ 4 vars # 8 + ● 12 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	8
	7°	60 x 70	● 16 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	9
	8°	60 x 70	● 16 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	9
	9°	60 x 60	● 16 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	9
	10°	60 x 60	● 16 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	9
	11°	60 x 60	● 16 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	9
	12°	60 x 60	● 16 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	9
	13°	60 x 60	● 16 vars # 6	□ #3 @20 + ◇ #3 @20	9

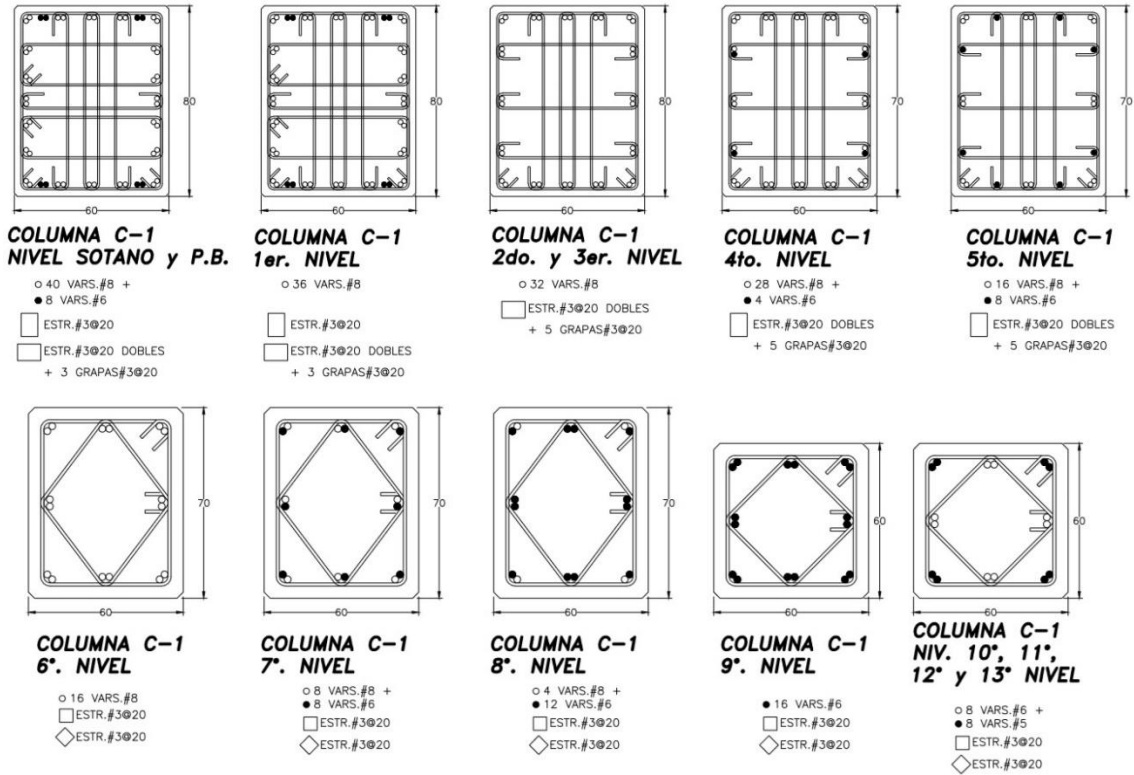


Figura 3.1: Armado en columnas C-1

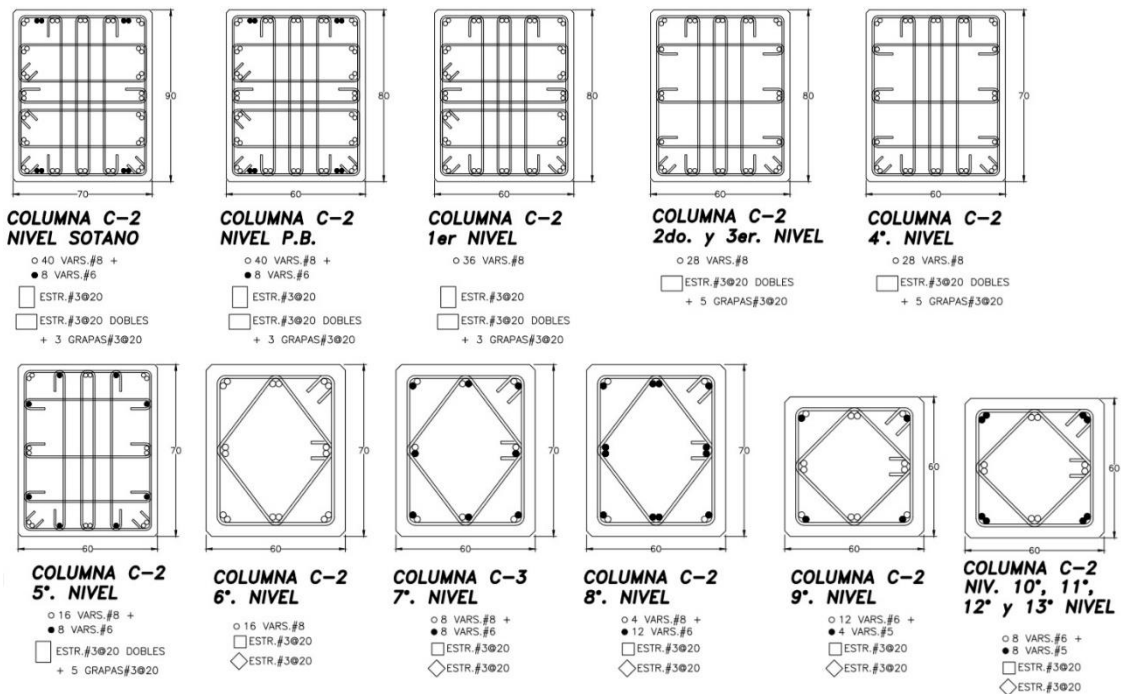


Figura 3.2: Armado en columnas C-2

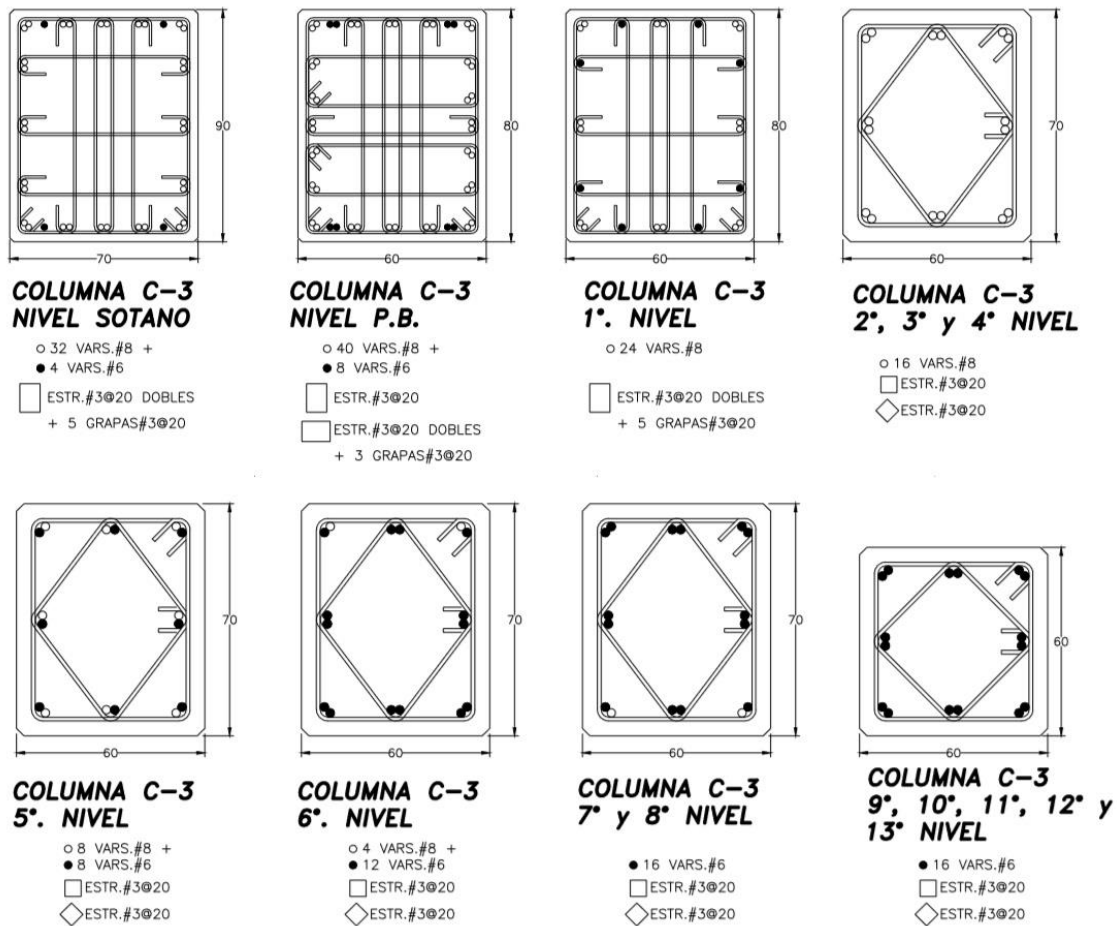


Figura 3.3: Armado en columnas C-3

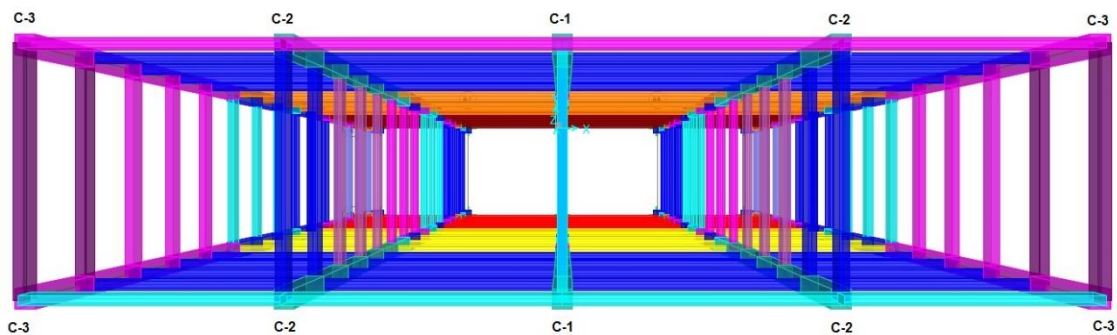


Figura 3.4: Distribución de columnas en planta estructural

En el apéndice A se especifican los armados para las trabes.

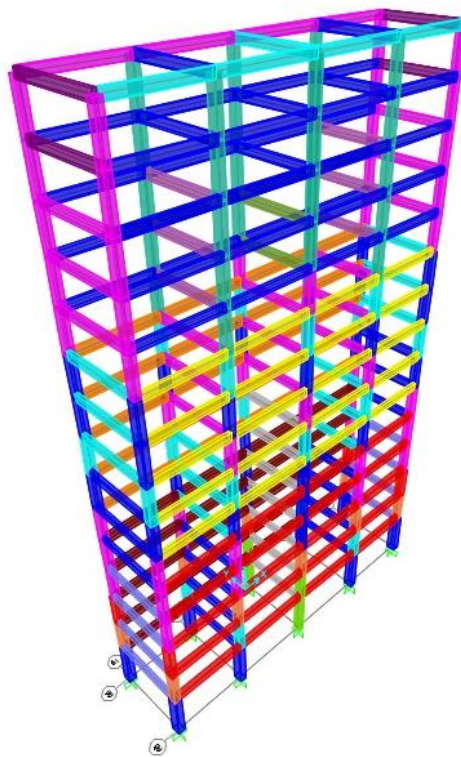
Se tienen cuatro modelos diferentes a analizar, dos de ellos considerando el voladizo existente en uno se aplica zona rígida y en el

otro con una excentricidad de 15 cm y los otros dos sin considerar el voladizo en el edificio, de estos uno con zona rígida y el otro con una excentricidad también de 15cm.

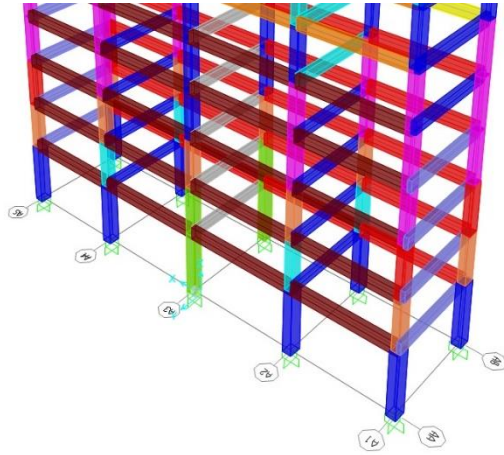
### 3.1.1 Edificio 1 sin excentricidad

El edificio 1 sin excentricidad está modelado con 5 ejes longitudinales y 2 transversales, completamente rígido en todos sus nodos, y simétrico en los ejes X y Y.

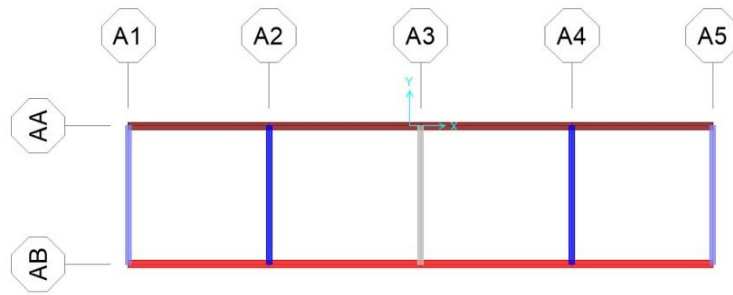
En las figuras 3.5-3.11 se muestran las plantas estructurales, ejes X, Y, Z y una vista tridimensional de los modelos, pudiendo observar que cada color representa un tipo diferente de columna y de trabe con respecto a su sección transversal (la gama de colores es independiente para columna y para trabe).



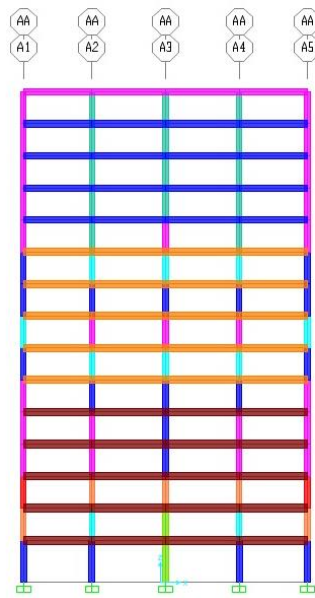
*Figura 3.5: Vista tridimensional del Edificio 1 sin excentricidad*



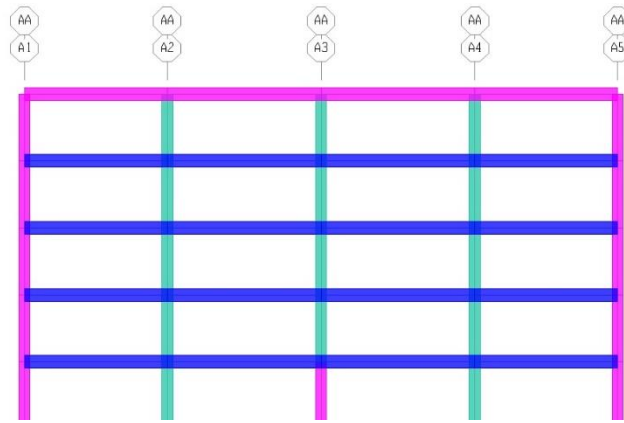
**Figura 3.6:** Vista tridimensional del Edificio 1 sin excentricidad (acercamiento)



**Figura 3.7:** Plano X-Y @Z=4.8



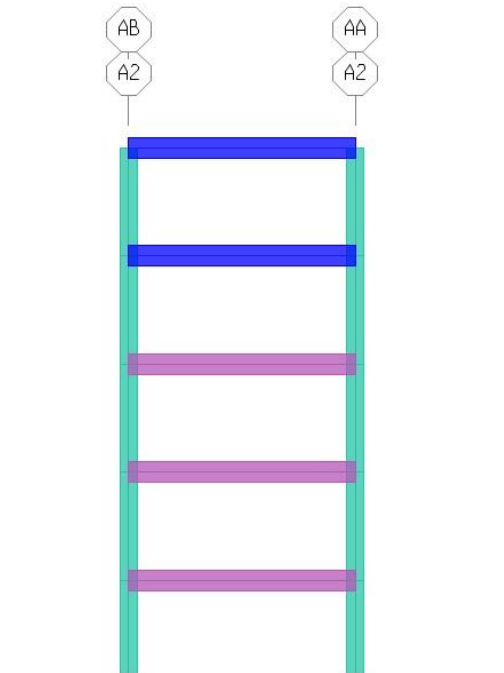
**Figura 3.8:** Plano X-Z @Y=0



**Figura 3.9:** Plano X-Z @Y=0 (acercamiento de los últimos niveles)



**Figura 3.10:** Plano Y-Z @X=7.8

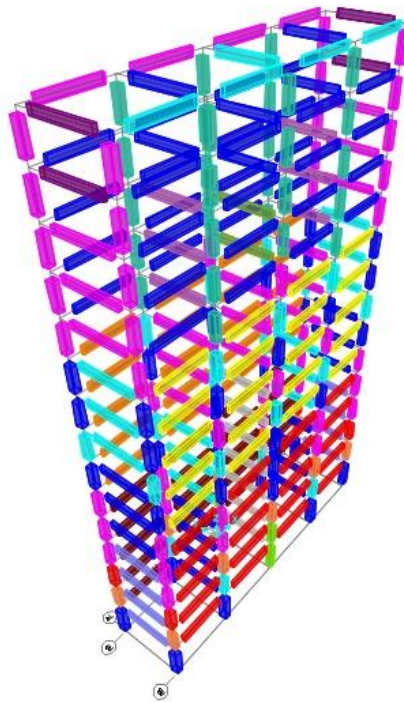


**Figura 3.11:** Plano Y-Z @X=7.8 (acercamiento)

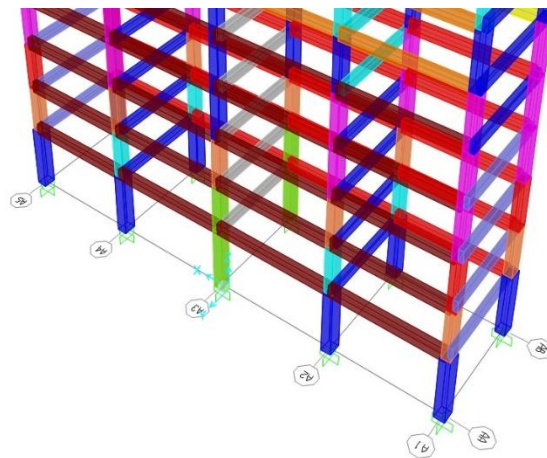
### 3.1.2 Edificio 1 con excentricidad

El edificio 1 con excentricidad está modelado con 5 ejes longitudinales y 2 transversales, simétrico en los ejes X y Y, con la diferencia de que en las trabes de este modelo se aplica una excentricidad de  $x=15\text{cm}$  y en  $y=-15\text{cm}$ .

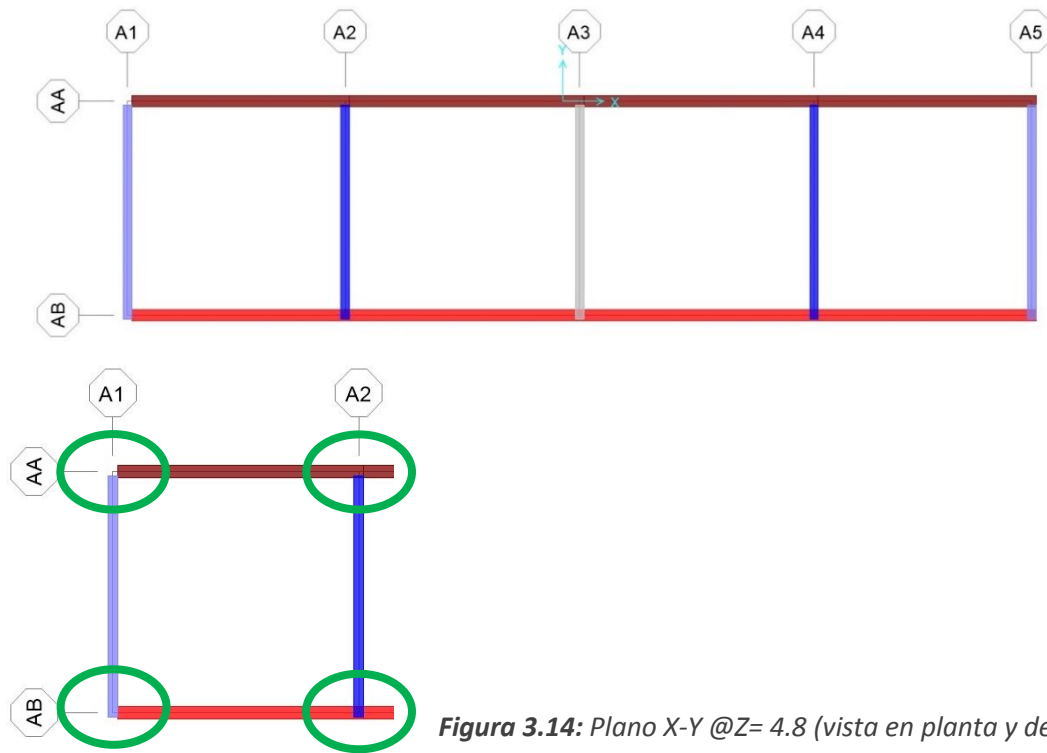
En las figuras 3.12-3.18 se muestran las plantas estructurales, ejes X, Y, Z y una vista tridimensional de los modelos, pudiendo observar que cada color representa un tipo diferente de columna y de trabe con respecto a su sección transversal (la gama de colores es independiente para columna y para trabe).



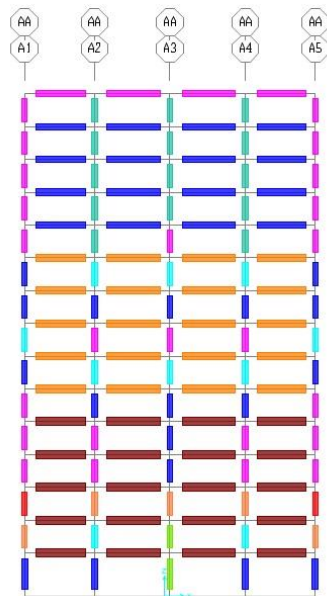
**Figura 3.12:** Vista tridimensional del edificio 1 con excentricidad



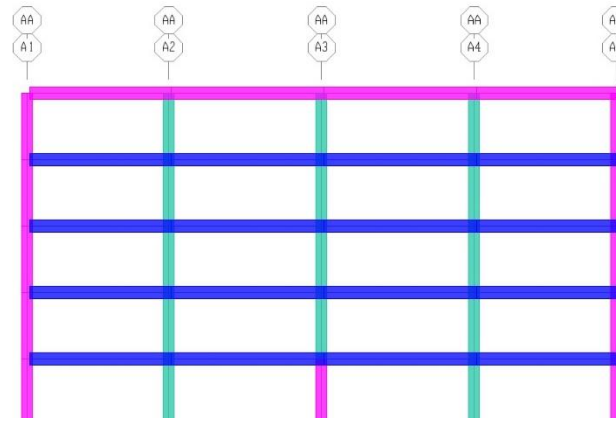
**Figura 3.13:** Vista tridimensional del edificio 1 con excentricidad (acercamiento)



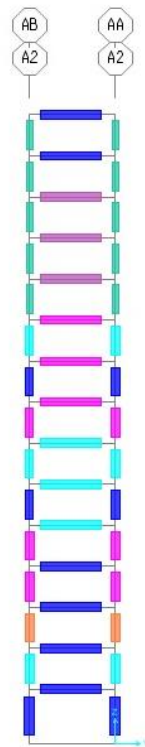
**Figura 3.14:** Plano X-Y @Z= 4.8 (vista en planta y detalle en excentricidades aplicadas en los ejes)



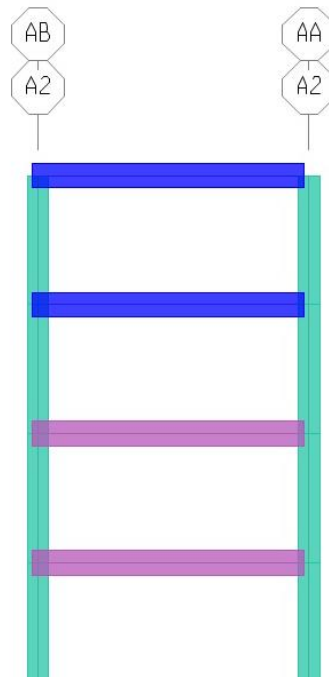
**Figura 3.15:** Plano X-Z @Y=0



**Figura 3.16:** Plano X-Z @Y=0



**Figura 3.17:** Plano Y-Z @X=7.8

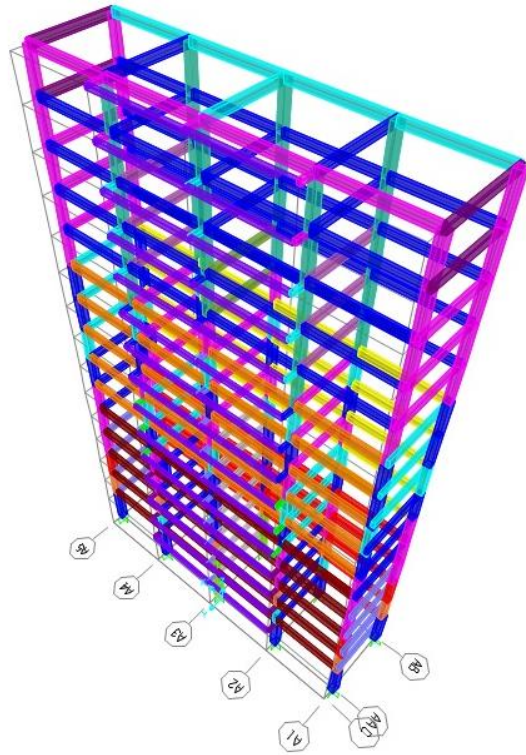


**Figura 3.18:** Plano Y-Z @X=7.8 (acercamiento)

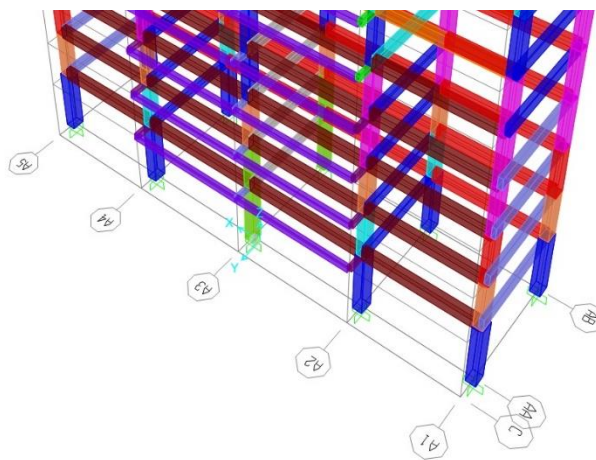
### 3.1.3 Edificio 2 sin excentricidad

El edificio 2 sin excentricidad está modelado con 5 ejes longitudinales y 3 transversales, simétrico solo con respecto a su eje transversal, ya que cuenta con un voladizo en el centro superior. En

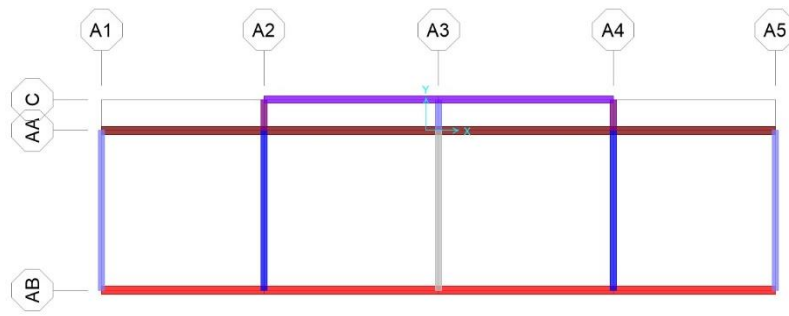
las figuras 3.19-3.25 se muestran las plantas estructurales, ejes X, Y, Z y una vista tridimensional de los modelos.



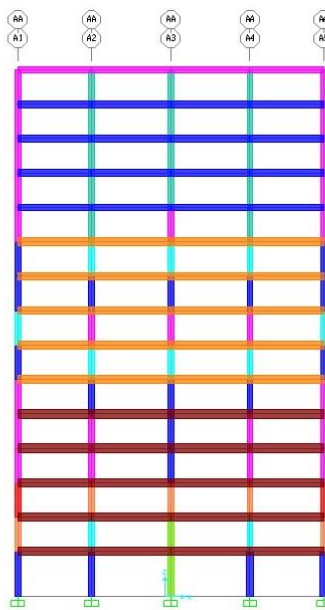
**Figura 3.19:** Vista tridimensional del edificio 2 sin excentricidad



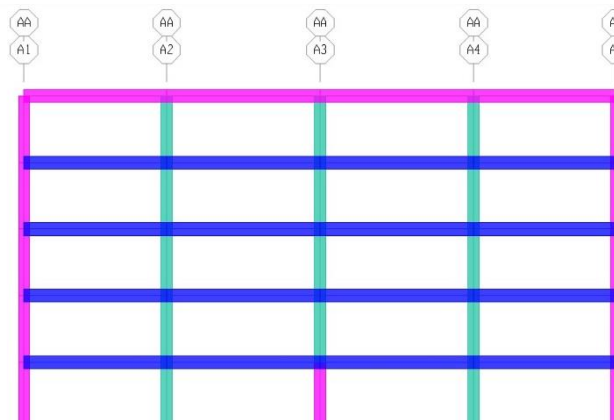
**Figura 3.20:** Vista tridimensional del edificio 2 sin excentricidad (acercamiento)



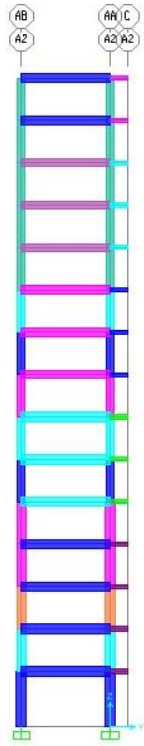
**Figura 3.21:** Plano X-Y @Z=4.8



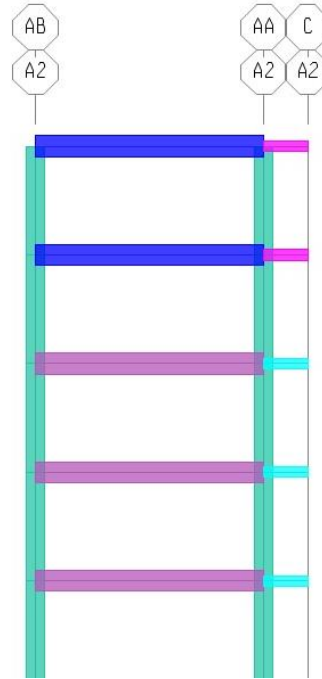
**Figura 3.22:** Plano X-Z @Y=0



**Figura 3.23:** Plano X-Z @Y=0 (acercamiento de los últimos niveles)



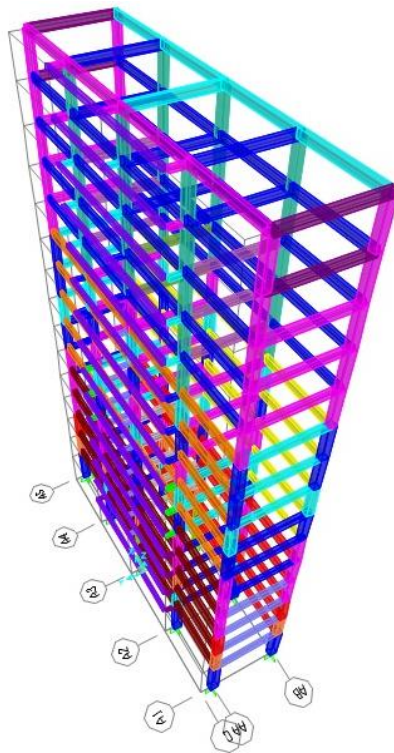
**Figura 3.24:** Plano Y-Z @X=7.8



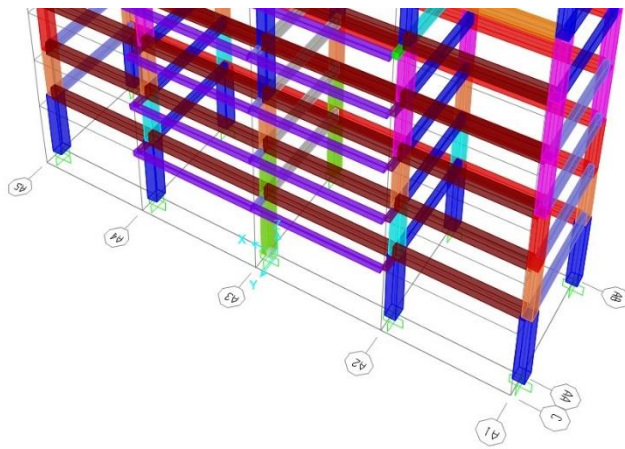
**Figura 3.25:** Plano Y-Z @X=7.8 (acercamiento)

### 3.1.4 Edificio 2 con excentricidad

El edificio 2 con excentricidad está modelado con 5 ejes longitudinales y 3 transversales, simétrico sólo con respecto a su eje transversal, ya que cuenta con un voladizo en el centro superior, con la diferencia de que en las trabes se aplica una excentricidad de  $x=15\text{cm}$  y en  $y=-15\text{cm}$ . En las figuras 3.26-3.32 se muestran las plantas estructurales, ejes X, Y, Z y una vista tridimensional de los modelos.



**Figura 3.26:** Vista tridimensional del edificio 2 con excentricidad



**Figura 3.27:** Vista tridimensional del edificio 2 con excentricidad (acercamiento)

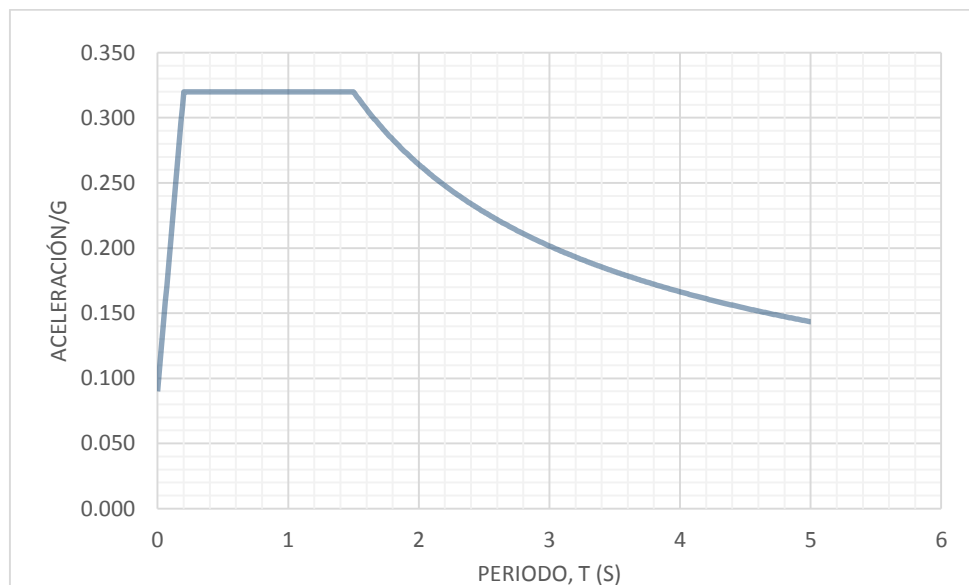




realizado el grid, se dibujaron las trabes y columnas con las dimensiones especificadas basándose en la memoria de cálculo del edificio (mencionadas en las tablas anteriores). Se designaron las cargas muertas y vivas en cada trabe, así como el armado correspondiente para cada columna.

### 3.2.1 Análisis lineal modal espectral

Para el análisis modal espectral se utilizó el espectro de diseño del reglamento de construcciones del Municipio de Puebla para un terreno tipo II. En la figura 3.33 se muestra el espectro de diseño usado en este estudio, y en la figura 3.34 se menciona algunos datos del acelerograma registrado en la estación RIPB el cual se utilizará para el análisis paso a paso.



**Figura 3.33:** Espectro de diseño para terreno tipo II zona B

```

*****
RED INTERUNIVERSITARIA DE INSTRUMENTACION SISIMICA (RIIS)
AREA DE ESTRUCTURAS, UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA - UNIDAD AZCAPOTZALCO
AV. SAN PABLO 180; COL. REYNOSA TAMAULIPAS; MEXICO D.F. 02200.
TELS: 7235859, 7235856; FAX: 7244285; e-mail: esz@hp9000a1.uam.mx
*****
ARCHIVO ESTANDAR DE ACELERACION:
VERSION DEL FORMATO           : 2.0
NOMBRE DEL ARCHIVO            : RIPB9509.141
FECHA Y HORA DE CREACION      : 14 de septiembre 1995 /14:05
REF. CATALOGO ACELEROGRAMAS, SMIS 1996 : REGISTRO No. 1476 /PAG. 156

=====
DATOS DE LA ESTACION:
NOMBRE DE LA ESTACION         : SAN BALTAZAR
CLAVE DE LA ESTACION         : RIPB
LOCALIZACION DE LA ESTACION  : CALLE DEL LAGO #6136,
                              : PUEBLA,PUEBLA
                              :
                              :
COORDENADAS DE LA ESTACION   : 19.010 LAT. N
                              : 98.210 LONG. W
ALTITUD (msnm)               : 2100
TIPO DE SUELO                 : ARCILLOSO ARENOSO
                              :
                              :
INSTITUCION RESPONSABLE      : RED INTERUNIVERSITARIA DE
                              : INSTRUMENTACION SISMICA (RIIS)

=====
DATOS DEL SISMO:
FECHA DEL SISMO (GMT)        : 14/SEP/95
HORA EPICENTRO (GMT)        : 14:04:30,5
MAGNITUD(ES)                 : /Mb=6.40/Ms=7.20/Mc=7.30
COORDENADAS DEL EPICENTRO   : 16.310 LAT. N
                              : 98.880 LONG. W
PROFUNDIDAD FOCAL (km)      : 22
FUENTES DE LOS DATOS EPICENTRALES : SSN
                              : INSTITUTO DE GEOFISICA, UNAM

=====

```

**Figura 3.34:** Datos del sismo RIPB9509 (San Baltazar, 1995)

Para poder analizar el modelo con el método del espectro de respuesta se usan los parámetros de los espectros de diseño para estructuras del grupo B, las cuales se obtienen del reglamento de construcciones del Municipio de Puebla.

La ordenada del espectro de aceleración, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

$$a = a_0 + (c - a_0) \left( \frac{T}{T_a} \right); \quad \text{si } T < T_a \quad (3.1)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (3.2)$$

$$a = c \left( \frac{T_b}{T} \right)^r ; \quad \text{si } T < T_b \quad (3.3)$$

Donde:

$a_0$  = Coeficiente de aceleración del terreno.

$c$  = Coeficiente sísmico.

$T$  = Período natural de interés.

$T_a$  = Límite inferior de la mesa espectral.

$T_b$  = Exponente que depende del tipo de terreno.

Los valores de  $a_0$ ,  $c$ ,  $T_a$ ,  $T_b$  y “ $r$ ” se asignan en la tabla siguiente, para los distintos tipos de terrenos de cimentación. En la tabla 3.8 se muestran los parámetros mencionados, en amarillo los que se usaron para este estudio.

**Tabla 3.8:** Tabla de parámetros de los espectros de diseño para estructuras del grupo B

Tipo de terreno	$a_0$	$c$	$T_a$ (S)	$T_b$ (S)	R
I	0.05	0.18	0.15	0.60	½
II	0.09	0.32	0.20	1.50	2/3
III	0.11	0.40	0.50	2.50	1

Se utilizaron las siguientes combinaciones para el análisis del modelo, considerando las variantes de los sismos en “x” y “y”.

**Tabla 3.9:** Tabla de combinaciones de cargas aplicadas en el modelado.

COMBINACIONES DE CARGAS			
COMBO	CM+CV	Sx	Sy
1	1.4	0	0
2	1.1	1.1	0
3	1.1	1.1	0.33
4	1.1	1.1	-0.33
5	1.1	-1.1	0
6	1.1	-1.1	0.33
7	1.1	-1.1	-0.33
8	1.1	0	1.1
9	1.1	0.33	1.1
10	1.1	-0.33	1.1
11	1.1	0	-1.1
12	1.1	0.33	-1.1
13	1.1	-0.33	-1.1

Al analizar los modelos del edificio 1 sin excentricidad y con excentricidad, se obtienen los períodos de vibrar y las frecuencias para cada modo así como las fuerzas cortantes basales para los ejes “x” y “y”, los cuales se obtienen de los valores máximos de las reacciones en la base que se encontraron en las combinaciones aplicadas al modelo.

En las tablas 3.10 y 3.11 se muestran los valores descritos anteriormente. Las formulas con las cuales se obtienen los valores de coeficiente de diseño son:

$$V_b = cW_T \quad (3.4)$$

$$c_x = \frac{V_{bx}}{W_T} \rightarrow \frac{F_x}{F_z} \quad (3.5)$$

$$c_y = \frac{V_{by}}{W_T} \rightarrow \frac{F_y}{F_z} \quad (3.6)$$

En las ecuaciones donde  $V_b$  es cortante basal y  $W_T$  es el peso total del modelo.

a) Edificio 1 sin excentricidad

**Tabla 3.10:** Tablas de periodos modales (a), reacciones máximas (b) y coeficientes de diseño (c) para edificio 1 sin excentricidad

MODO	T (s)	f (Hz)
1	1.675152	0.59696058
2	1.440494	0.69420638
3	1.237332	0.8081902
4	0.594953	1.68080628
5	0.524299	1.90731019
6	0.468680	2.13365343
7	0.327323	3.05508862
8	0.296404	3.37377165
9	0.281235	3.55574667
10	0.220463	4.53590697
11	0.200452	4.98871406
12	0.186737	5.35512137

VALORES MAYORES		
$F_x$	394.3767 Ton	COMB 6
$F_y$	107.4113 Ton	
$F_z$	4820.4172 Ton	

$c_x$ =	<b>0.08181381</b>
$c_y$ =	<b>0.02228257</b>

b) Edificio 1 con excentricidad

**Tabla 3.11:** Tablas de periodos modales (a), reacciones máximas (b) y coeficientes de diseño (c) para edificio 1 con excentricidad

MODO	T (s)	f (Hz)
1	1.675273	0.59691776
2	1.440587	0.69416129
3	1.237373	0.80816357
4	0.594997	1.6806807
5	0.524333	1.90718472
6	0.468695	2.13358478
7	0.32735	3.05483525
8	0.296426	3.37352671
9	0.281244	3.55563535
10	0.220479	4.53557816
11	0.200466	4.98838914
12	0.186743	5.35494511

VALORES MAYORES		
F <sub>x</sub>	394.3781 Ton	COMB 4
F <sub>y</sub>	107.4059 Ton	
F <sub>z</sub>	4820.4177 Ton	

c <sub>x</sub> =	<b>0.08181409</b>
c <sub>y</sub> =	<b>0.02228145</b>

Para la obtención de las distorsiones se revisan los valores de desplazamientos máximos para cada eje, en el caso del edificio 1 sin excentricidad, en la combinación 2 se encontraron dichos desplazamientos en el eje “x”, mientras que en la combinación 6 se obtuvieron en el eje “y”.

En las tablas 3.12 y 3.13 se puede apreciar la información requerida para la obtención de las distorsiones, la descripción de cada columna que aparece en la tabla se da a continuación.

- Columna 1: se enumeran los niveles del edificio.
- Columna 2: se tabulan los valores de los desplazamientos acumulados para el eje “x” (son los desplazamientos máximos de las combinaciones que se realizaron en el modelo, en éste caso el máximo se encuentra en la combinación 2).
- Columna 3: se tabulan los valores de los desplazamientos acumulados para el eje “y” (son los desplazamientos máximos de

las combinaciones que se realizaron en el modelo, en éste caso el máximo se encuentra en la combinación 8).

- Columna 4: se calculan los valores nominales de los desplazamientos con respecto al eje “x”.
- Columna 5: se calculan los valores nominales de los desplazamientos con respecto al eje “y”.
- Columna 6: se tabulan las alturas nominales por nivel de entrepiso.
- Columna 7: se realiza el cálculo de la distorsión de cada nivel, esto se obtiene dividiendo el desplazamiento nominal  $\Delta U1$  entre la altura de entrepiso.
- Columna 8: se realiza el cálculo de la distorsión de cada nivel, esto se obtiene dividiendo el desplazamiento nominal  $\Delta U2$  entre la altura de entrepiso.

Las distorsiones se grafican considerando como ordenadas a los entrepisos y a las abscisas a los valores de la distorsión.

En lo que sigue se muestran las tablas usadas para el cálculo de los desplazamientos y distorsiones, así como las gráficas que permiten comparar los resultados de los modelos.

a) Edificio 1 sin excentricidad

*Tabla 3.12: Tabla de cálculo para las distorsiones de entrepiso, edificio 1 sin excentricidad*

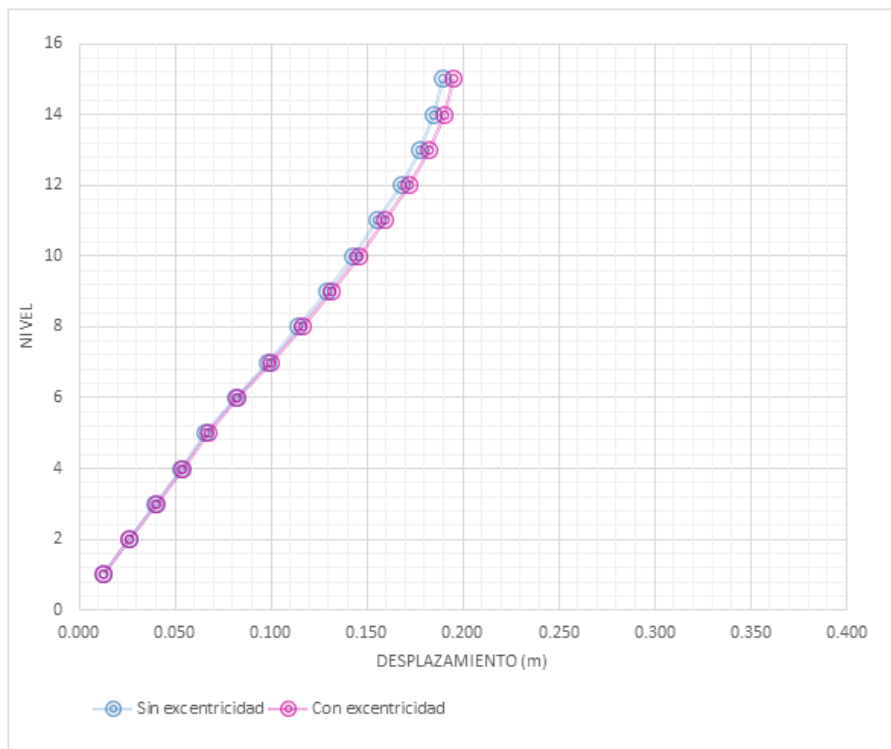
NIVEL	U1 (x)	U2 (y)	$\Delta U1$	$\Delta U2$	hentr	Dist. Entr. (x)	Dist. Entr. (y)
	<b>Comb 2</b>	<b>Comb 8</b>					
1	0.0126	0.0142	0.0126	0.0142	4.8	0.0026250	0.0029583
2	0.0262	0.0351	0.0136	0.0209	3.65	0.0037260	0.0057260
3	0.0397	0.0592	0.0135	0.0241	3.65	0.0036986	0.0066027
4	0.053	0.0846	0.0133	0.0254	3.65	0.0036438	0.0069589
5	0.0661	0.1099	0.0131	0.0253	3.65	0.0035890	0.0069315
6	0.0814	0.1354	0.0153	0.0255	3.65	0.0041918	0.0069863
7	0.0983	0.1605	<b>0.0169</b>	0.0251	3.65	0.0046301	0.0068767
8	0.1145	0.1866	0.0162	0.0261	3.65	0.0044384	0.0071507
9	0.1292	0.2134	0.0147	<b>0.0268</b>	3.65	0.0040274	0.0073425
10	0.1426	0.2389	0.0134	0.0255	3.65	0.0036712	0.0069863
11	0.1558	0.263	0.0132	0.0241	3.65	0.0036164	0.0066027
12	0.1681	0.2838	0.0123	0.0208	3.65	0.0033699	0.0056986
13	0.178	0.3011	0.0099	0.0173	3.65	0.0027123	0.0047397
14	0.185	0.3149	0.007	0.0138	3.65	0.0019178	0.0037808
15	0.1892	0.3253	0.0042	0.0104	3.65	0.0011507	0.0028493

b) Edificio 1 con excentricidad

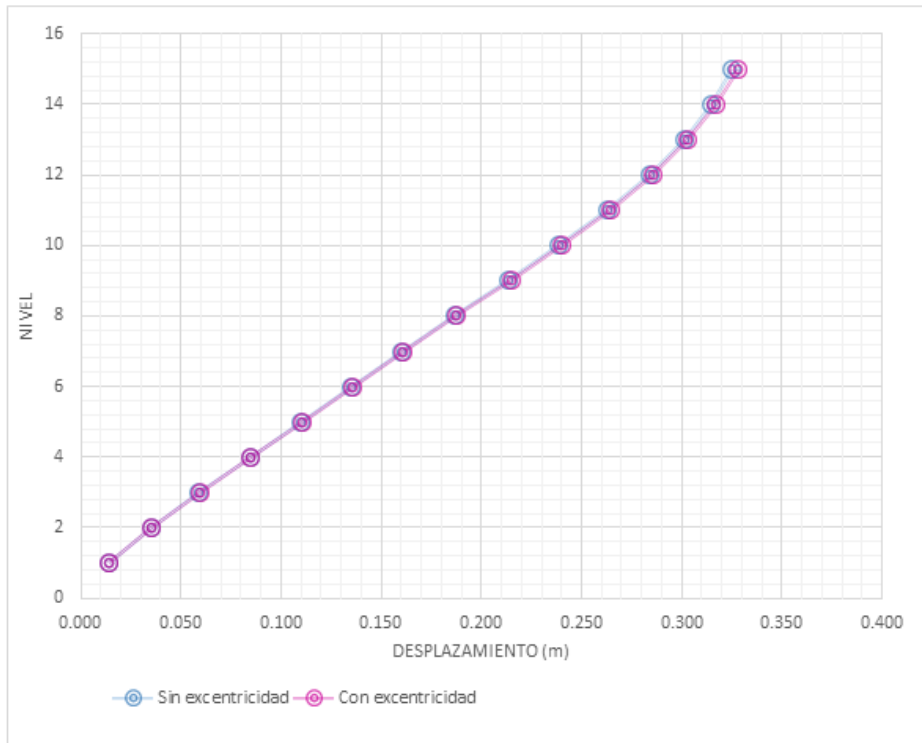
*Tabla 3.13: Tabla de cálculo para las distorsiones de entrepiso, 1 con excentricidad*

NIVEL	U1 (x)	U2 (y)	$\Delta U1$	$\Delta U2$	hentr	Dist. Entr. (x)	Dist. Entr. (y)
	<b>Comb 2</b>	<b>Comb 8</b>					
1	0.0127	0.0143	0.0127	0.0143	4.8	0.0026458	0.0029792
2	0.0265	0.0352	0.0138	0.0209	3.65	0.0037808	0.0057260
3	0.0403	0.0595	0.0138	0.0243	3.65	0.0037808	0.0066575
4	0.0538	0.085	0.0135	0.0255	3.65	0.0036986	0.0069863
5	0.0671	0.1105	0.0133	0.0255	3.65	0.0036438	0.0069863
6	0.0827	0.1361	0.0156	0.0256	3.65	0.0042740	0.0070137
7	0.1001	0.1613	<b>0.0174</b>	0.0252	3.65	0.0047671	0.0069041
8	0.1166	0.1876	0.0165	0.0263	3.65	0.0045205	0.0072055
9	0.1318	0.2147	0.0152	<b>0.0271</b>	3.65	0.0041644	0.0074247
10	0.1456	0.2403	0.0138	0.0256	3.65	0.0037808	0.0070137
11	0.1593	0.2646	0.0137	0.0243	3.65	0.0037534	0.0066575
12	0.1722	0.2856	0.0129	0.021	3.65	0.0035342	0.0057534
13	0.1827	0.3032	0.0105	0.0176	3.65	0.0028767	0.0048219
14	0.1903	0.3172	0.0076	0.014	3.65	0.0020822	0.0038356
15	0.1952	0.3278	0.0049	0.0106	3.65	0.0013425	0.0029041

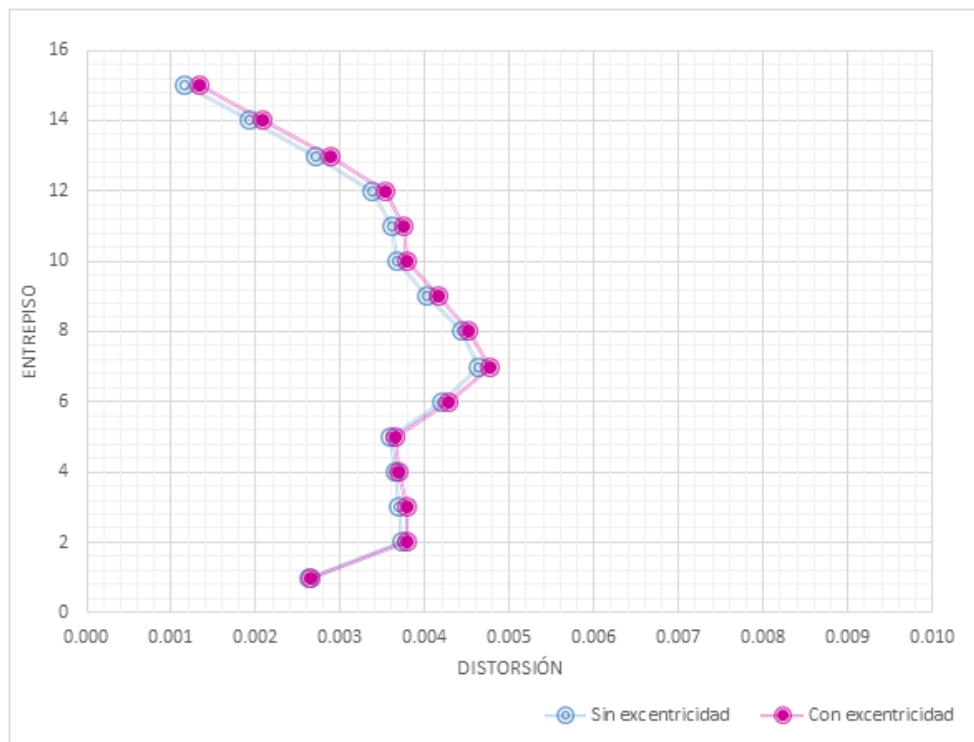
Se realizaron las gráficas para las comparaciones de distorsión y desplazamiento en los dos modelos, con la combinación de carga 2 (1.1. [CM + CV] + Sx) para el eje "x" y la combinación de carga 8 (1.1. [CM + CV] + Sy) para el eje "y". En las figuras 3.35 a 3.38 se muestran dichas gráficas donde se puede apreciar que hay un mayor desplazamiento en el eje "y" para el edificio 1 con excentricidad, esto debido a que no tiene la rigidez necesaria para evitar un mayor desplazamiento



**Figura 3.35:** Comparación de los desplazamientos en Edificio 1 en eje X

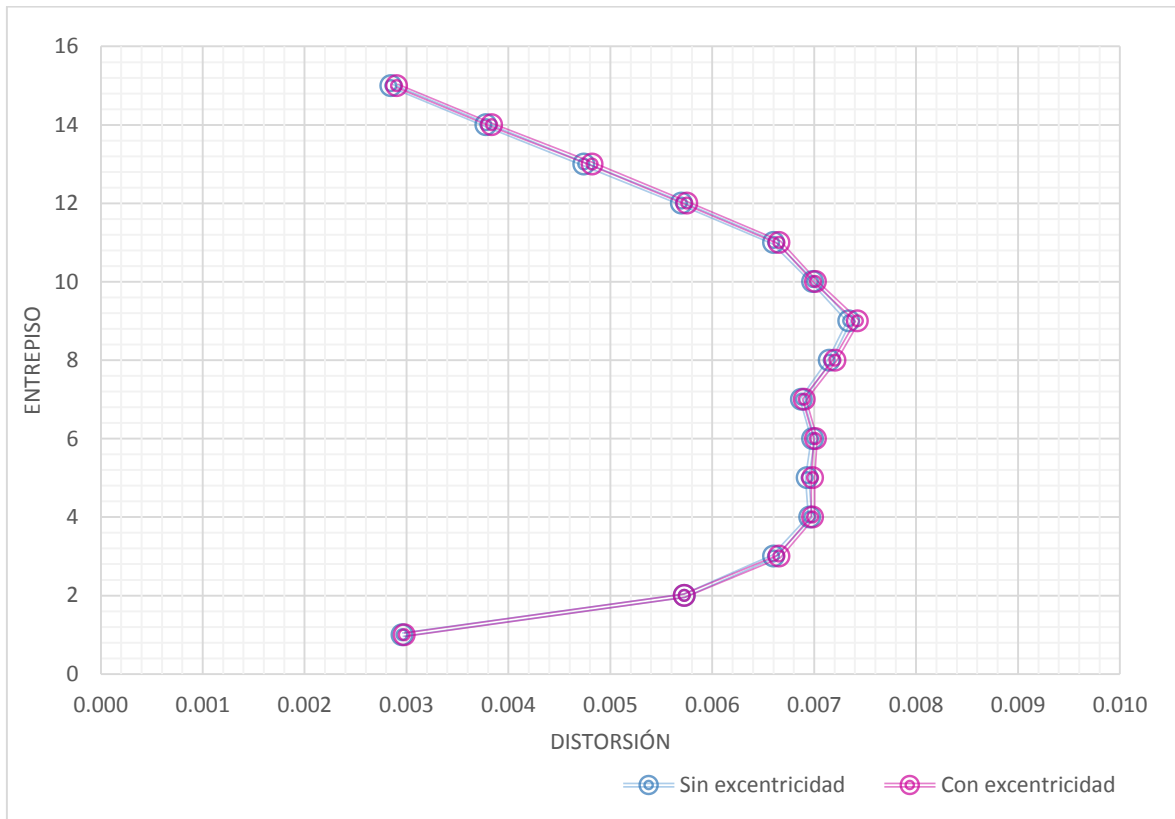


**Figura 3.36:** Comparación de los desplazamientos en Edificio 1 en eje Y



**Figura 3.37:** Comparación de la distorsión en Edificio 1 en eje X

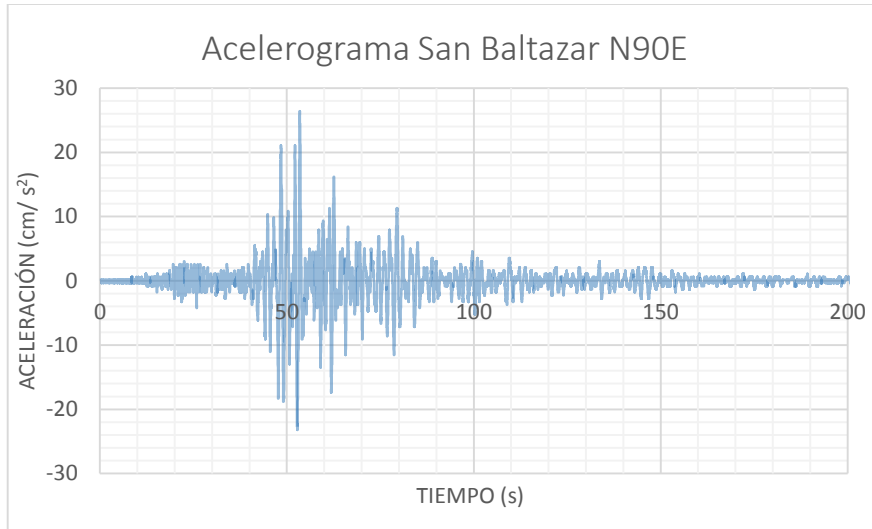
En la figura 3.37 se puede apreciar la distorsión es mayor en el eje “x” para el edificio con excentricidad, esto se debe a que los elementos tienen mayor flexibilidad. En la figura 3.38 se observa el mismo comportamiento antes descrito.



**Figura 3.38:** Comparación de la distorsión en Edificio 1 en eje Y

### 3.2.2 Análisis lineal paso a paso

Para el análisis lineal paso a paso se usó el software SAP2000 v14 y el acelerograma registrado en la estación San Baltazar, correspondiente al sismo el 14 de septiembre de 1995. La estación se encuentra en un tipo de suelo arcillo-arenoso. En la figura 3.39 se muestra el acelerograma usado y el cual corresponde a la componente de movimiento Este-Oeste, mismo que presentó las máximas aceleraciones del terreno.



**Figura 3.39:** Acelerograma para terreno tipo 2 usado para el análisis lineal paso a paso

Para el análisis lineal paso a paso se sigue el mismo procedimiento descrito en el análisis lineal modal espectral, a excepción de que se usa el acelerograma en lugar del espectro, y donde se define el intervalo de tiempo de 0.005s. El edificio se analiza con las mismas combinaciones de carga descritas anteriormente.

En la tabla 3.14 se presentan las combinaciones referidas.

**Tabla 3.14:** Tabla de combinaciones de cargas aplicadas en el modelado.

COMBINACIONES DE CARGAS					
COMBO	CM+CV	Sx	Sy	Sismo real x	Sismo real y
1	1.4	0	0		
2	1.1	1.1	0		
3	1.1	1.1	0.33		
4	1.1	1.1	-0.33		
5	1.1	-1.1	0		
6	1.1	-1.1	0.33		
7	1.1	-1.1	-0.33		
8	1.1	0	1.1		
9	1.1	0.33	1.1		
10	1.1	-0.33	1.1		
11	1.1	0	-1.1		
12	1.1	0.33	-1.1		
13	1.1	-0.33	-1.1		
14	1.1	0	0	1.1	0
15	1.1	0	0	0	1.1

En este caso se utilizan las combinaciones 14 y 15 para obtener las reacciones máximas en la base ya que se analiza el edificio con el sismo real.

Al analizar los modelos del edificio 1 sin excentricidad y con excentricidad, se obtienen los períodos de vibrar y las frecuencias para cada modo así como las fuerzas cortantes basales para los ejes “x” y “y”, los cuales se obtienen de los valores máximos de las reacciones en la base que se encontraron en las combinaciones aplicadas al modelo.

En las tablas 3.15 y 3.16 se muestran los valores descritos anteriormente.

a) Edificio 1 sin excentricidad

**Tabla 3.15:** Tablas de periodos modales (a), reacciones máximas (b) y coeficientes de diseño (c) para edificio 1 sin excentricidad

(a)

MODO	T (s)	f (Hz)
1	1.675152	0.59696058
2	1.440494	0.69420638
3	1.237332	0.8081902
4	0.594953	1.68080628
5	0.524299	1.90731019
6	0.46868	2.13365343
7	0.327323	3.05508862
8	0.296404	3.37377165
9	0.281235	3.55574667
10	0.220463	4.53590697
11	0.200452	4.98871406
12	0.186737	5.35512137

(b)

VALORES MAYORES		
F <sub>x</sub>	126.5088 Ton	COMB 14
F <sub>y</sub>	99.7182 Ton	
F <sub>z</sub>	4906.9034 Ton	

(c)

c <sub>x</sub> =	<b>0.0257818</b>
c <sub>y</sub> =	<b>0.02032202</b>

b) Edificio 1 con excentricidad

**Tabla 3.16:** Tablas de periodos modales (a), reacciones máximas (b) y coeficientes de diseño (c) para edificio 1 con excentricidad

MODO	T (s)	F (Hz)
1	1.675273	0.59691776
2	1.440587	0.69416129
3	1.237373	0.80816357
4	0.594997	1.6806807
5	0.524333	1.90718472
6	0.468695	2.13358478
7	0.32735	3.05483525
8	0.296426	3.37352671
9	0.281244	3.55563535
10	0.220479	4.53557816
11	0.200466	4.98838914
12	0.186743	5.35494511

VALORES MAYORES		
F <sub>x</sub>	126.5199 Ton	COMB 14
F <sub>y</sub>	99.7184 Ton	
F <sub>z</sub>	4906.9034 Ton	

c <sub>x</sub> =	<b>0.02578406</b>
c <sub>y</sub> =	<b>0.02032206</b>

Para la obtención de las distorsiones se revisan los valores de desplazamientos máximos para cada eje, en el caso del edificio 1 sin excentricidad, en la combinación 14 se encontraron dichos desplazamientos en el eje “x” y “y”.

En las tablas 3.17 y 3.18 se puede apreciar la información requerida para la obtención de las distorsiones.

a) Edificio 1 sin excentricidad

*Tabla 3.17: Tabla de cálculo para las distorsiones de entrepiso, para edificio 1 sin excentricidad*

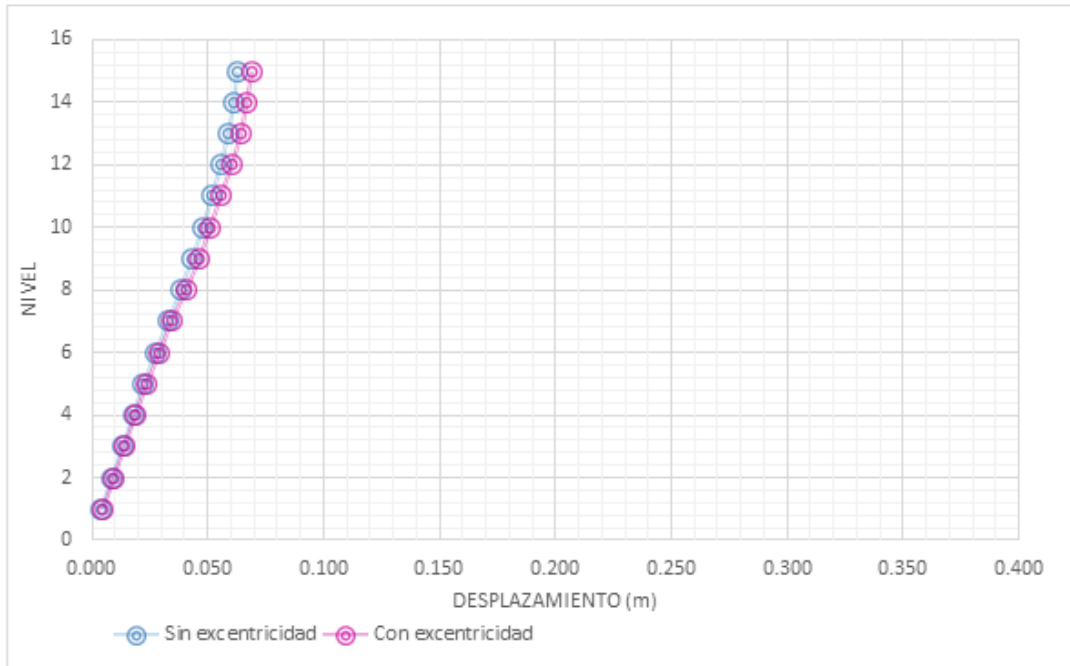
NIVEL	U1 (x)	U2 (y)	$\Delta U1$	$\Delta U2$	hentr	Dist. Entr. (x)	Dist. Entr. (y)
1	0.0042	0.0042	0.0042	0.0042	4.8	0.0008750	0.0008750
2	0.0088	0.0104	0.0046	0.0062	3.65	0.0012603	0.0016986
3	0.0134	0.0177	0.0046	0.0073	3.65	0.0012603	0.0020000
4	0.0179	0.0256	0.0045	0.0079	3.65	0.0012329	0.0021644
5	0.0223	0.0337	0.0044	0.0081	3.65	0.0012055	0.0022192
6	0.0275	0.0420	0.0052	0.0083	3.65	0.0014247	0.0022740
7	0.0332	0.0503	0.0057	0.0083	3.65	0.0015616	0.0022740
8	0.0385	0.0591	0.0053	0.0088	3.65	0.0014521	0.0024110
9	0.0434	0.0681	0.0049	0.009	3.65	0.0013425	0.0024658
10	0.0478	0.0766	0.0044	0.0085	3.65	0.0012055	0.0023288
11	0.0521	0.0848	0.0043	0.0082	3.65	0.0011781	0.0022466
12	0.0560	0.0918	0.0039	0.007	3.65	0.0010685	0.0019178
13	0.0592	0.0977	0.0032	0.0059	3.65	0.0008767	0.0016164
14	0.0614	0.1024	0.0022	0.0047	3.65	0.0006027	0.0012877
15	0.0628	0.1061	0.0014	0.0037	3.65	0.0003836	0.0010137

b) Edificio 1 con excentricidad

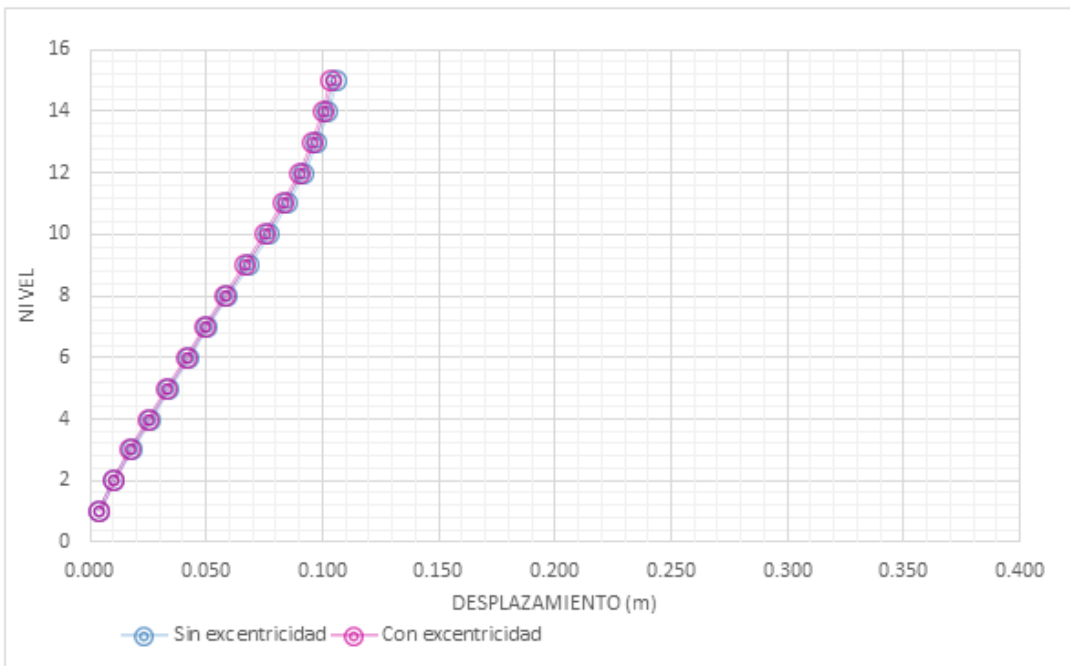
*Tabla 3.18 Tabla de cálculo para las distorsiones de entrepiso, para edificio 1 con excentricidad*

NIVEL	U1 (x)	U2 (y)	$\Delta U1$	$\Delta U2$	hentr	Dist. Entr. (x)	Dist. Entr. (y)
1	0.0044	0.0041	0.0044	0.0041	4.8	0.0009167	0.0008542
2	0.0092	0.0103	0.0048	0.0062	3.65	0.0013151	0.0016986
3	0.0140	0.0175	0.0048	0.0072	3.65	0.0013151	0.0019726
4	0.0187	0.0252	0.0047	0.0077	3.65	0.0012877	0.0021096
5	0.0234	0.0332	0.0047	0.008	3.65	0.0012877	0.0021918
6	0.0289	0.0413	0.0055	0.0081	3.65	0.0015068	0.0022192
7	0.0349	0.0495	0.006	0.0082	3.65	0.0016438	0.0022466
8	0.0407	0.0580	0.0058	0.0085	3.65	0.0015890	0.0023288
9	0.0460	0.0668	0.0053	0.0088	3.65	0.0014521	0.0024110
10	0.0509	0.0752	0.0049	0.0084	3.65	0.0013425	0.0023014
11	0.0557	0.0831	0.0048	0.0079	3.65	0.0013151	0.0021644
12	0.0602	0.0899	0.0045	0.0068	3.65	0.0012329	0.0018630
13	0.0640	0.0956	0.0038	0.0057	3.65	0.0010411	0.0015616
14	0.0669	0.1001	0.0029	0.0045	3.65	0.0007945	0.0012329
15	0.0689	0.1035	0.002	0.0034	3.65	0.0005479	0.0009315

Se realizaron las gráficas para las comparaciones de distorsión y desplazamiento en los dos modelos, con la combinación de carga 14 (1.1. [CM + CV] + 1.1Sismo real x) para el eje “x” y para el eje “y”.

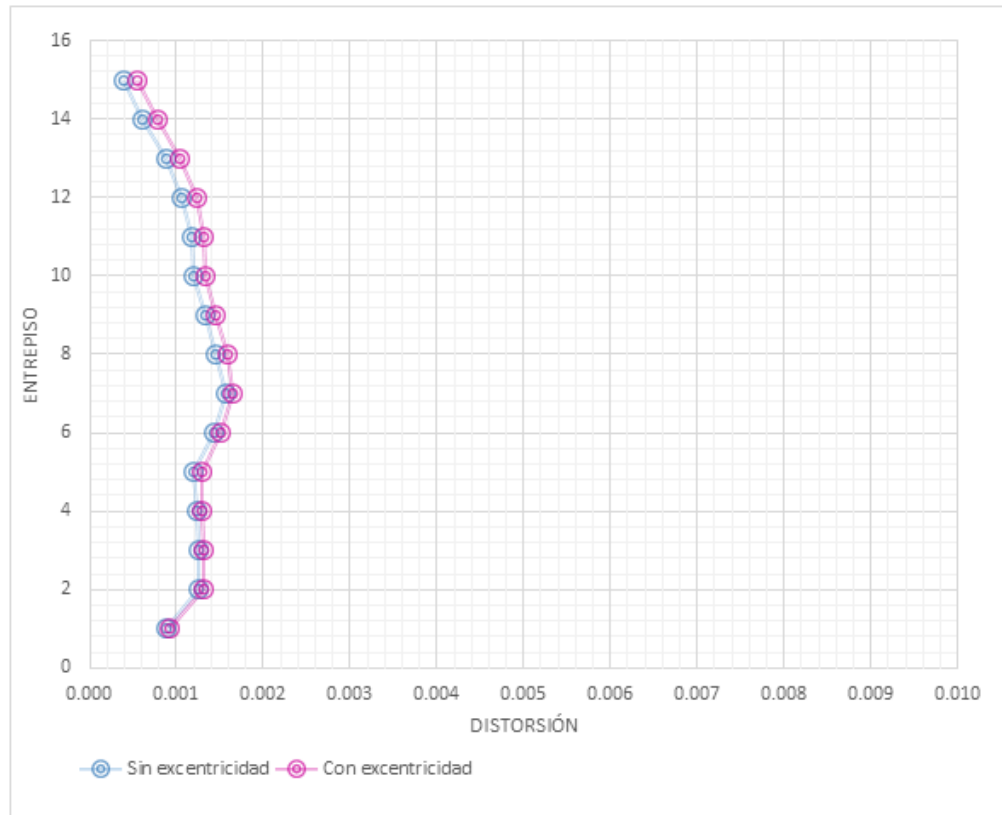


**Figura 3.40:** Comparación de los desplazamientos en Edificio 1 en eje X



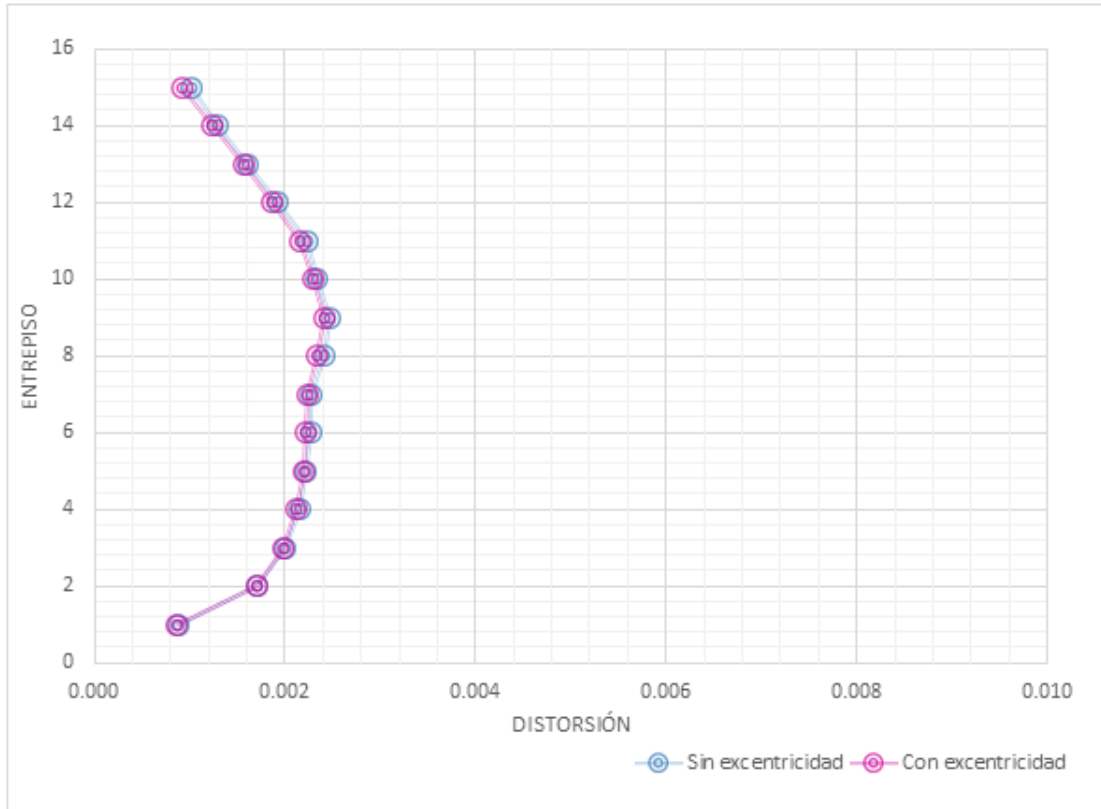
**Figura 3.41:** Comparación de los desplazamientos en Edificio 1 en eje Y

De las figuras 3.40 y 3.41 se puede apreciar que hay un desplazamiento máximo en el eje "y" para el edificio 1 sin excentricidad, alcanzando un valor de 10.61cm en el nivel superior del edificio.



**Figura 3.42:** Comparación de la distorsión en Edificio 1 en eje X

En la figura 3.42 se observa que las distorsiones son mayores en el eje "x" para el edificio con excentricidad.



*Figura 3.43: Comparación de la distorsión en Edificio 1 en eje Y*

En la figura 3.43 se puede observar que las distorsiones mayores se presentan en el eje “y” para el edificio sin excentricidad, esto puede ser debido a que en esa dirección el sismo real genera mayores demandas de desplazamiento.

### **3.3 Modelo estructural geoméricamente asimétrico**

Los modelos usados en esta etapa del trabajo corresponden al edificio considerando el voladizo dispuesto en la dirección longitudinal. El procedimiento para efectuar el análisis lineal de dichos modelos es exactamente el mismo que se usó para los modelos del edificio simétrico, por lo que en lo que sigue sólo se presentan las tablas y figuras con la información y los resultados tanto del análisis lineal modal espectral como del paso a paso.

### 3.3.1 Análisis lineal modal espectral

#### a) Edificio 2 sin excentricidad

**Tabla 3.20:** Tablas de periodos modales (a), desplazamientos máximos (b) y coeficientes sísmicos (c) para edificio 2 sin excentricidad

(a)			(b)		
MODO	T (s)	f (Hz)	VALORES MAYORES		
1	1.73409	0.5766714	F <sub>x</sub>	124.7260 Ton	COMB 9
2	1.465189	0.68250573	F <sub>y</sub>	372.4991 Ton	
3	1.276308	0.78350987	F <sub>z</sub>	5309.5739 Ton	
4	0.614131	1.6283167			
5	0.532681	1.87729737			
6	0.481684	2.07604912			
7	0.338076	2.95791101			
8	0.301894	3.31241685			
9	0.288329	3.46825799			
10	0.228065	4.38470781			
11	0.204094	4.89969163			
12	0.191857	5.21220194			

(c)	
c <sub>x</sub> =	<b>0.02349077</b>
c <sub>y</sub> =	<b>0.07015612</b>

#### b) Edificio 2 con excentricidad

**Tabla 3.21:** Tablas de periodos modales (a), desplazamientos máximos (b) y coeficientes sísmicos (c) para edificio 2 con excentricidad

(a)			(b)		
MODO	T (s)	f (Hz)	VALORES MAYORES		
1	1.734213	0.57663035	F <sub>x</sub>	124.7258 Ton	COMB 9
2	1.465302	0.68245313	F <sub>y</sub>	372.4809 Ton	
3	1.276353	0.78348234	F <sub>z</sub>	5309.5815 Ton	
4	0.614176	1.62819899			
5	0.53272	1.87715704			
6	0.481701	2.07597659			
7	0.338104	2.95766598			
8	0.301917	3.31217291			
9	0.288339	3.46813421			
10	0.22809	4.38422535			
11	0.204107	4.89939565			
12	0.191865	5.21200666			

(c)	
c <sub>x</sub> =	<b>0.0234907</b>
c <sub>y</sub> =	<b>0.07015259</b>

a) Edificio 2 sin excentricidad

*Tabla 3.22: Tabla de cálculo para las distorsiones de entrepiso, para edificio 2 sin excentricidad*

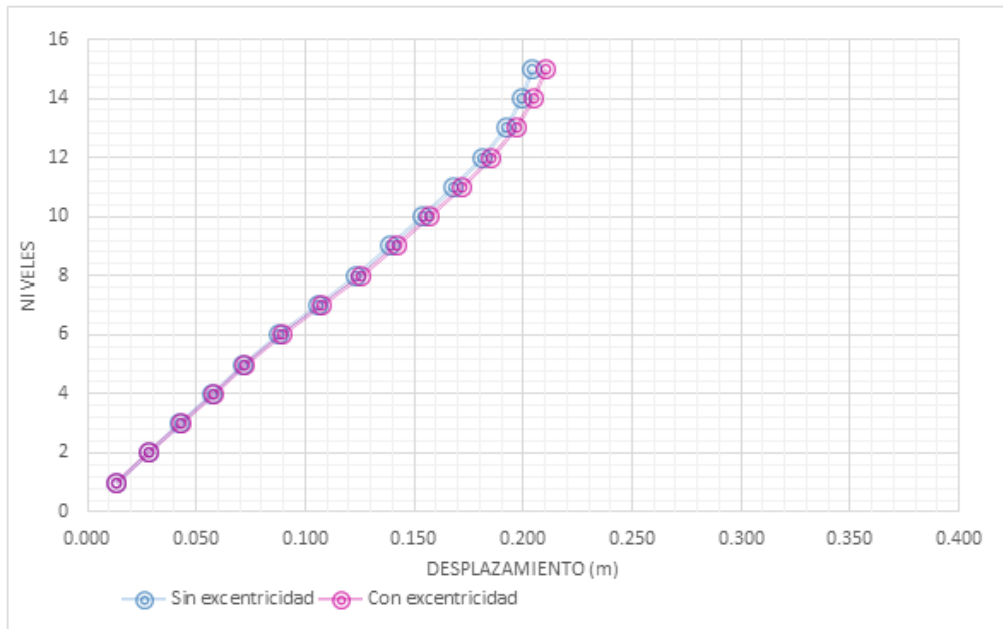
NIVEL	U1 (x)	U2 (y)	$\Delta U1$	$\Delta U2$	hentr	Dist. Entr. (x)	Dist. Entr. (y)
1	0.0135	0.0157	0.0135	0.0157	4.8	0.0028125	0.0032708
2	0.0281	0.039	0.0146	0.0233	3.65	0.0040000	0.0063836
3	0.0427	0.066	0.0146	0.027	3.65	0.0040000	0.0073973
4	0.0571	0.0946	0.0144	0.0286	3.65	0.0039452	0.0078356
5	0.0712	0.1233	0.0141	0.0287	3.65	0.0038630	0.0078630
6	0.0877	0.1523	0.0165	0.029	3.65	0.0045205	0.0079452
7	0.1060	0.181	0.0183	0.0287	3.65	0.0050137	0.0078630
8	0.1234	0.2111	0.0174	0.0301	3.65	0.0047671	0.0082466
9	0.1393	0.2421	0.0159	0.031	3.65	0.0043562	0.0084932
10	0.1538	0.2718	0.0145	0.0297	3.65	0.0039726	0.0081370
11	0.1681	0.3	0.0143	0.0282	3.65	0.0039178	0.0077260
12	0.1813	0.3248	0.0132	0.0248	3.65	0.0036164	0.0067945
13	0.1920	0.3459	0.0107	0.0211	3.65	0.0029315	0.0057808
14	0.1996	0.3631	0.0076	0.0172	3.65	0.0020822	0.0047123
15	0.2042	0.3766	0.0046	0.0135	3.65	0.0012603	0.0036986

b) Edificio 2 con excentricidad

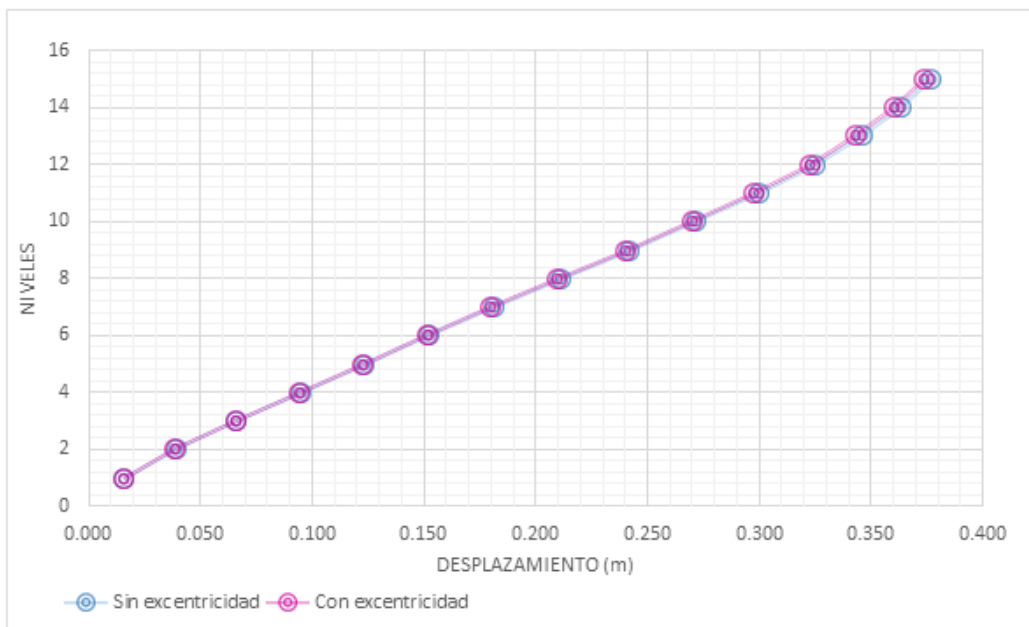
*Tabla 3.23: Tabla de cálculo para las distorsiones de entrepiso, para edificio 2 con excentricidad*

NIVEL	U1 (x)	U2 (y)	$\Delta U1$	$\Delta U2$	hentr	Dist. Entr. (x)	Dist. Entr. (y)
1	0.0136	0.0157	0.0136	0.0157	4.8	0.0028333	0.0032708
2	0.0285	0.0388	0.0149	0.0231	3.65	0.0040822	0.0063288
3	0.0433	0.0657	0.0148	0.0269	3.65	0.0040548	0.0073699
4	0.0579	0.0941	0.0146	0.0284	3.65	0.0040000	0.0077808
5	0.0723	0.1226	0.0144	0.0285	3.65	0.0039452	0.0078082
6	0.0891	0.1514	0.0168	0.0288	3.65	0.0046027	0.0078904
7	0.1078	0.1799	0.0187	0.0285	3.65	0.0051233	0.0078082
8	0.1256	0.2098	0.0178	0.0299	3.65	0.0048767	0.0081918
9	0.1420	0.2405	0.0164	0.0307	3.65	0.0044932	0.0084110
10	0.1569	0.2699	0.0149	0.0294	3.65	0.0040822	0.0080548
11	0.1717	0.2978	0.0148	0.0279	3.65	0.0040548	0.0076438
12	0.1856	0.3223	0.0139	0.0245	3.65	0.0038082	0.0067123
13	0.1968	0.3431	0.0112	0.0208	3.65	0.0030685	0.0056986
14	0.2050	0.36	0.0082	0.0169	3.65	0.0022466	0.0046301
15	0.2103	0.3733	0.0053	0.0133	3.65	0.0014521	0.0036438

Se realizaron las gráficas para las comparaciones de distorsión y desplazamiento en los dos modelos con la combinación de carga 2 (1.1. [CM + CV] +  $S_x$ ) para el eje "x" y la combinación de carga 9 (1.1. [CM + CV] + 0.33 $S_x$  + 1.1 $S_y$ ) para el eje "y".

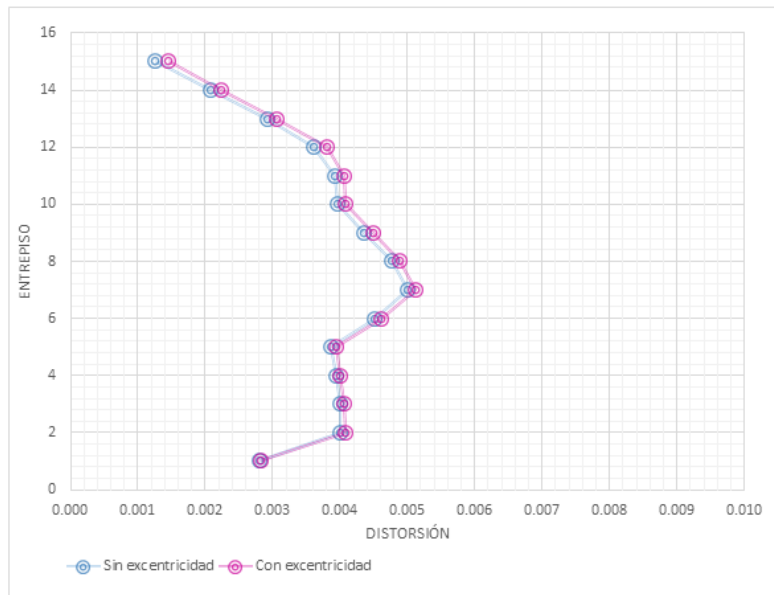


**Figura 3.44:** Comparación de los desplazamientos en Edificio 2 en eje X



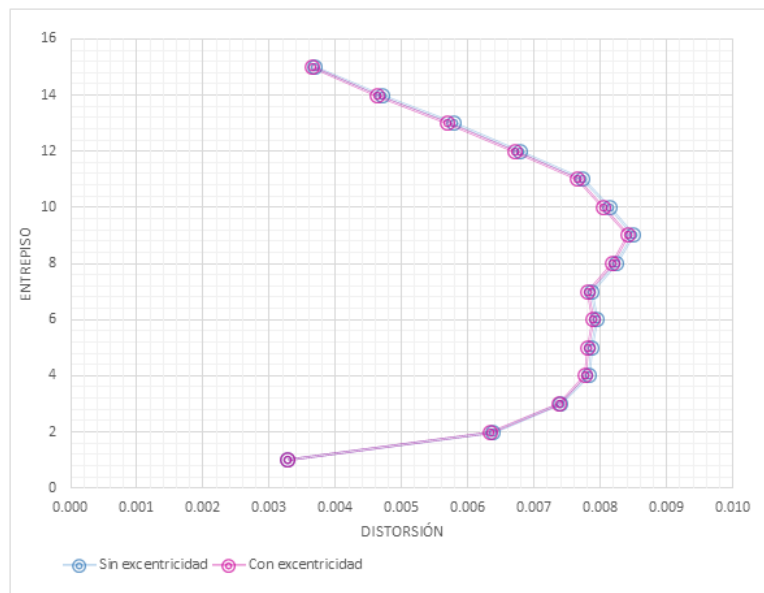
**Figura 3.45:** Comparación de los desplazamientos en Edificio 2 en eje Y

Se puede apreciar en la figura 3.45 que los desplazamientos son muy similares para ambos casos.



**Figura 3.46:** Comparación de la distorsión en Edificio 2 en eje X

En la figura 3.46 se puede apreciar que se presenta una distorsión mayor en el eje “x” en el edificio con excentricidad, sin embargo dichos niveles de distorsión son muy parecidos en cuanto a su distribución en la altura.



**Figura 3.47:** Comparación de la distorsión en Edificio 2 en eje Y

### 3.3.2 Análisis lineal paso a paso

Tabla 3.24: Tabla de combinaciones de cargas aplicadas en el modelado.

COMBINACIONES DE CARGAS					
COMBO	CM+CV	Sx	Sy	Sismo real x	Sismo real y
1	1.4	0	0		
2	1.1	1.1	0		
3	1.1	1.1	0.33		
4	1.1	1.1	-0.33		
5	1.1	-1.1	0		
6	1.1	-1.1	0.33		
7	1.1	-1.1	-0.33		
8	1.1	0	1.1		
9	1.1	0.33	1.1		
10	1.1	-0.33	1.1		
11	1.1	0	-1.1		
12	1.1	0.33	-1.1		
13	1.1	-0.33	-1.1		
14	1.1	0	0	1.1	0
15	1.1	0	0	0	1.1

#### a) Edificio 2 sin excentricidad

Tabla 3.25: Tablas de periodos modales (a), desplazamientos máximos (b) y coeficientes sísmicos (c) para edificio 2 sin excentricidad.

(a)

MODO	T (s)	f (Hz)
1	1.73409	0.5766714
2	1.465189	0.68250573
3	1.276308	0.78350987
4	0.614131	1.6283167
5	0.532681	1.87729737
6	0.481684	2.07604912
7	0.338076	2.95791101
8	0.301894	3.31241685
9	0.288329	3.46825799
10	0.228065	4.38470781
11	0.204094	4.89969163
12	0.191857	5.21220194

(b)

VALORES MAYORES		
F <sub>x</sub>	139.2186 Ton	COMB 15
F <sub>y</sub>	100.4668 Ton	
F <sub>z</sub>	5308.0807 Ton	

(c)

c <sub>x</sub> =	<b>0.02622767</b>
c <sub>y</sub> =	<b>0.01892714</b>

b) Edificio 2 con excentricidad

**Tabla 3.26:** Tablas de periodos modales (a), desplazamientos máximos (b) y coeficientes sísmicos (c) para edificio 2 con excentricidad.

MODO	T (s)	f (Hz)
1	1.734213	0.57663035
2	1.465302	0.68245313
3	1.276353	0.78348234
4	0.614176	1.62819899
5	0.53272	1.87715704
6	0.481701	2.07597659
7	0.338104	2.95766598
8	0.301917	3.31217291
9	0.288339	3.46813421
10	0.22809	4.38422535
11	0.204107	4.89939565
12	0.191865	5.21200666

VALORES MAYORES		
F <sub>x</sub>	139.2218 Ton	COMB 15
F <sub>y</sub>	100.4418 Ton	
F <sub>z</sub>	5308.0809 Ton	

c <sub>x</sub> =	<b>0.02622827</b>
c <sub>y</sub> =	<b>0.01892243</b>

a) Edificio 2 sin excentricidad

**Tabla 3.27:** Tabla de cálculo para edificio 2 sin excentricidad

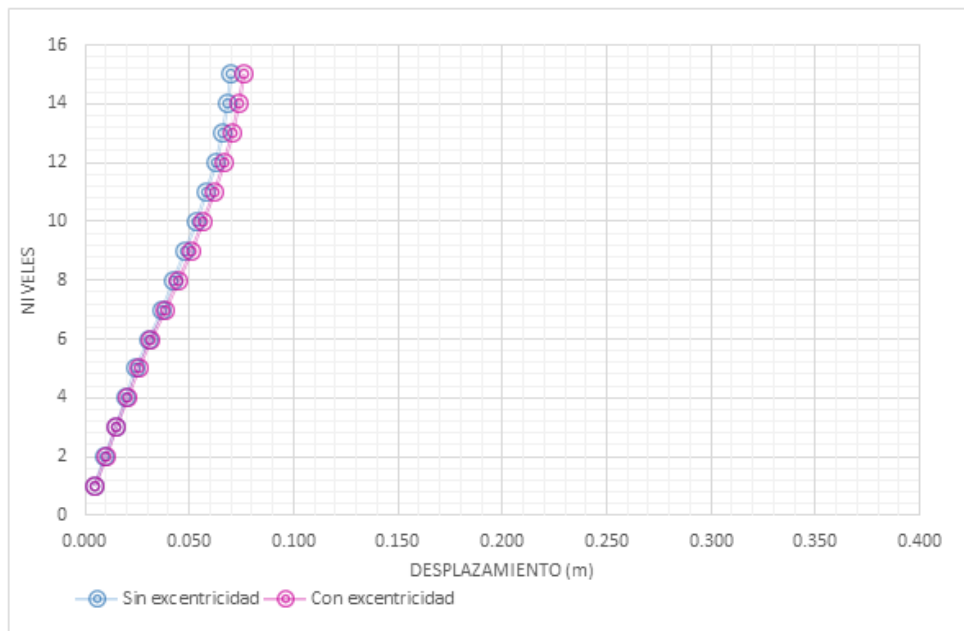
NIVEL	U1 (x)	U2 (y)	ΔU1	ΔU2	hent	Dist. Entr. (x)	Dist. Entr. (y)
1	0.0046	0.0041	0.0046	0.0041	4.8	0.0009583	0.0008542
2	0.0096	0.0104	0.005	0.0063	3.65	0.0013699	0.0017260
3	0.0147	0.0180	0.0051	0.0076	3.65	0.0013973	0.0020822
4	0.0197	0.0264	0.005	0.0084	3.65	0.0013699	0.0023014
5	0.0246	0.0351	0.0049	0.0087	3.65	0.0013425	0.0023836
6	0.0303	0.0443	0.0057	0.0092	3.65	0.0015616	0.0025205
7	0.0366	0.0538	0.0063	0.0095	3.65	0.0017260	0.0026027
8	0.0427	0.0639	0.0061	0.0101	3.65	0.0016712	0.0027671
9	0.0482	0.0746	0.0055	0.0107	3.65	0.0015068	0.0029315
10	0.0532	0.0850	0.005	0.0104	3.65	0.0013699	0.0028493
11	0.0580	0.0950	0.0048	0.01	3.65	0.0013151	0.0027397
12	0.0625	0.1042	0.0045	0.0092	3.65	0.0012329	0.0025205
13	0.0661	0.1123	0.0036	0.0081	3.65	0.0009863	0.0022192
14	0.0686	0.1191	0.0025	0.0068	3.65	0.0006849	0.0018630
15	0.0701	0.1249	0.0015	0.0058	3.65	0.0004110	0.0015890

b) Edificio 2 con excentricidad

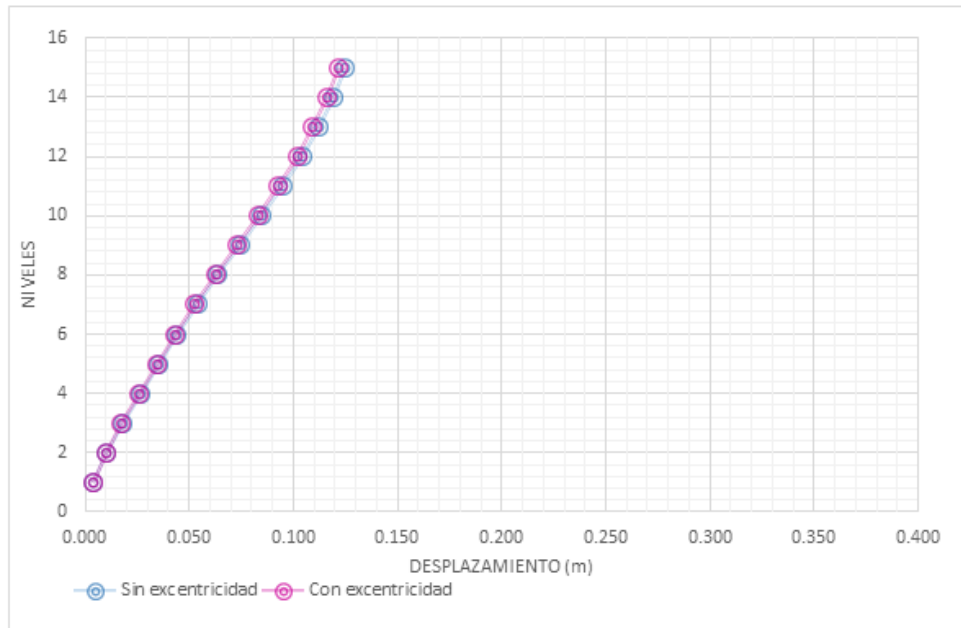
*Tabla 3.28: Tabla de cálculo para edificio 2 con excentricidad*

NIVEL	U1 (x)	U2 (y)	$\Delta U1$	$\Delta U2$	hentr	Dist. Entr. (x)	Dist. Entr. (y)
1	0.0047	0.0040	0.0047	0.004	4.8	0.0009792	0.0008333
2	0.0100	0.0102	0.0053	0.0062	3.65	0.0014521	0.0016986
3	0.0152	0.0176	0.0052	0.0074	3.65	0.0014247	0.0020274
4	0.0205	0.0258	0.0053	0.0082	3.65	0.0014521	0.0022466
5	0.0256	0.0344	0.0051	0.0086	3.65	0.0013973	0.0023562
6	0.0317	0.0434	0.0061	0.009	3.65	0.0016712	0.0024658
7	0.0384	0.0526	0.0067	0.0092	3.65	0.0018356	0.0025205
8	0.0449	0.0625	0.0065	0.0099	3.65	0.0017808	0.0027123
9	0.0509	0.0729	0.006	0.0104	3.65	0.0016438	0.0028493
10	0.0563	0.0830	0.0054	0.0101	3.65	0.0014795	0.0027671
11	0.0617	0.0928	0.0054	0.0098	3.65	0.0014795	0.0026849
12	0.0667	0.1017	0.005	0.0089	3.65	0.0013699	0.0024384
13	0.0709	0.1094	0.0042	0.0077	3.65	0.0011507	0.0021096
14	0.0740	0.1160	0.0031	0.0066	3.65	0.0008493	0.0018082
15	0.0762	0.1215	0.0022	0.0055	3.65	0.0006027	0.0015068

Se realizaron las gráficas para las comparaciones de distorsión y desplazamiento en los dos modelos con la combinación de carga 14 (1.1. [CM + CV] + 1.1Sismo real x) para ambos ejes.



**Figura 3.48:** Comparación de los desplazamientos en Edificio 2 en eje X

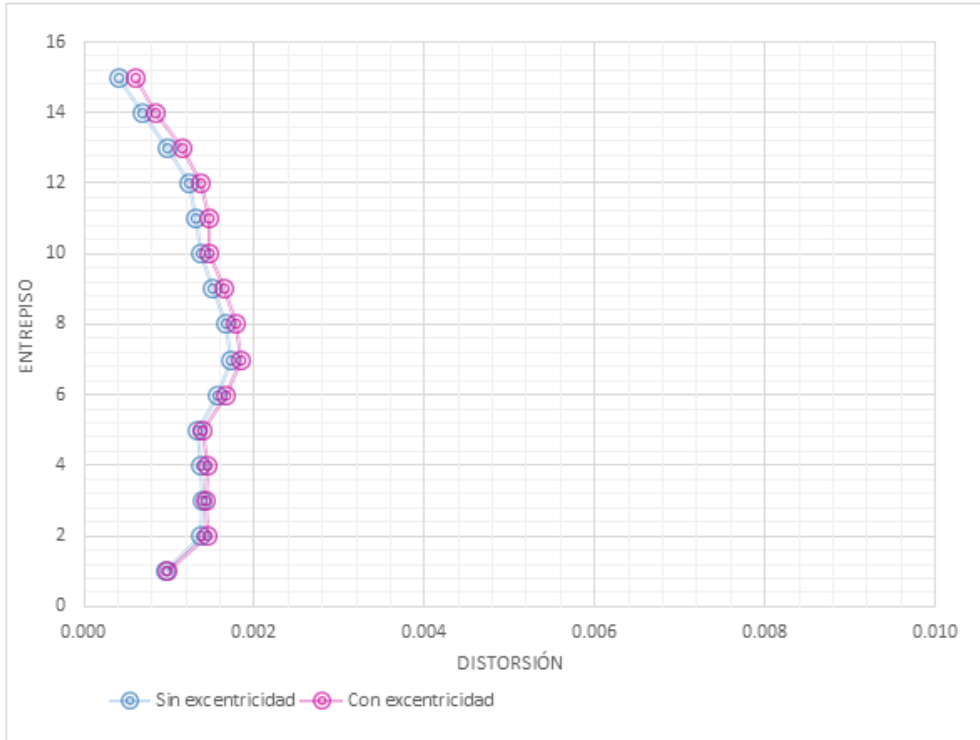


**Figura 3.49:** Comparación de los desplazamientos en Edificio 2 en eje Y

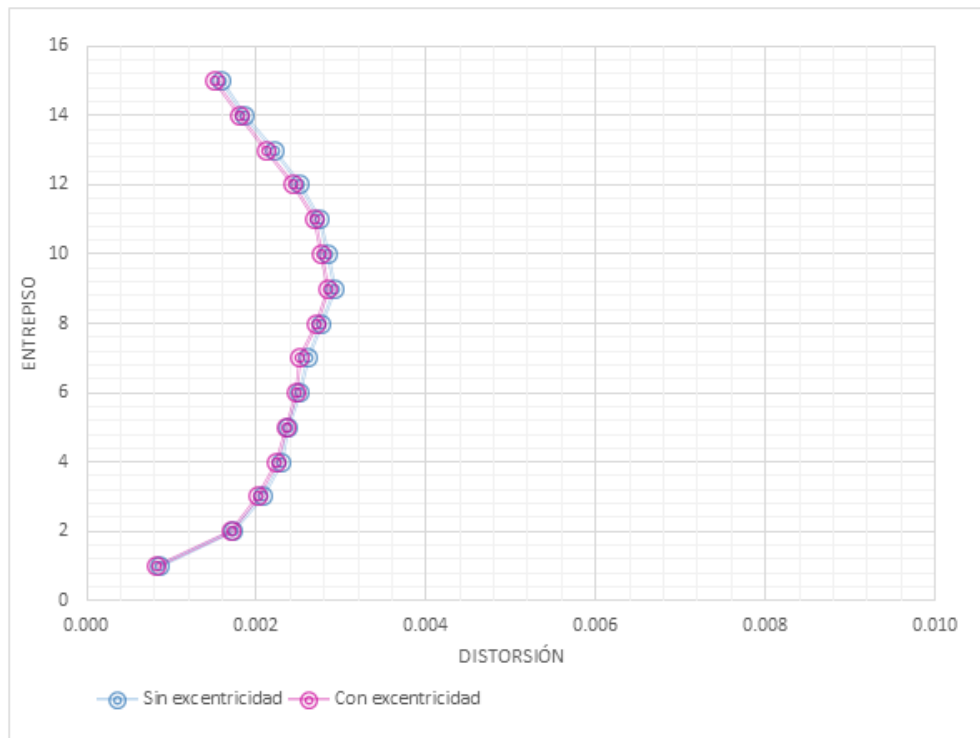
Al igual que en los casos anteriores se puede apreciar (Figura 3.48 y 3.49) que los niveles de desplazamiento son muy parecidos en su configuración a lo largo de la altura del edificio, pero para el caso del edificio 2 en el eje “y” los desplazamientos del modelo sin excentricidad son un poco mayores. Esto último puede ocurrir debido a que las demandas sísmicas que genera el sismo utilizado sean mayores para el período del modelo sin excentricidad.

En la figura 3.50 se puede apreciar que se presenta una distorsión mayor en el eje “x” en el edificio con excentricidad.

En la figura 3.51 las distorsiones mayores en el eje “y” se presentan en el edificio sin excentricidad, la explicación a esto puede deberse a lo descrito previamente.



**Figura 3.50:** Comparación de la distorsión en Edificio 2 en eje X



**Figura 3.51:** Comparación de la distorsión en Edificio 2 en eje Y

# Capítulo 4. Análisis de la respuesta no lineal

## 4.1 Metodología

Para la realización del análisis no lineal de la estructura se realizaron modelos planos para el edificio en voladizo (geoméricamente asimétrico). Se hizo uso del software DRAIN 2D (Powel, 1973).

Se consideró el modelo de comportamiento no lineal de Campos y Esteva (1997), el cual considera la degradación de la rigidez y la resistencia de los elementos de concreto reforzado.

Para analizar el edificio con base a sus propiedades geométricas y mecánicas se hizo uso del programa de cómputo SIMESTRU.EXE (Alamilla, 2001), tomando en cuenta los valores de carga muerta y carga viva, así como el espesor de la losa, resistencia del concreto y las propiedades de columnas y trabes (dimensiones de las secciones transversales y los armados).

Para el edificio 2 se consideró el análisis de dos marcos planos, uno transversal (A2) y uno longitudinal (AA2).

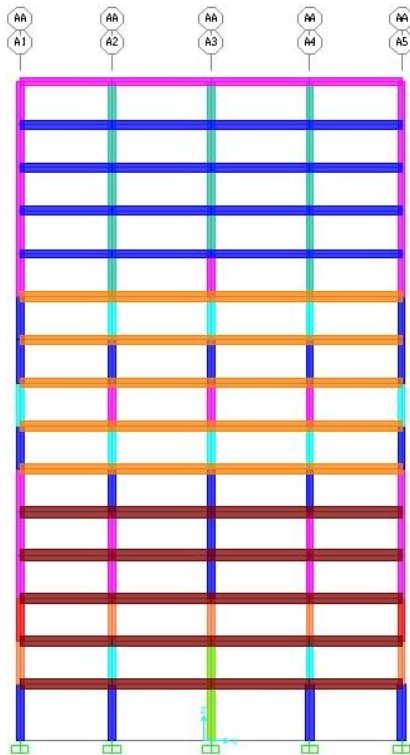
Para el marco transversal se utilizó una carga viva media de 100 kg/m<sup>2</sup> de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de oficinas (NTCE, 2004) y una carga muerta nominal de 200 kg/m<sup>2</sup>. Se usó concreto con una resistencia de 250 kg/cm<sup>2</sup> y un espesor de losa de 35cm.

Las columnas tienen una sección de 70x90cm en nivel de sótano; 60x80cm en planta baja y niveles del 1 al 3; 60x70cm en los niveles del 4 al 8 y 60x60cm en los niveles del 9 al 13. Las trabes son de 35x30cm para crujía de 148cm; de 80x30cm para crujía de 765cm para

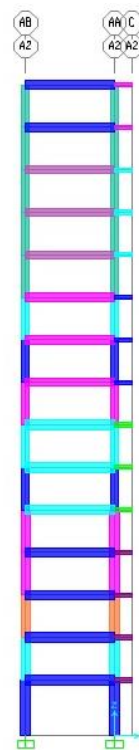
sótano; planta baja y niveles del 1 al 5 y de 70x30cm para niveles del 6 al 13.

Para el marco longitudinal se utilizó una carga viva media de 100 kg/m<sup>2</sup> de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de oficinas (NTCE, 2004) y una carga muerta nominal de 200 kg/m<sup>2</sup>. Se usó concreto para con una resistencia de 250 kg/cm<sup>2</sup> y un espesor de losa de 35cm.

Las columnas tienen una sección de 90x70cm en nivel de sótano; 80x60 en planta baja y niveles del 1 al 3; 70x60cm en los niveles del 4 al 8 y 60x60cm en los niveles del 9 al 13. Las trabes son de 90x40cm para sótano; planta baja y niveles del 1 al 3; de 80x30cm en los niveles del 4 al 8 y de 70x30cm en los niveles del 9 al 13. En las figuras 4.1 y 4.2 se muestran las vistas en elevación de los marcos analizados.



**Figura 4.1:** Vista longitudinal del edificio 2



**Figura 4.2:** Vista transversal del edificio 2

Una vez determinados los modelos planos, se ejecutó el programa de cómputo SIMESTRU.EXE para encontrar las propiedades medias de cada uno de los marcos planos; de esta forma se pudieron estimar los valores analíticos de los períodos de vibrar para cada caso.

## **4.2 Análisis de empuje lateral pseudoestático (Push-Over)**

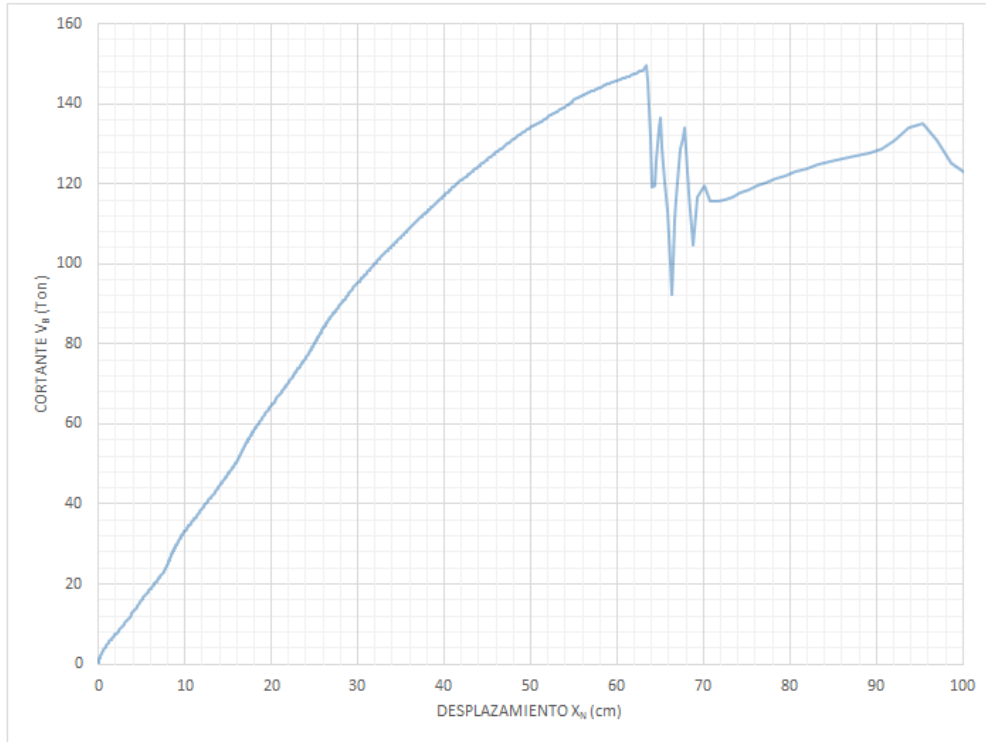
Para poder determinar algunas propiedades que describan el comportamiento global del sistema, es fundamental obtener la respuesta pseudoestática no lineal del modelo estructural correspondiente al sistema de múltiples grados de libertad.

Para lo anterior, las propiedades medias de cada marco estructural se pueden determinar mediante el uso del programa de cómputo SIMESTRU.EXE, y el análisis no lineal correspondiente se puede efectuar con el software DRAIN 2D. En este trabajo se efectúa el análisis de empuje lateral de los modelos estructurales en dos dimensiones, mismos que se someten a una aceleración lo suficientemente baja para evitar la presencia de vibraciones ocasionando una deformación producida por la inercia.

Este análisis permite generar una curva de capacidad que relaciona el cortante basal ( $V_b$ ) con el desplazamiento global del sistema en la parte superior ( $X_N$ ), permitiendo obtener propiedades del elemento estructural tales como la rigidez, ductilidad y la capacidad resistente.

### **4.2.1 Marco transversal A2 sin excentricidad**

Una vez aplicada la aceleración al marco, se obtiene la siguiente curva de capacidad, la cual resulta de la relación entre el desplazamiento que se genera en un período de tiempo al aplicar una carga cortante determinada en la estructura. En la figura 4.3 se muestra la curva Push-Over obtenida para el marco transversal A2 sin excentricidad.



**Figura 4.3:** Gráfica Pushover del marco A2 para edificio sin voladizo, sin excentricidad

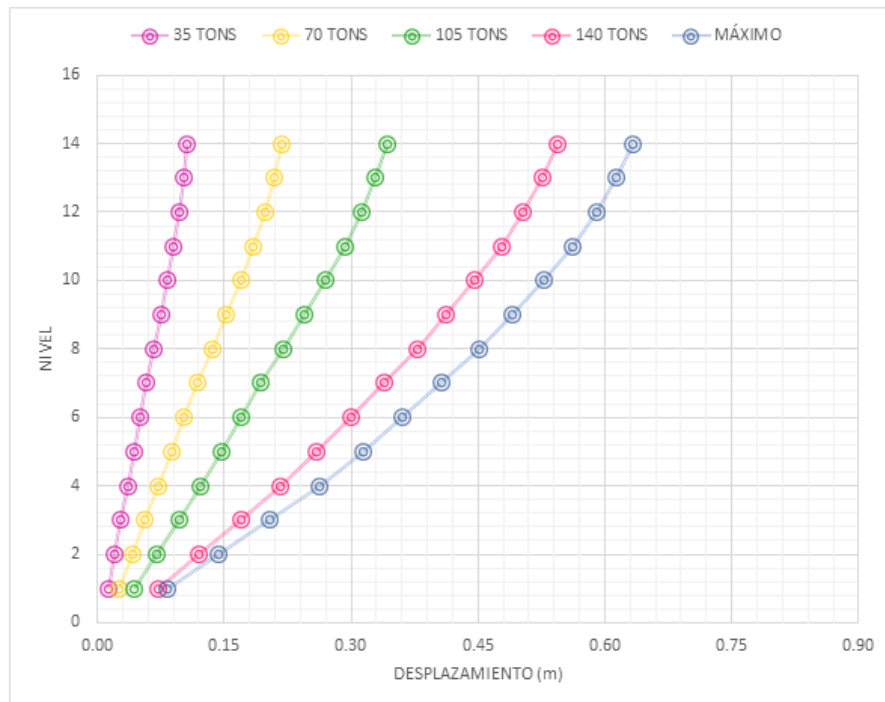
De acuerdo con la curva de capacidad resultante para este modelo, se plantearon 5 casos para generar las configuraciones de deformación lateral, dichos casos corresponden a los desplazamientos asociados con los siguientes niveles de carga: 35 Tons, 70 Tons, 105 Tons, 140 Tons y el cortante máximo (149.563922 Tons).

En la tabla 4.1 se muestran los valores de desplazamientos para cada valor de cortante definido anteriormente, así como el desplazamiento acumulado ya que es de interés para la gráfica de comparativa.

**Tabla 4.1:** Tabla de desplazamientos y cortantes para marco A2

N	35 TONS		70 TONS		105 TONS		140 TONS		MÁXIMO	
	$\Delta$ desp. (m)	Desp. Acum.	$\Delta$ desp. (m)	Desp. Acum.	$\Delta$ desp. (m)	Desp. Acum.	$\Delta$ desp. (m)	Desp. Acum.	$\Delta$ desp. (m)	Desp. Acum.
1	0.0058	0.0058	0.0117	0.0117	0.0192	0.0192	0.0306	0.0306	0.0349	0.0349
2	0.0070	0.0128	0.0141	0.0258	0.0242	0.0434	0.0413	0.0719	0.0485	0.0834
3	0.0076	0.0204	0.0153	0.0411	0.0270	0.0704	0.0481	0.1201	0.0590	0.1424
4	0.0077	0.0281	0.0156	0.0567	0.0270	0.0974	0.0493	0.1694	0.0616	0.2040
5	0.0076	0.0357	0.0154	0.0721	0.0252	0.1226	0.0466	0.2160	0.0578	0.2618
6	0.0075	0.0432	0.0154	0.0875	0.0239	0.1465	0.0433	0.2593	0.0527	0.3146
7	0.0075	0.0507	0.0153	0.1028	0.0231	0.1696	0.0399	0.2992	0.0468	0.3614
8	0.0079	0.0586	0.0163	0.1191	0.0244	0.1939	0.0397	0.3389	0.0453	0.4067
9	0.0083	0.0669	0.0172	0.1363	0.0256	0.2195	0.0393	0.3782	0.0445	0.4512
10	0.0079	0.0748	0.0164	0.1527	0.0244	0.2440	0.0348	0.4130	0.0395	0.4907
11	0.0080	0.0828	0.0167	0.1694	0.0249	0.2689	0.0336	0.4466	0.0378	0.5285
12	0.0074	0.0903	0.0155	0.1849	0.0231	0.2920	0.0308	0.4774	0.0338	0.5623
13	0.0064	0.0967	0.0133	0.1983	0.0199	0.3118	0.0264	0.5038	0.0281	0.5904
14	0.0054	0.1021	0.0114	0.2096	0.0169	0.3287	0.0224	0.5262	0.0238	0.6141
15	0.0044	0.1065	0.0092	0.2189	0.0138	0.3425	0.0183	0.5445	0.0193	0.6335

Se graficaron las columnas de desplazamientos acumulados para las abscisas y el nivel correspondiente en las ordenadas, quedando las configuraciones mostradas en la figura 4.4:

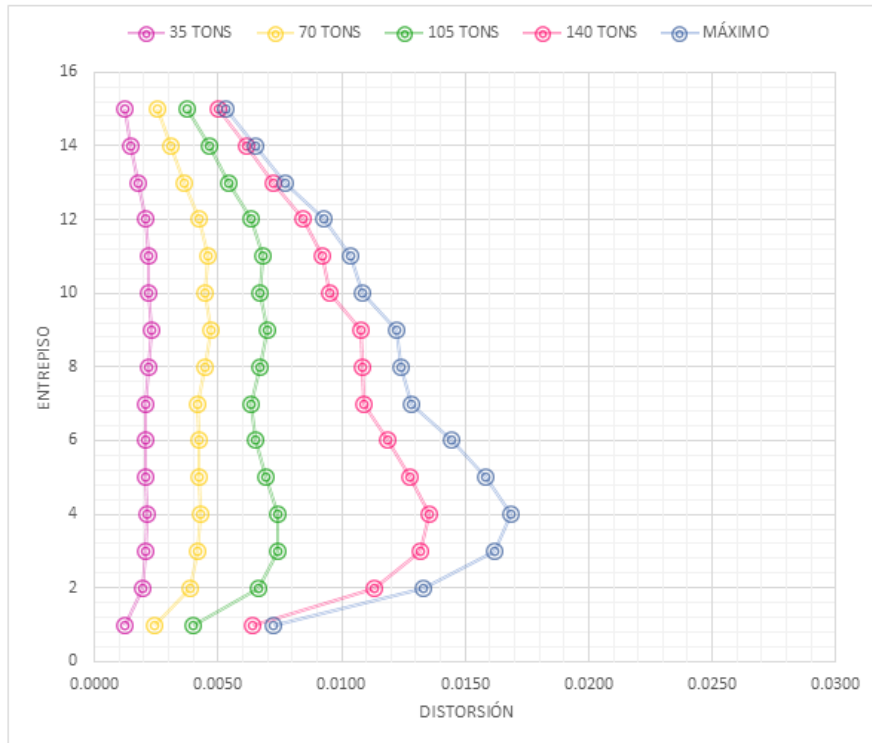


**Figura 4.4:** Comparación de los desplazamientos en Marco A2 del edificio 2

Se realizó también una comparativa entre las distorsiones de cada caso dividiendo el desplazamiento relativo en cada entrepiso entre la altura correspondiente. De esto resultó la tabla 4.2 que muestran los valores de distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desplazamiento lateral. Además las gráficas de distorsión que se muestra en la figura 4.5. De esta figura se puede apreciar que los valores máximos de distorsión se presentan en los entrepisos 3, 4 y 5, este comportamiento es típico de marcos regulares donde predomina la deformación por cortante de los mismos.

*Tabla 4.2: Tabla de distorsiones para marco A2 con zona rígida*

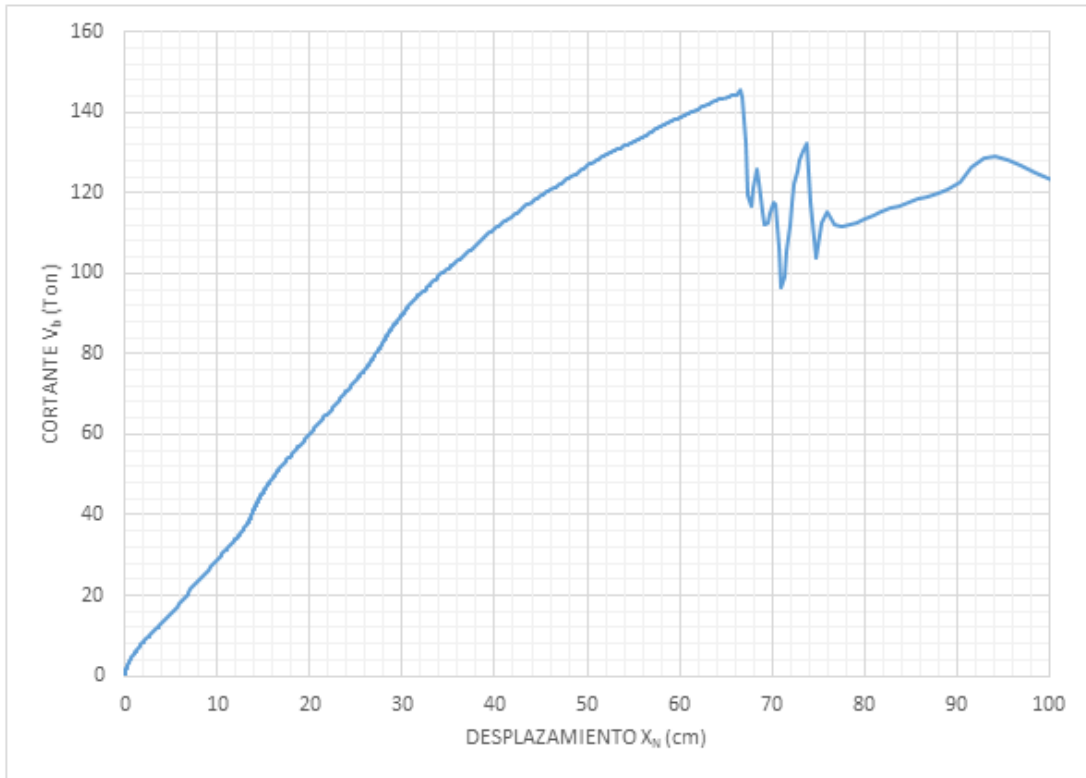
N	h (cm)	35 TONS	70 TONS	105 TONS	140 TONS	MÁXIMO
		DISTOR.	DISTOR.	DISTOR.	DISTOR.	DISTOR.
1	480	0.0012	0.0024	0.0040	0.0064	0.0073
2	365	0.0019	0.0039	0.0066	0.0113	0.0133
3	365	0.0021	0.0042	0.0074	0.0132	0.0162
4	365	0.0021	0.0043	0.0074	0.0135	0.0169
5	365	0.0021	0.0042	0.0069	0.0128	0.0158
6	365	0.0021	0.0042	0.0065	0.0119	0.0145
7	365	0.0020	0.0042	0.0063	0.0109	0.0128
8	365	0.0022	0.0045	0.0067	0.0109	0.0124
9	365	0.0023	0.0047	0.0070	0.0108	0.0122
10	365	0.0022	0.0045	0.0067	0.0095	0.0108
11	365	0.0022	0.0046	0.0068	0.0092	0.0104
12	365	0.0020	0.0043	0.0063	0.0084	0.0092
13	365	0.0018	0.0037	0.0054	0.0072	0.0077
14	365	0.0015	0.0031	0.0046	0.0061	0.0065
15	365	0.0012	0.0025	0.0038	0.0050	0.0053



*Figura 4.5: Comparación de las distorsiones en Marco A2 con zona rígida*

#### 4.2.2 Marco transversal A2 con excentricidad

Se realizó el análisis de Push-Over para el marco A2 considerando una excentricidad en las vigas solamente. Para esto se consideró que la excentricidad fue de 15 cm en cada extremo de las vigas. Con esto resultó la curva que se muestra en la figura 4.6

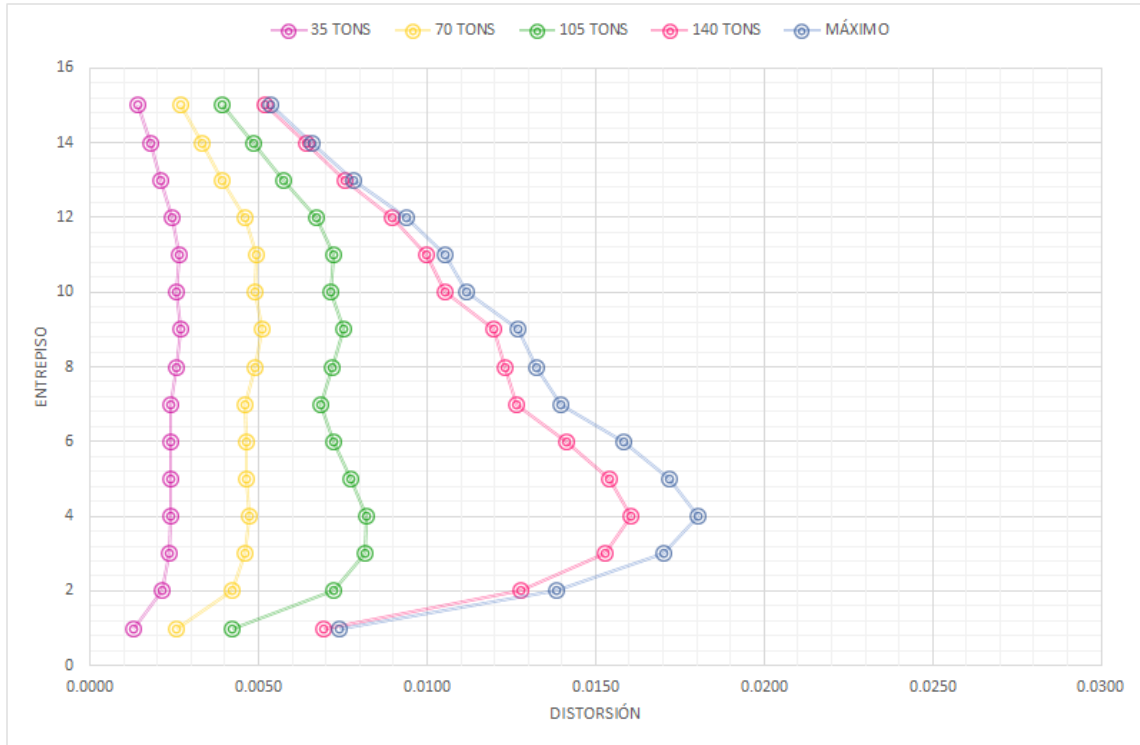


**Figura 4.6:** Gráfica Pushover del marco A2 para edificio sin voladizo con excentricidad

En la tabla 4.3 se encuentran las distorsiones para el marco A2 con excentricidad.

**Tabla 4.3:** Tabla de distorsiones para marco A2

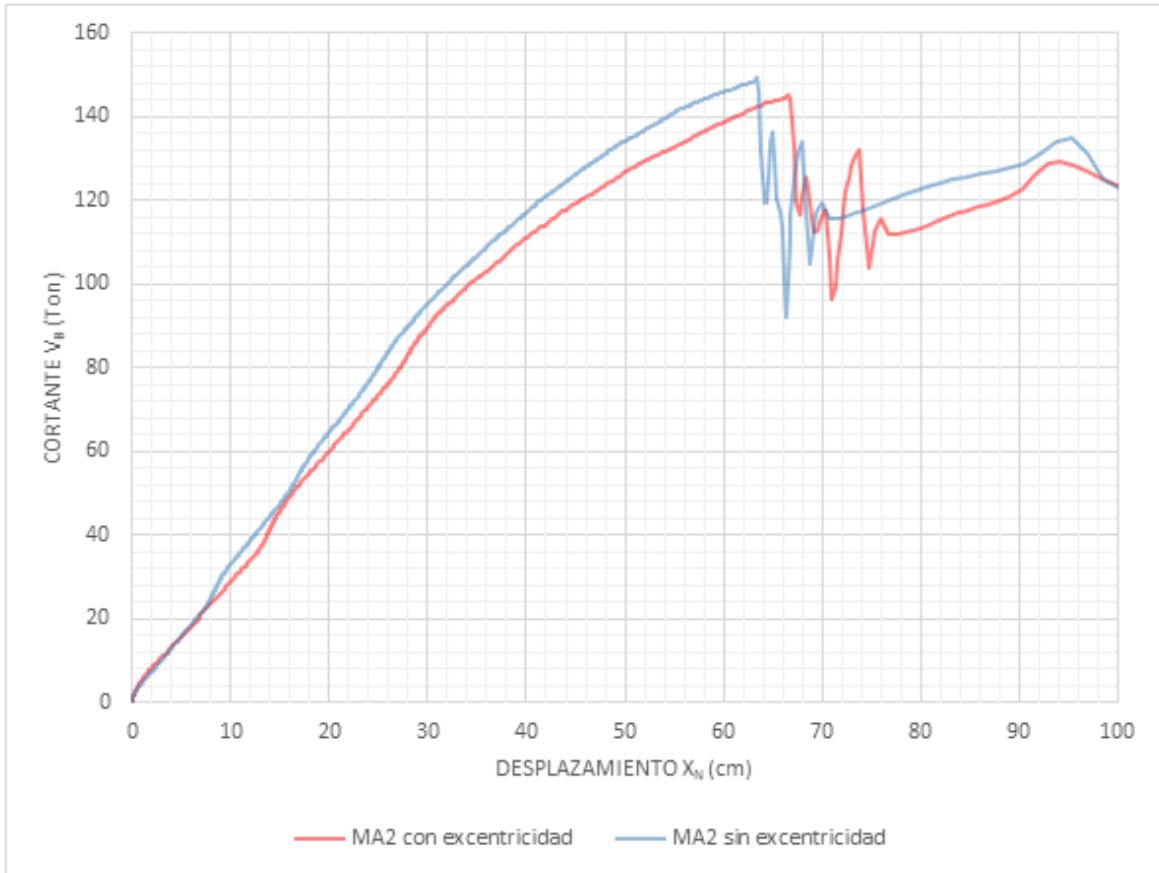
N	h (cm)	35 TONS DISTOR.	70 TONS DISTOR.	105 TONS DISTOR.	140 TONS DISTOR.	MÁXIMO DISTOR.
1	480	0.0013	0.0026	0.0042	0.0069	0.0074
2	365	0.0021	0.0042	0.0072	0.0128	0.0138
3	365	0.0023	0.0046	0.0081	0.0153	0.0170
4	365	0.0024	0.0047	0.0082	0.0161	0.0180
5	365	0.0024	0.0046	0.0077	0.0154	0.0172
6	365	0.0024	0.0046	0.0072	0.0141	0.0158
7	365	0.0024	0.0046	0.0069	0.0127	0.0139
8	365	0.0026	0.0049	0.0072	0.0123	0.0132
9	365	0.0027	0.0051	0.0075	0.0120	0.0127
10	365	0.0026	0.0049	0.0072	0.0105	0.0112
11	365	0.0026	0.0049	0.0072	0.0100	0.0105
12	365	0.0025	0.0046	0.0067	0.0090	0.0094
13	365	0.0021	0.0039	0.0057	0.0076	0.0078
14	365	0.0018	0.0033	0.0049	0.0064	0.0066
15	365	0.0014	0.0027	0.0039	0.0052	0.0053



**Figura 4.7:** Comparación de las distorsiones en Marco A2 con excentricidad

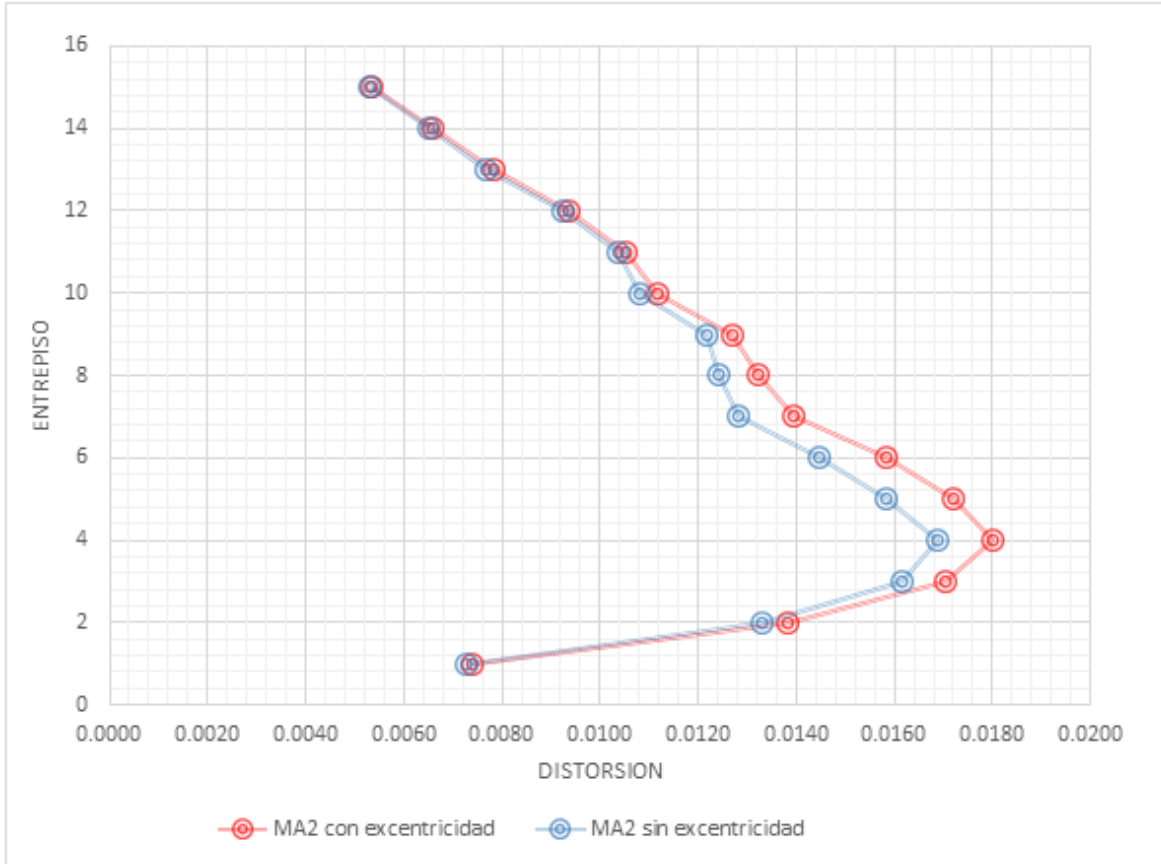
En la figura 4.7 se muestran las gráficas de distorsiones de entrepiso para el marco A2 con excentricidad.

En la figura 4.8 se realiza una comparación de las curvas de capacidad para el marco A2 con zona rígida y con una excentricidad. En dicha figura se observa claramente que el desplazamiento lateral para el marco con excentricidad tiene un incremento. Además se aprecia una ligera disminución en la rigidez y en la capacidad resistente, esto era de esperarse debido a la disminución de la rigidez del marco.



**Figura 4.8:** Comparación de la curva de capacidad para el marco A2 con y sin excentricidad

En la figura 4.9 se realiza una comparación de las distorsiones máximas entre el marco A2 con zona rígida y con una excentricidad, dichas distorsiones corresponden al desplazamiento asociado a la falla. De la figura referida se observa que en general las distorsiones aumentan para el marco que incluye la excentricidad, esto también era de esperarse debido a la disminución de la rigidez de dicho marco.

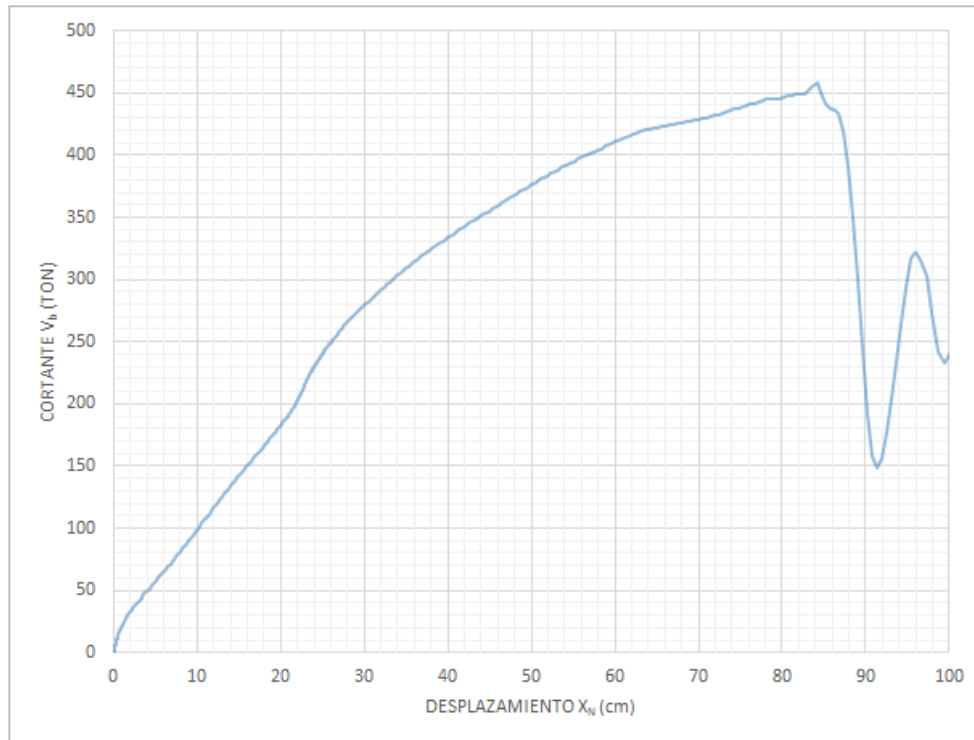


**Figura 4.9:** Comparación de las distorsiones máximas para el marco A2 con y sin excentricidad

Debido a los resultados obtenidos para el marco A2 con y sin excentricidad, en lo que sigue sólo se efectúa el análisis no lineal para el marco longitudinal AA sin excentricidad, dado que se espera un comportamiento similar a lo observado en los modelos antes mencionados.

#### 4.2.3 Marco longitudinal AA sin excentricidad

Una vez realizado el análisis no lineal pseudoestático para el marco longitudinal AA sin excentricidad, se obtiene la siguiente curva de capacidad (ver figura 4.10). En esta curva se observa que la fuerza cortante tiene un incremento respecto a la observada para el marco transversal como era de esperarse.



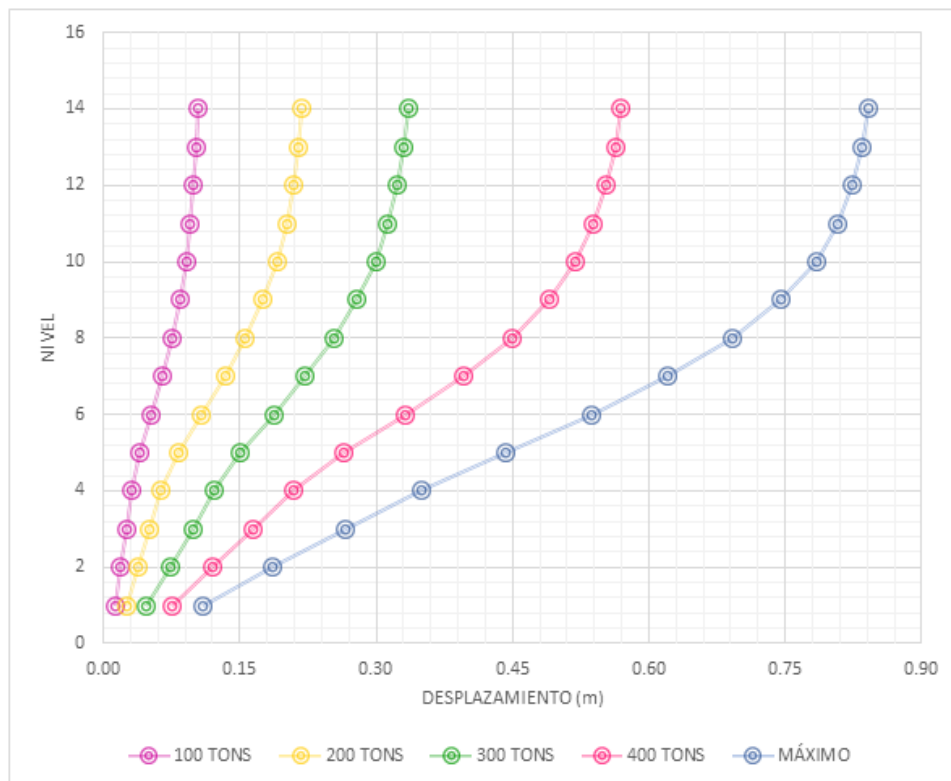
**Figura 4.10:** Gráfica Pushover del marco AA para edificio 2

De acuerdo con la figura 4.10, al igual que para el marco A2, se establecieron cinco configuraciones de deformación lateral para los niveles de cargas siguientes: 100 Tons, 200 Tons, 300 Tons, 400 Tons y el cortante máximo (457.697188 Tons).

En la tabla 4.4 se muestran los desplazamientos en cada nivel y los correspondientes relativos de entrepiso. En la figura 4.11 se presentan las configuraciones de deformación lateral correspondientes.

**Tabla 4.4:** Tabla de desplazamientos y cortantes para marco AA

N	100 TONS		200 TONS		300 TONS		400 TONS		(MÁXIMO)	
	$\Delta$ desp. (m)	Desp. Acum.	$\Delta$ desp. (m)	Desp. Acum.	$\Delta$ desp. (m)	Desp. Acum.	$\Delta$ desp. (m)	Desp. Acum.	$\Delta$ desp. (m)	Desp. Acum.
1	0.0062	0.0062	0.0124	0.0124	0.0224	0.0224	0.0342	0.0342	0.0472	0.0472
2	0.0064	0.0126	0.0129	0.0252	0.0255	0.0478	0.0417	0.0759	0.0627	0.1099
3	0.0063	0.0189	0.0129	0.0382	0.0259	0.0737	0.0447	0.1206	0.0762	0.1861
4	0.0060	0.0249	0.0125	0.0507	0.0242	0.0979	0.0439	0.1645	0.0802	0.2663
5	0.0060	0.0309	0.0126	0.0633	0.0231	0.1210	0.0438	0.2083	0.0841	0.3504
6	0.0090	0.0400	0.0191	0.0825	0.0300	0.1511	0.0562	0.2645	0.0928	0.4432
7	0.0121	0.0521	0.0256	0.1080	0.0364	0.1875	0.0675	0.3320	0.0929	0.5361
8	0.0119	0.0640	0.0254	0.1334	0.0349	0.2223	0.0639	0.3959	0.0843	0.6205
9	0.0107	0.0747	0.0229	0.1563	0.0308	0.2531	0.0533	0.4493	0.0705	0.6910
10	0.0091	0.0839	0.0196	0.1760	0.0260	0.2791	0.0409	0.4902	0.0545	0.7454
11	0.0071	0.0909	0.0154	0.1914	0.0202	0.2994	0.0295	0.5197	0.0382	0.7836
12	0.0048	0.0957	0.0105	0.2018	0.0137	0.3131	0.0193	0.5391	0.0234	0.8070
13	0.0035	0.0992	0.0078	0.2096	0.0102	0.3233	0.0141	0.5532	0.0161	0.8231
14	0.0025	0.1018	0.0056	0.2152	0.0073	0.3306	0.0100	0.5632	0.0113	0.8344
15	0.0016	0.1034	0.0035	0.2187	0.0046	0.3352	0.0064	0.5696	0.0071	0.8415



**Figura 4.11:** Comparación de los desplazamientos en Marco AA del edificio 2

Las distorsiones de entrepiso obtenidas se presentan en la tabla 4.5 y en la figura 4.12. Cabe mencionar que para este marco longitudinal las distorsiones máximas se presentan en los entrepisos 6, 7, 8 y 9.

*Tabla 4.5: Tabla de distorsiones para marco AA*

		100 TONS	200 TONS	300 TONS	400 TONS	MÁXIMO
N	h (cm)	DISTOR.	DISTOR.	DISTOR.	DISTOR.	DISTOR.
1	480	0.0013	0.0026	0.0047	0.0071	0.0098
2	365	0.0017	0.0035	0.0070	0.0114	0.0172
3	365	0.0017	0.0035	0.0071	0.0122	0.0209
4	365	0.0017	0.0034	0.0066	0.0120	0.0220
5	365	0.0016	0.0035	0.0063	0.0120	0.0230
6	365	0.0025	0.0052	0.0082	0.0154	0.0254
7	365	0.0033	0.0070	0.0100	0.0185	0.0255
8	365	0.0033	0.0070	0.0096	0.0175	0.0231
9	365	0.0029	0.0063	0.0084	0.0146	0.0193
10	365	0.0025	0.0054	0.0071	0.0112	0.0149
11	365	0.0019	0.0042	0.0055	0.0081	0.0105
12	365	0.0013	0.0029	0.0038	0.0053	0.0064
13	365	0.0010	0.0021	0.0028	0.0039	0.0044
14	365	0.0007	0.0015	0.0020	0.0027	0.0031
15	365	0.0004	0.0010	0.0013	0.0017	0.0020

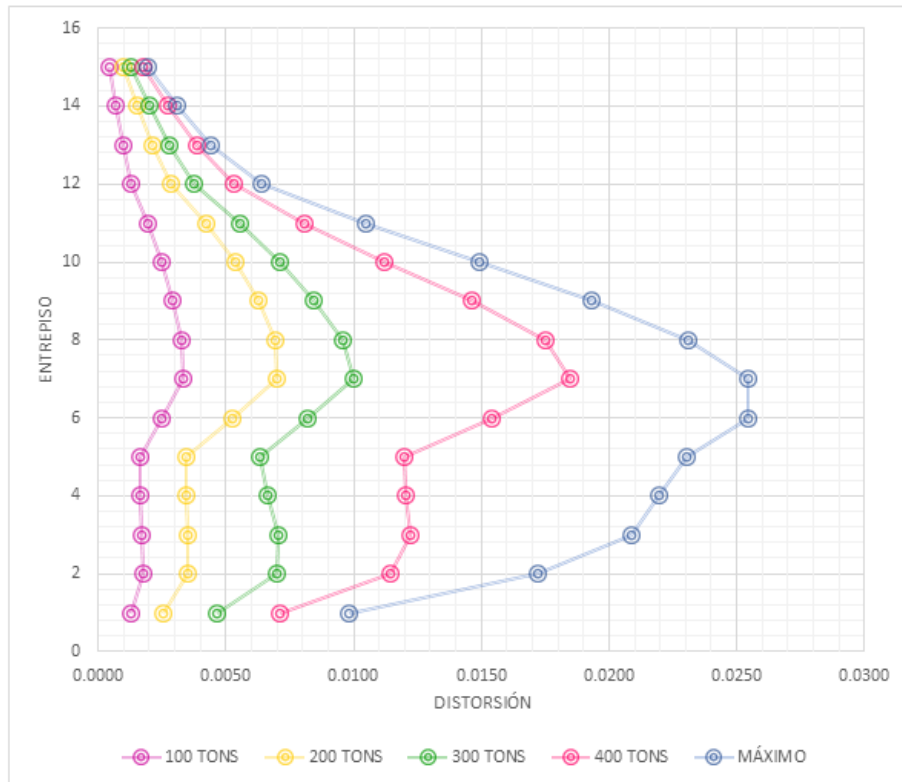


Figura 4.12: Comparación de las distorsiones en Marco AA del edificio 2

### 4.3 Análisis no lineal paso a paso

La estimación de las respuestas no lineales se realizó mediante el análisis paso a paso de los elementos estructurales en los sentidos longitudinal y transversal, considerándose para ambos las incertidumbres en las propiedades estructurales y para casos de diferentes excitaciones sísmicas. En esta parte del trabajo se analizaron el marco transversal A2 y el longitudinal AA solamente.

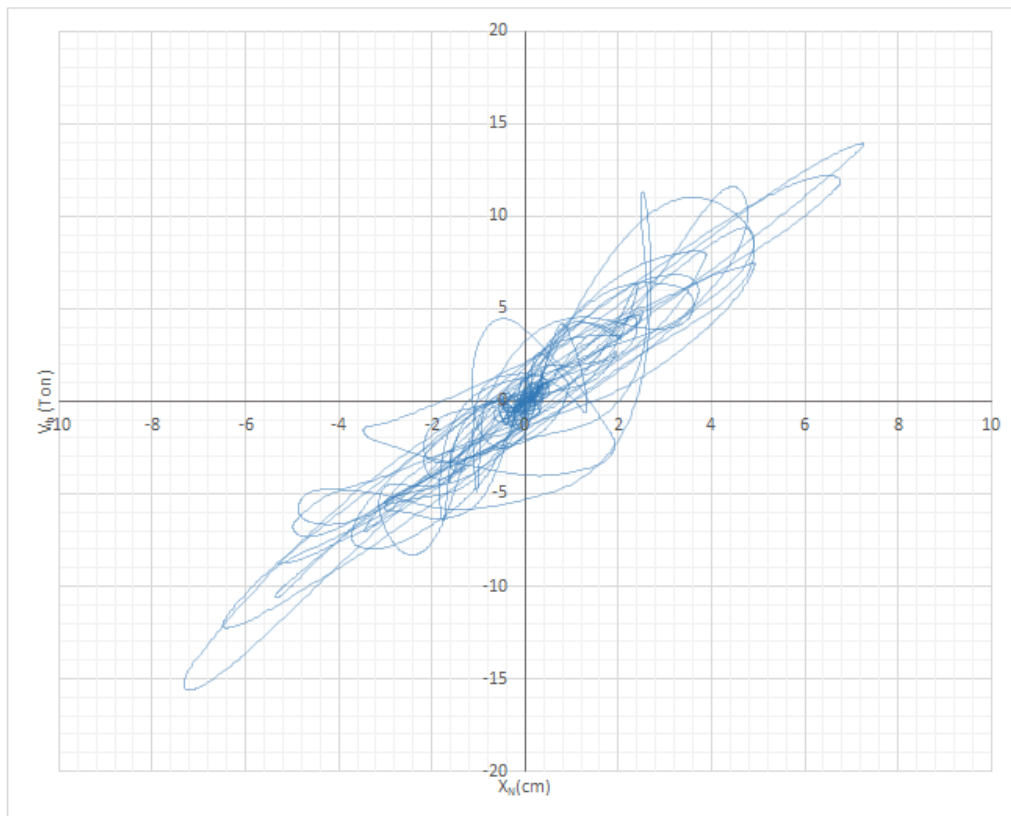
Para este análisis se utilizó el software DEIH que es una versión modificada del DRAIN 2D (Powell, 1973). De este análisis se obtiene el comportamiento histerético del sistema, el cual describe la respuesta no lineal, la capacidad de disipación de energía y la deformación máxima del sistema.

Para lo anterior se usaron los modelos correspondientes a las propiedades medias, y cada una de ellos fue sometido a la acción del acelerograma correspondiente (sismo del 14 de septiembre de 1995). En lo que sigue se describen los resultados obtenidos para el análisis paso a paso.

#### 4.3.1 Marco transversal A2

El resultado del análisis paso a paso corresponde a pares de valores del cortante de entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo para cada instante de tiempo.

La figura 4.13 muestra los resultados del análisis, en ellas se observa un comportamiento elástico del sistema ya que los desplazamientos máximos son del orden de 7cm.

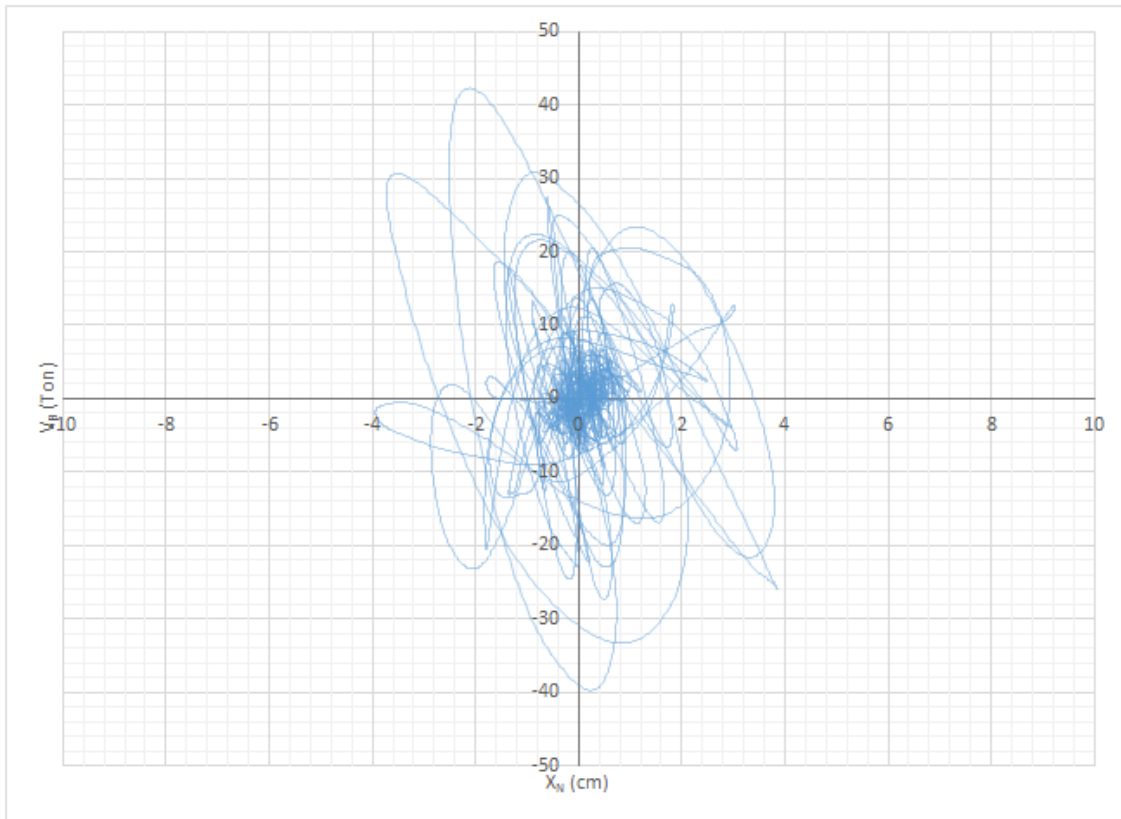


**Figura 4.13:** Gráfica resultante del análisis paso a paso para el marco A2

### 4.3.2 Marco longitudinal AA

El resultado del análisis paso a paso corresponde a pares de valores del cortante de entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo para cada instante de tiempo.

La figura 4.14 muestra los resultados del análisis, en ellas se observa un comportamiento elástico del sistema ya que los desplazamientos máximos son del orden de 4cm.



**Figura 4.14:** Gráfica resultante del análisis paso a paso para el marco AA

# Capítulo 5. Comparación entre los modelos analizados

## 5.1 Diferencias entre los modelos

La razón por la cual se planteó este tema de tesis es para analizar de qué manera repercute la geometría de una estructura y el modelado de las zonas rígidas.

Se consideró este edificio ya que es un caso real ya construido y arquitectónicamente se había definido como un sistema asimétrico compuesto de un voladizo, el cual afectaba a la estructura directamente en su rigidez y en su comportamiento. Con fines de un diseño más óptimo, se propuso considerarlo como un sistema estructural simétrico con respecto a su geometría.

## 5.2 Comparación de resultados

En el capítulo anterior se tienen los resultados obtenidos del análisis lineal y no lineal, de los cuales se aprecian las siguientes diferencias con respecto a cada tipo de análisis lineal y de análisis no lineal.

- Análisis lineal

En las NTC de diseño por sismo, en la tabla A-1 para distorsiones permisibles de entrepiso, se especifica que para marcos de acero o concreto con ductilidad limitada ( $Q=1$  o  $2$ ) la distorsión máxima permisible es de 0.015.

En las gráficas de distorsión con respecto al análisis lineal obtenidas del análisis modal espectral se aprecia que los valores de las distorsiones para los dos edificios tanto en los ejes X y Y, en

general, son menores que 0.015 por lo que el edificio cumple con lo establecido en el reglamento.

Por lo que respecta a las distorsiones obtenidas del análisis lineal paso a paso, las distorsiones también son menores a 0.015 para los dos edificios en los ejes X y Y.

- Análisis no lineal

Para el análisis no lineal, tomando en cuenta el edificio sin voladizo en los marcos transversal (A2) y longitudinal (AA), al graficarse las curvas de capacidad (Push-Over) se puede obtener de ellas los valores de resistencia, ductilidad y rigidez.

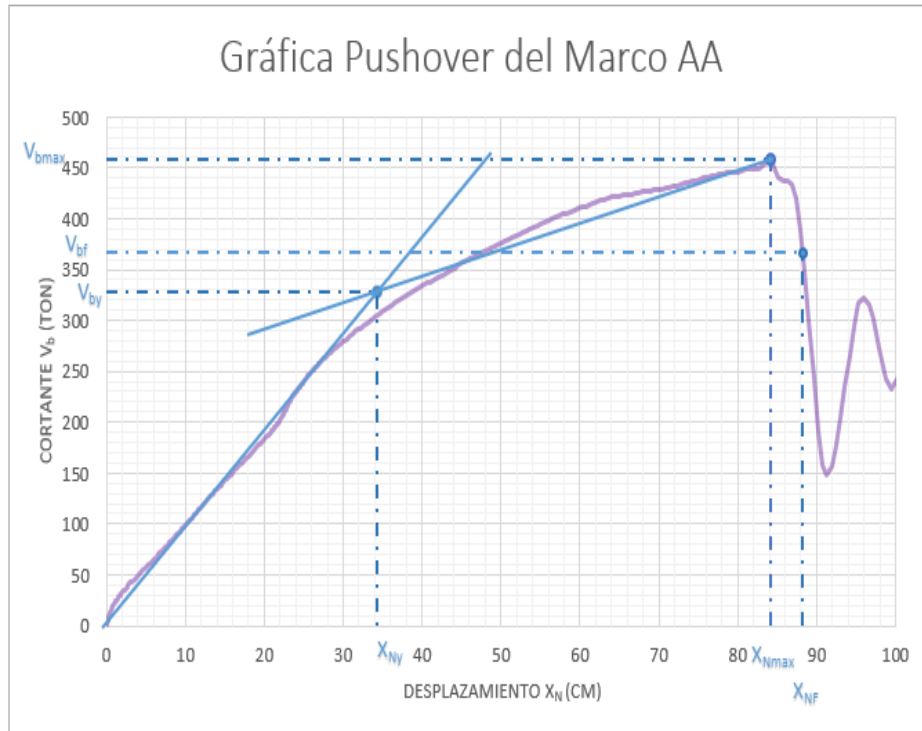
1. Obtención de la resistencia

De la curva de capacidad se obtiene el cortante basal de fluencia ( $V_{by}$ ), la deformación de fluencia ( $X_{Ny}$ ), el cortante basal máximo ( $V_{bmax}$ ), la deformación máxima ( $X_{Nmax}$ ), el cortante basal asociado a la falla ( $V_{bf}$ ) y la deformación asociada a la falla ( $X_{Nf}$ ). En las figuras 5.1, 5.2 y 5.3 se muestran los ajustes hechos a las curvas de capacidad obtenidas para los marcos AA, A2 (sin excentricidad) y el marco A2 con excentricidad, respectivamente.

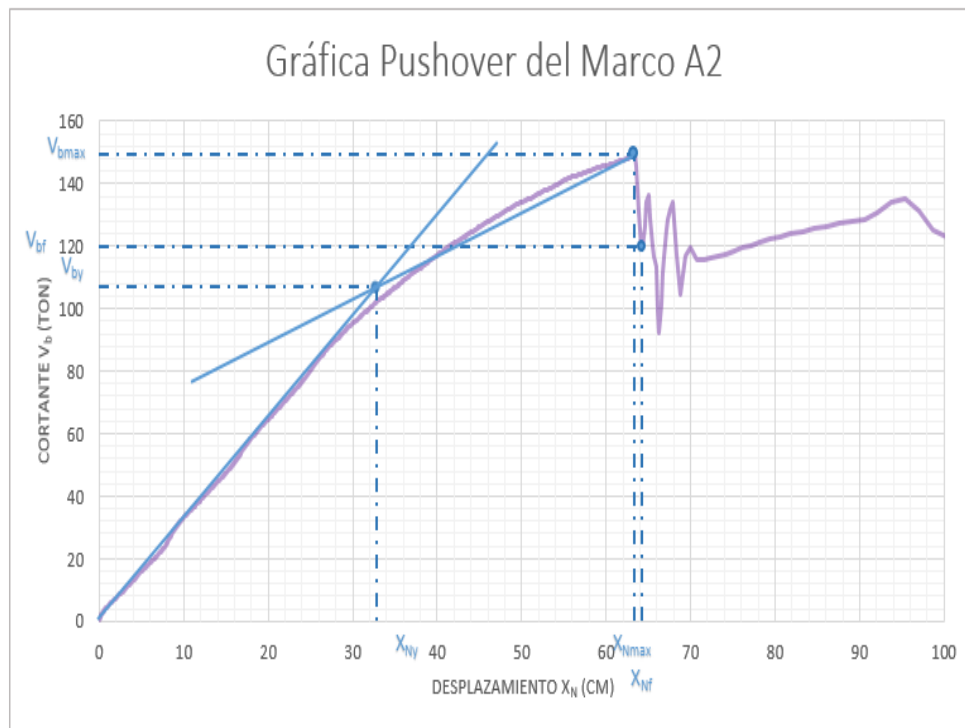
En la tabla 5.1 se muestran los valores de dichos ajustes.

*Tabla 5.1: Tabla de valores de cortantes basales y desplazamientos para los marcos AA y A2.*

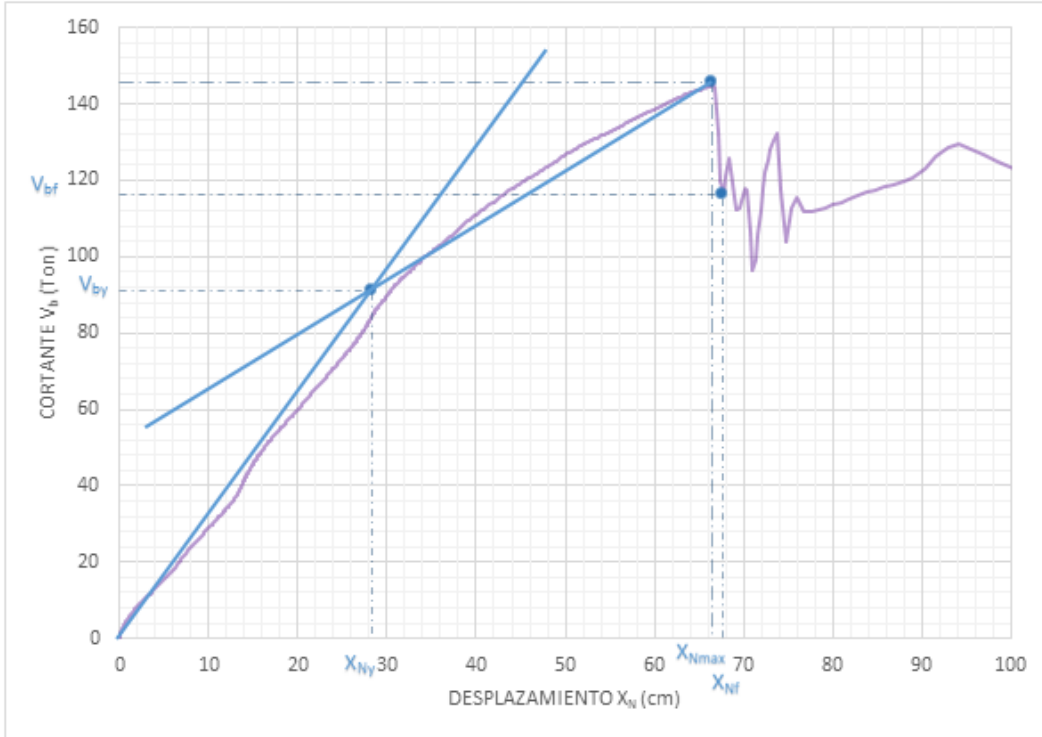
	MARCO	$V_{by}$ (Ton)	$X_{Ny}$ (cm)	$V_{bmax}$ (Ton)	$X_{Nmax}$ (cm)	$V_{bf}$ (Ton)	$X_{Nf}$ (cm)
SIN EXCENTRICIDAD	AA	328	34.28	457.7	84.15	366.16	88.25
	A2	107	32.8	149.56	63.35	119.65	64.25
SIN EXCENTRICIDAD	A2	91.25	28.25	145.46	66.56	116.37	67.75



**Figura 5.1:** Gráfica Push-over del marco AA



**Figura 5.2:** Gráfica Push-over del marco A2 sin excentricidad



**Figura 5.3:** Gráfica Push-over del marco A2 con excentricidad

## 2. Obtención del coeficiente sísmico

Para el diseño del edificio analizado se utilizó un coeficiente sísmico de  $c=0.32$ , ya que se consideró como una estructura del grupo B desplantada en un terreno tipo II, (Reglamento de Construcciones del municipio de Puebla). Una vez obtenida la curva de capacidad y realizados los ajustes correspondientes, se pueden obtener los coeficientes sísmicos de los marcos analizados. Para calcular el valor del coeficiente sísmico ( $c$ ) se divide el cortante basal ( $V_{by}$ ) entre el peso total de la estructura ( $W_{total}$ ), como lo establece la ecuación 5.1:

$$c = V_{by}/W_{total} \quad (5.1)$$

En la tabla 5.2 se muestran los coeficientes sísmicos obtenidos para cada marco.

**Tabla 5.2:** Tabla de valores con coeficientes sísmicos para marcos AA y A2.

		MARCO	c
SIN EXCENTRICIDAD		AA	0.103
		A2	0.188
SIN EXCENTRICIDAD		A2	0.16

Según el Reglamento de Construcciones del municipio de Puebla, para Q=2, el coeficiente sísmico se calcula como:

$$c = \frac{c}{Q} = \frac{0.32}{2} = 0.16 \quad (5.2)$$

Por lo cual el coeficiente sísmico del marco AA queda por debajo del límite de diseño.

### 3. Obtención de la ductilidad

La ductilidad se obtiene de la división de la deformación asociada a la falla ( $X_{NF}$ ) entre la deformación de fluencia ( $X_{Ny}$ ). La deformación asociada a la falla se estimó como aquella que corresponde al 80% del valor del cortante basal máximo.

$$\mu = \frac{X_{NF}}{X_{Ny}} \quad (5.3)$$

De los valores de desplazamiento mostrados en la tabla 5.1 se hace el cálculo de las propiedades respectivas resultando los valores mostrados en la tabla 5.3

**Tabla 5.3:** Tabla de valores con ductilidades para marcos AA y A2.

		MARCO	$\mu$
SIN EXCENTRICIDAD		AA	2.57
		A2	1.96
SIN EXCENTRICIDAD		A2	2.40

#### 4. Obtención de la rigidez lateral en la rama inicial

Para obtener la rigidez lateral en la rama inicial de cada marco se divide el cortante basal ( $V_{by}$ ) entre el desplazamiento correspondiente a él ( $X_{Ny}$ ):

$$k = \frac{V_{by}}{X_{Ny}} \quad (5.4)$$

En la tabla 5.4 se muestran los valores obtenidos, así también se muestran los valores de los períodos correspondientes.

*Tabla 5.4: Tabla de valores con rigideces y periodos para marcos AA y A2.*

	MARCO	k (T/cm)	T (s)
<b>SIN EXCENTRICIDAD</b>	AA	9.57	2.18
	A2	3.26	2.22
<b>SIN EXCENTRICIDAD</b>	A2	3.23	2.34

Como se muestra en la tabla 5.4 para los marcos A2 (sin y con excentricidad), el marco sin excentricidad presenta una rigidez lateral ligeramente mayor a la del marco con excentricidad. Para los períodos, como era de esperarse, el valor para el marco A2 sin excentricidad es menor que para el marco A2 con excentricidad.

Esto es de vital importancia ya que al correlacionar los valores de períodos con las respuestas observadas se puede concluir que el modelar marcos con excentricidad si afecta el comportamiento de los edificios. En este contexto si se deseara seleccionar el marco que presenta mejor comportamiento en términos de desplazamientos, este sería aquel modelado con zona rígida (sin excentricidad).

# Conclusiones

En la primera parte de esta disertación se presentó el marco teórico relacionado con el comportamiento de las uniones viga-columna, las propiedades mecánicas y geométricas de cada edificio, así como los factores y condiciones de carga aplicadas.

Para el análisis lineal se desarrollaron los correspondientes modelos estructurales y se analizaron por medio del software SAP2000 v14, considerando como excitaciones sísmicas el acelerograma y el espectro de respuesta correspondiente al sismo ocurrido el 14 de septiembre de 1995, el cual fue registrado en la estación San Baltazar (localizada en Puebla, Pue.) y tuvo una magnitud de  $M_s=7.2$ .

También se realizó el análisis no lineal de cada modelo con el software Drain 2D. Para ello se aplicaron los métodos Paso a Paso y el estático no lineal (pushover). De este último se obtuvieron los factores de rigidez, ductilidad y resistencia, los cuales ayudaron a la elección del modelo que presentó un mejor comportamiento.

Basándose en el análisis lineal se observa que tanto para el análisis modal espectral como el paso a paso aplicados en los 4 modelos, las distorsiones son pequeñas (menores a 0.015) y cumplen con las restricciones del reglamento para un edificio con  $Q= 1$  o  $2$ .

Con respecto al análisis no lineal se observó que las distorsiones obtenidas para los marcos analizados también cumplen, en general con lo establecido en la norma para diseño sísmico del Reglamento de DF.

En los marcos AA y A2 del edificio sin voladizo diseñado con zona rígida, se puede apreciar que los valores de ductilidad y resistencia están dentro de los valores que se usaron para el diseño, a excepción del coeficiente sísmico para el marco AA sin excentricidad.

Se concluye que el edificio 1 sin excentricidad para el análisis lineal y no lineal cumple con las condiciones de modelo, ya que presenta distorsiones pequeñas.

## Recomendaciones

La respuesta paso a paso lineal y no lineal se obtuvo sólo para un acelerograma específico, por lo que se recomienda que en estudios futuros sobre la vulnerabilidad del edificio se puedan considerar otros escenarios sísmicos.

En este trabajo no se consideró la interacción suelo-estructura, por lo que en estudios futuros es recomendable incluirla.

Para un análisis lineal y no lineal más exacto debe contarse con la memoria de cálculo del edificio, la prueba mecánica de suelos del terreno con que se cuenta y realizar el diseño con base a las normas de la ciudad y país donde se encuentra.

El análisis no lineal se realizó usando modelos planos, esto no permite tomar en cuenta los posibles efectos de torsión que se pueden presentar en el edificio, por lo que sería deseable en estudios futuros tomarlos en cuenta.

# REFERENCIAS

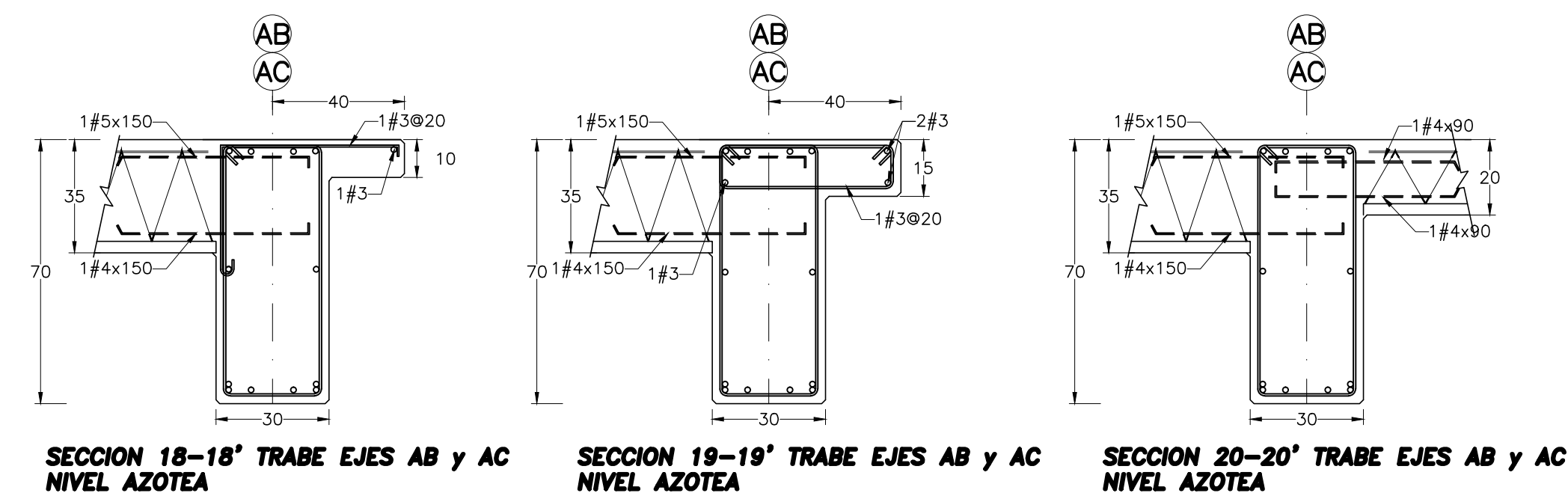
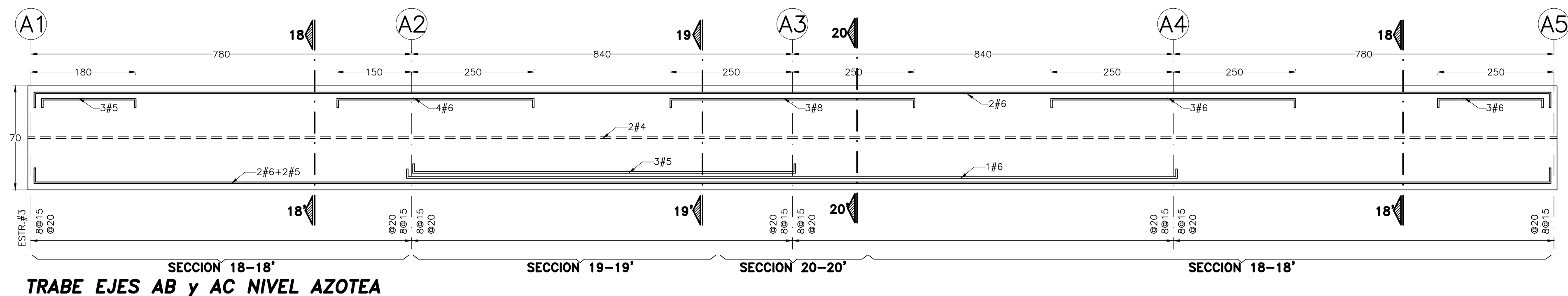
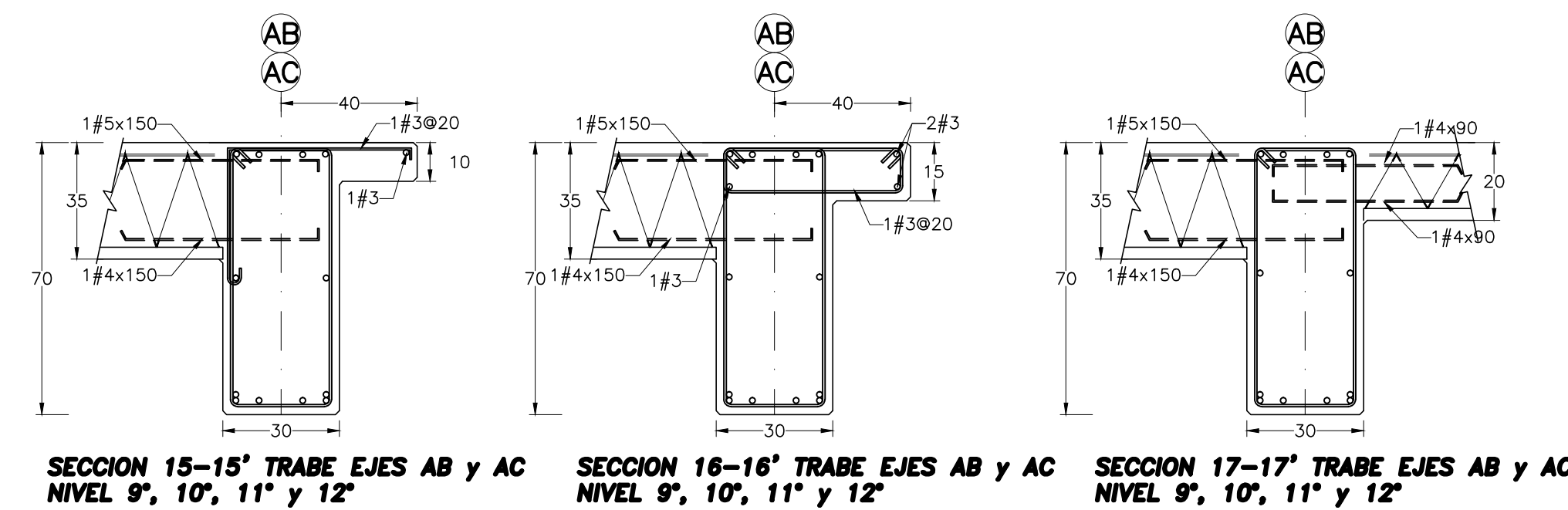
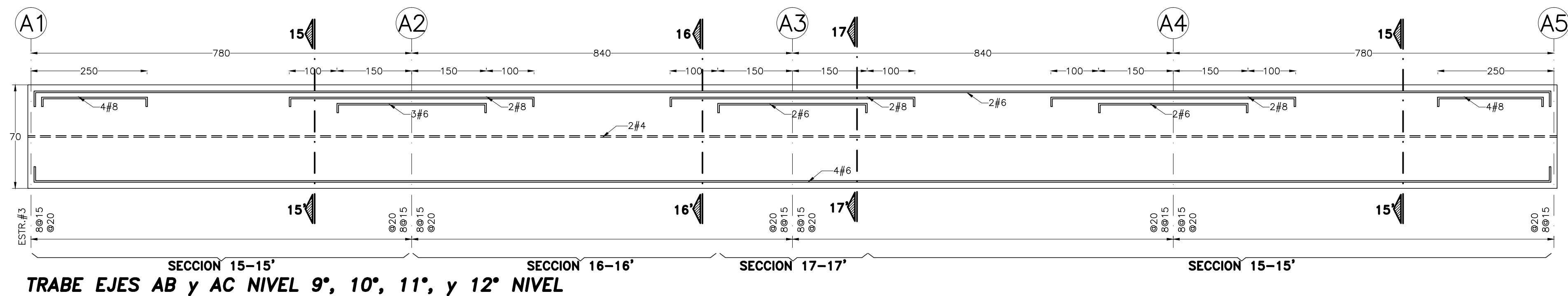
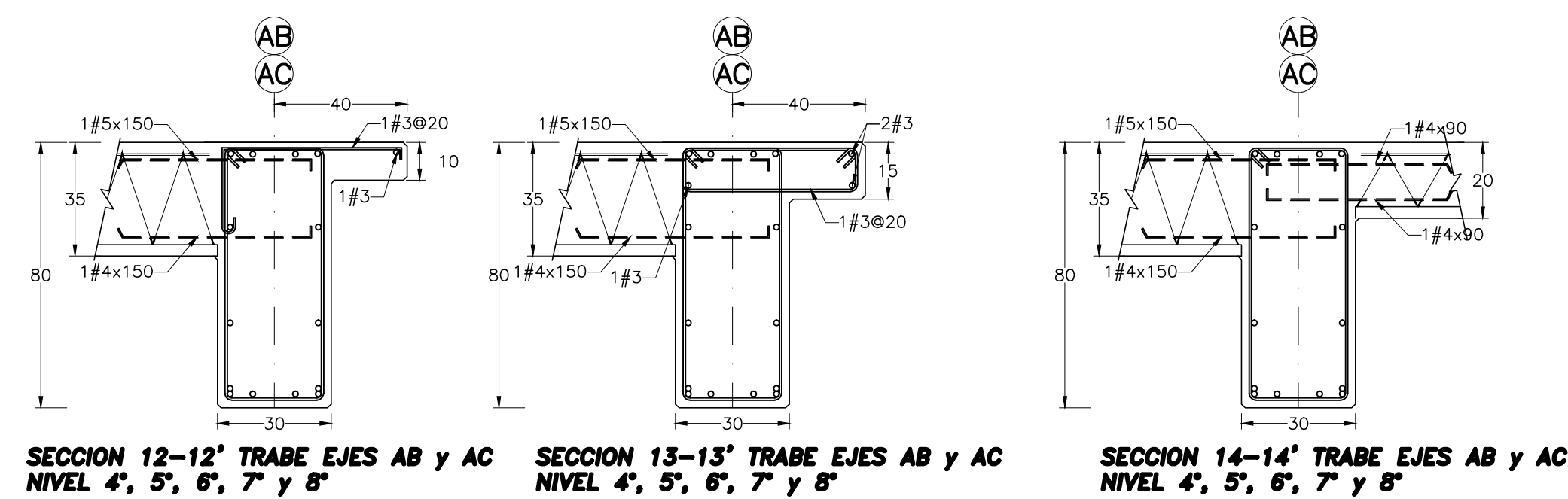
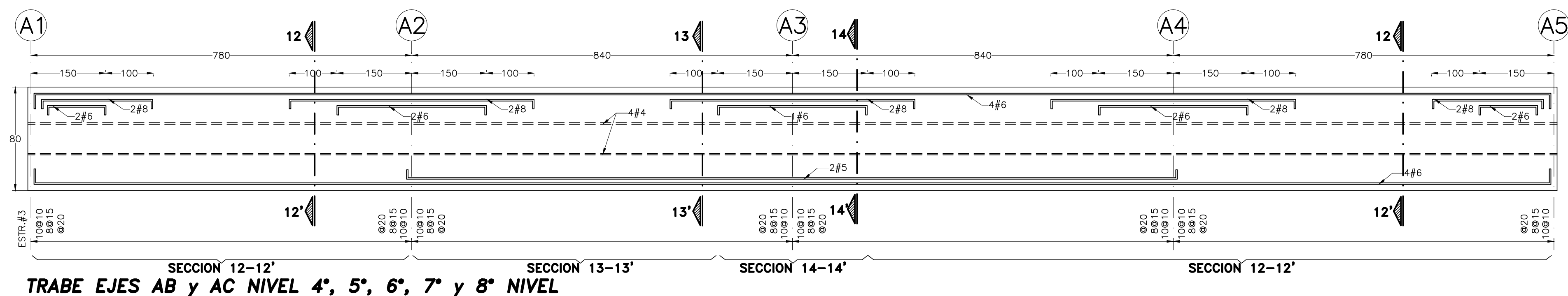
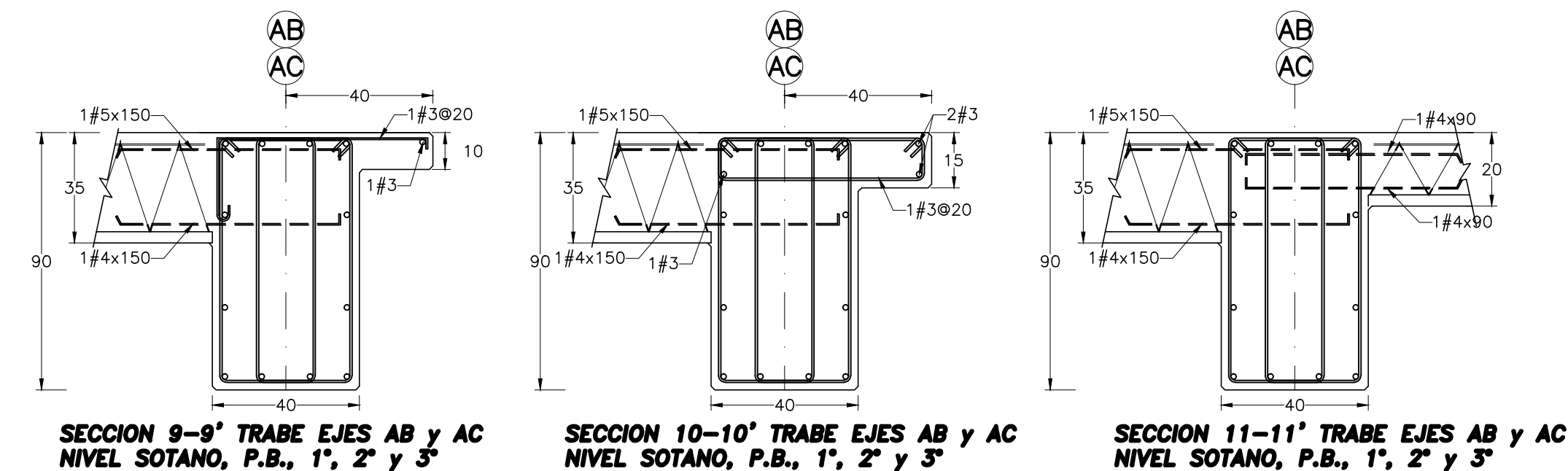
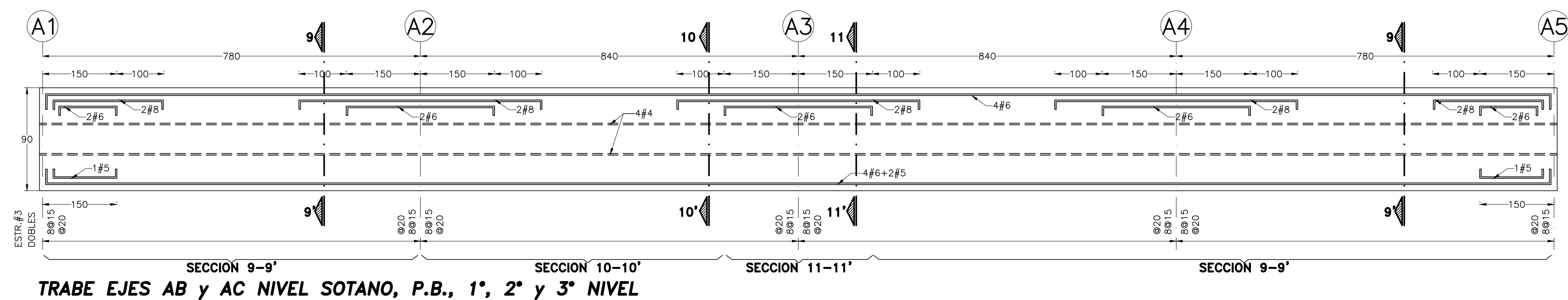
- Alamilla, J. (2001), "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporticadas", *Tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.*
- Al-Zamel, H.S. and El-Ghazaly, H.A., (1991) "An Innovative Detail for Precast Concrete Beam-Column Moment Connection", *Canadian J. Civil Engg.*, Vol. 18, pp.690-710.
- Astiz, M. A., Marí, A. (2005). "Conceptos específicos del proyecto de estructuras en zonas sísmicas". *Hormigón y Acero*, (237), 41-60.
- Celigüeta, J. T. (2010). "Análisis de estructuras con no linealidad geométrica". España: Tecnum.
- Chopra, A. K., Goel, R. K. (2004). "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, (33), 903-927.
- Comisión Federal de Electricidad (1993). "Manual de Diseño de Obras Civiles" Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.
- Computers and structures, Inc. (1995), Optimized modeling and design of structures using SAP2000, *CSI Educational Services, University Avenue Berkeley, California, United States.*
- Deierlein, G., Reinhorn, A., Willford, M. (2010). "Nonlinear structural analysis for seismic design: A guide for practicing engineers". San Francisco, California: National Institute of Standards and Technology.

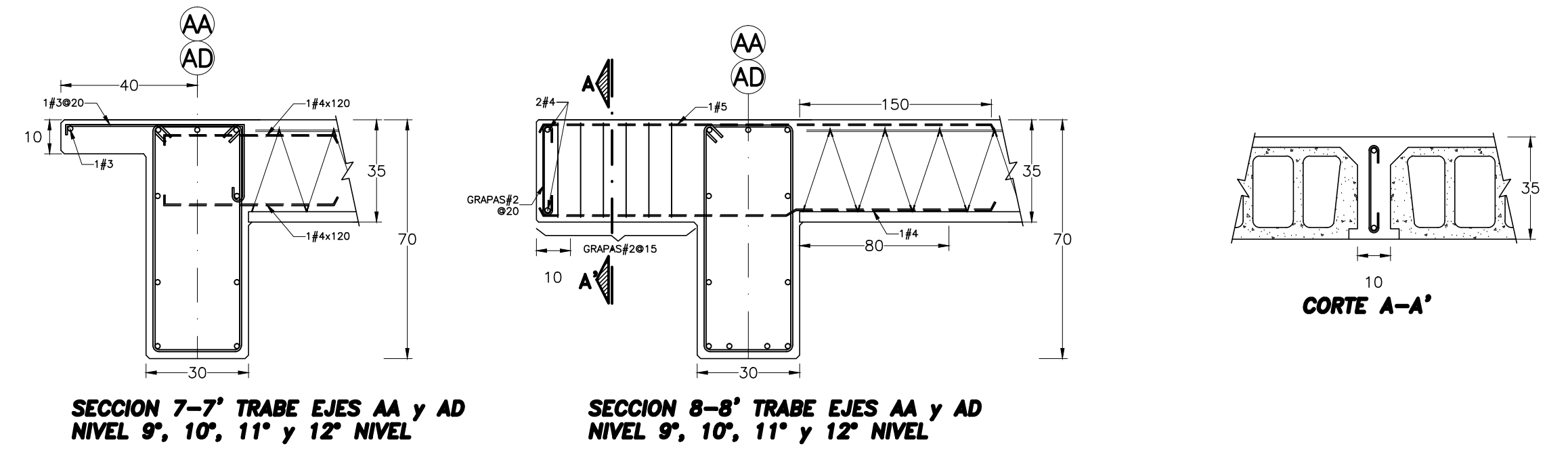
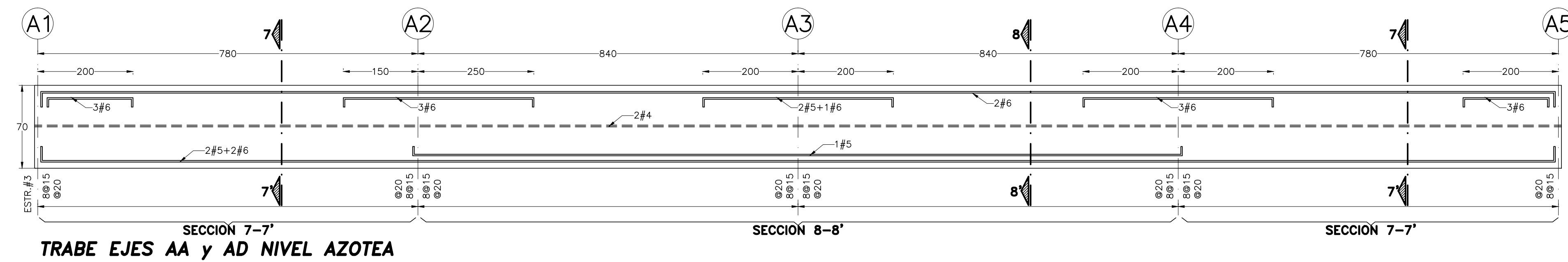
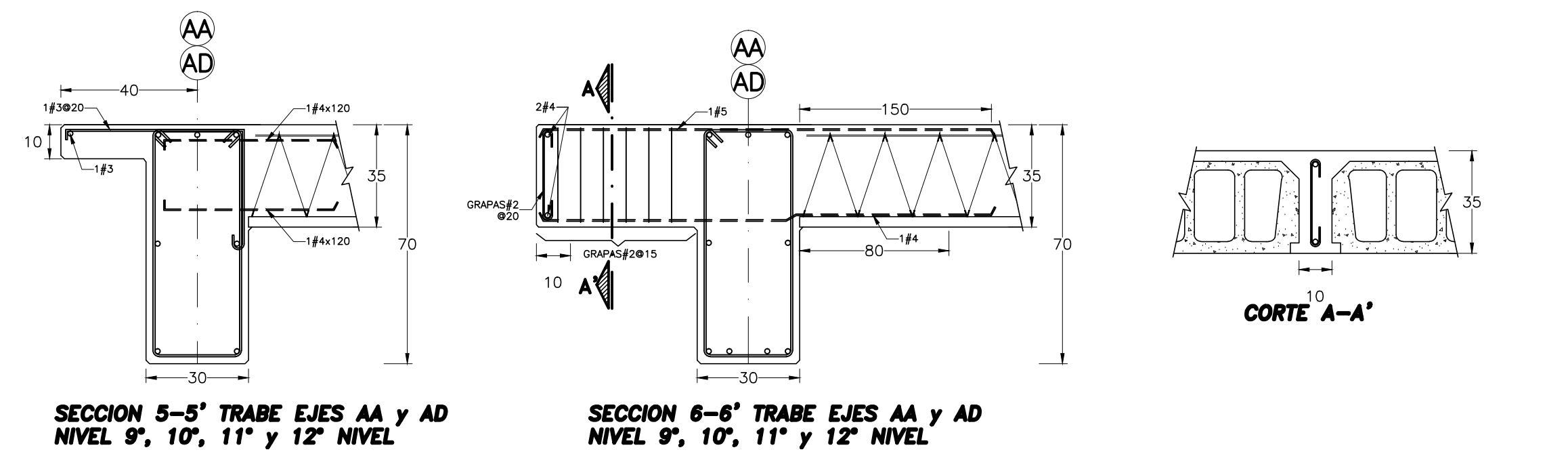
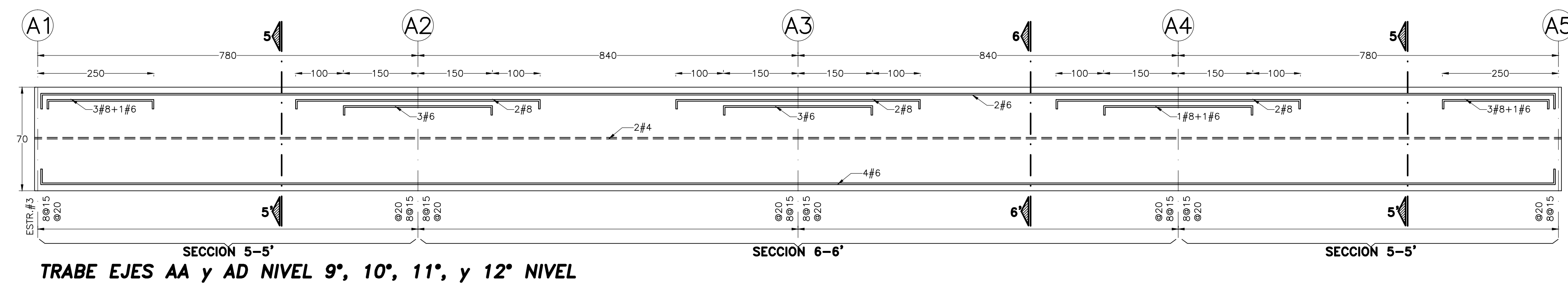
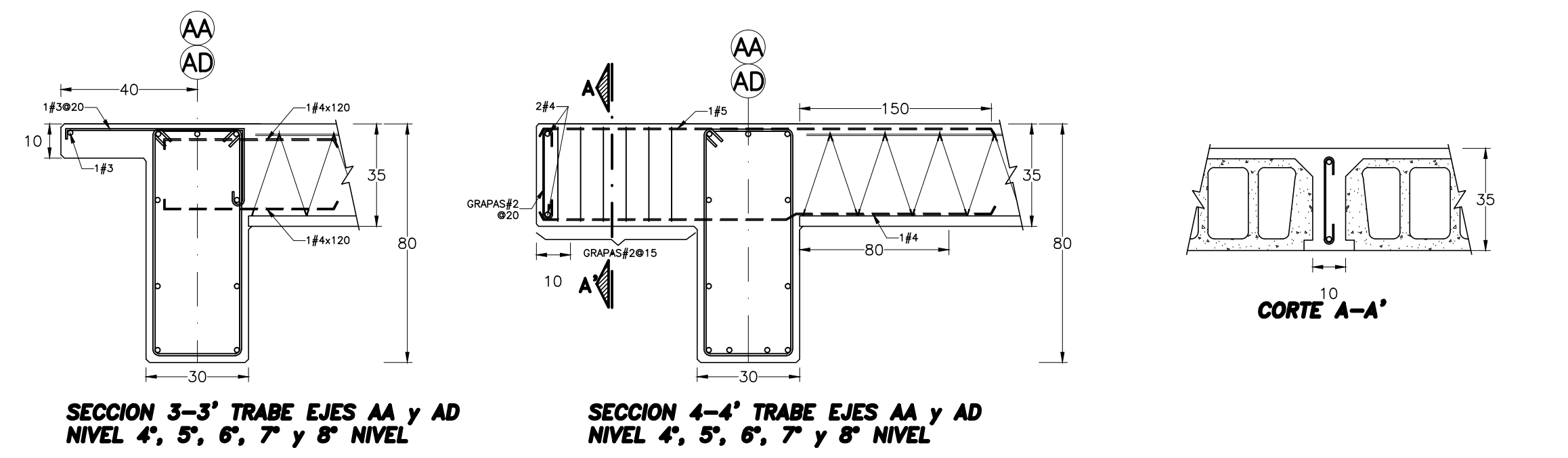
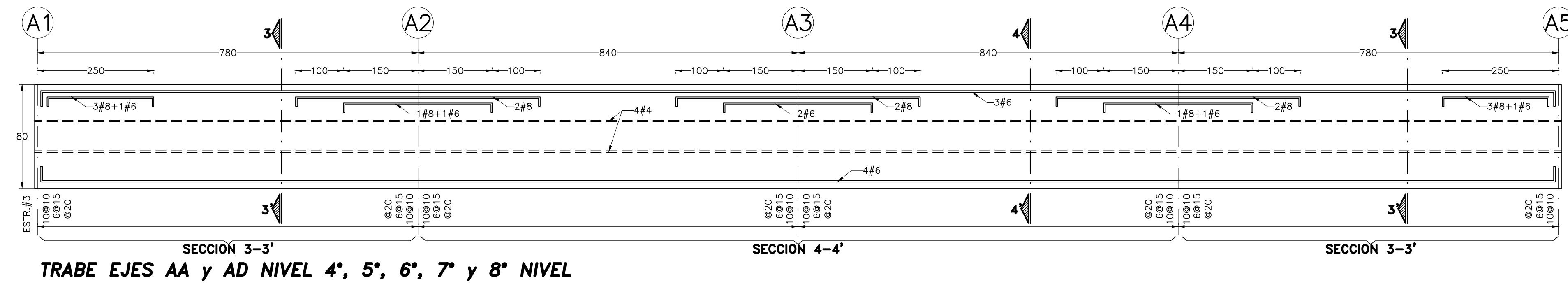
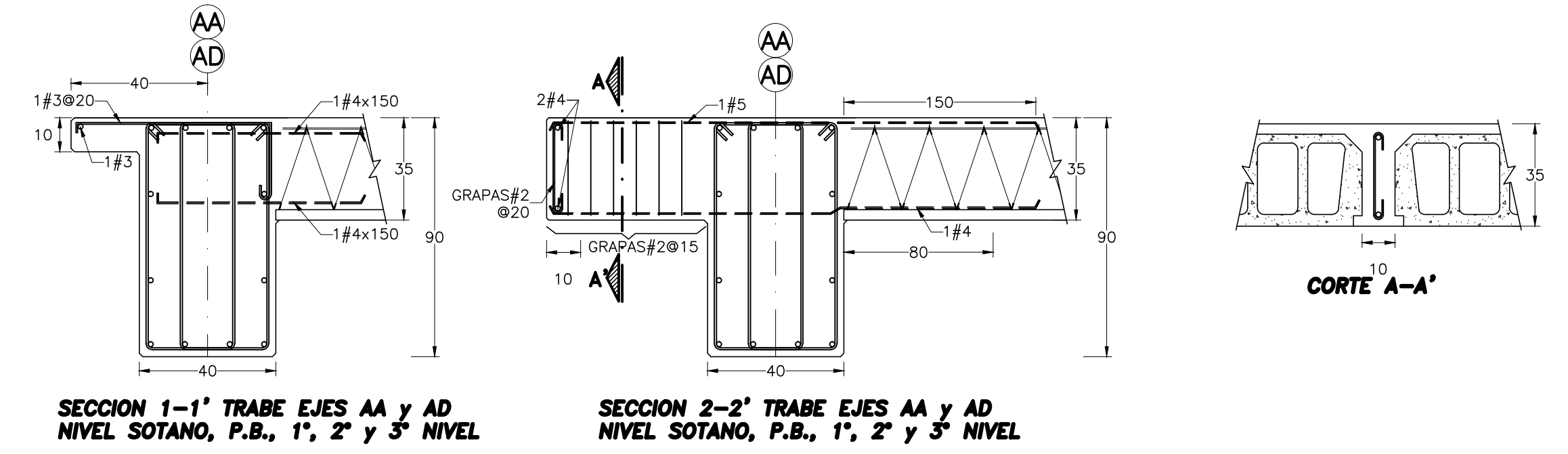
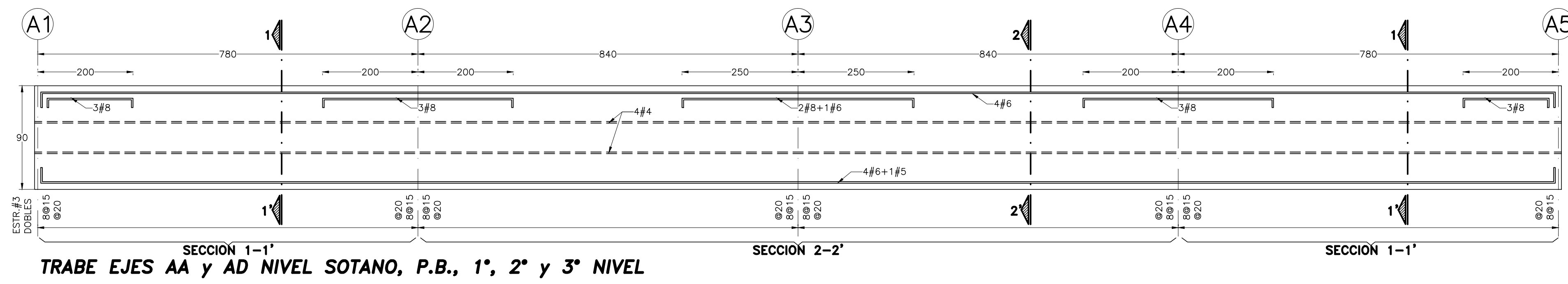
- Ehsani, M.R. and Alameddine, F., (1991) "Design recommendation for Type-2 high strength reinforced concrete connection", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, pp. 277-291.
- Ismael, E (2010). "Diseño sísmico basado en desempeño y confiabilidad de sistemas marco-muro". *Tesis de doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM*.
- Flores Barreto, T. M. (2003). "Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado". (*Tesis de Maestría Inédita*). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Krawinkler, H., Seneviratna, G. D. P. (1997). "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation". *Engineering Structures*, 20(4-6), 452-464.
- Kumar, V., (July, 1995). "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beam-Column Joints", *J. Struct. Engg.*, SERC, Vol.22, No.2, pp. 109-113.
- Kumar, V. and Shamim, M., (1999). "Influence of Beam Reinforcement on Exterior beam-Column Joints", *J. Struct. Engg.*, SERC, Vol.26, No.2, pp.123-127.
- Kumar, Sharad, (1988). "A Study of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Uni-Axial Bending", *M.Tech, Dissertation, Inst. Of Technology, Benara Hindu University, Varanasi*.
- Lee, H., (1996). "Revised rule for Concept of Strong column-weak girder design", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No.4, pp. 359-364.
- NTC-CONCRETO (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta oficial del Distrito Federal*, 29 de Enero.
- NTC-Sismo (2004). Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo. *Gaceta oficial del Distrito Federal*, 29 de Enero.
- Park, R. and Paulay, T., (1975). "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, New York, 1975.

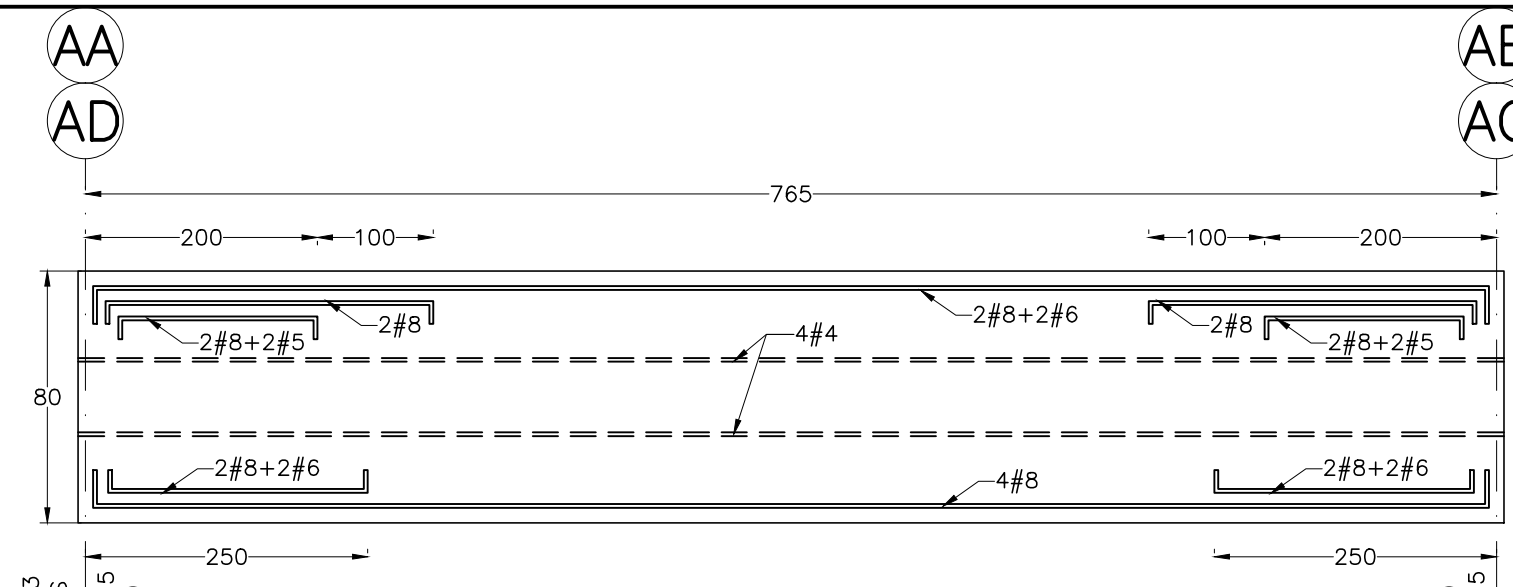
- Paulay, T., Priestley, M. J. N. (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". Canadá: John Wiley & sons, INC.
- Powel, G. H. (1973), DRAIN-2D user's guide, Report No. EERC 73-22, *Earthquake Engineering Research Center, California University, Berkeley.*
- RCDF (2004). "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2 de agosto, México D.F.
- RCP (2003). "Reglamento de Construcciones para el Municipio de Puebla", 26 de agosto, Puebla, Puebla.
- Roufaiel, M.S.L. and Meyer, C., (1987). "Analytical Modelling of Hysteritic Behaviour of Reinforced Concrete Frames", *J. Struct. Engg.*, ASCE, pp.429-444.
- Scott, R.H., (1996). "Intrinsic Mechanism in Reinforced Concrete Beam-Column Connection Behaviour", *ACI, Structural Journal.*, Pp. 336-346.
- Seckin, M and Fu, H.C., (1991). "Beam-Column Connections in Precast Reinforced Concrete Constructions", *ACI, Structural Journal*, May-June, 1990, pp. 252-261.
- Somerville, G. and Taylor, H.P.J., (1972). "The Influence of Reinforcement Detailing on the Strength of Concrete Structures", *The Struc. Engr.*, pp 7-19.

APENDICE A

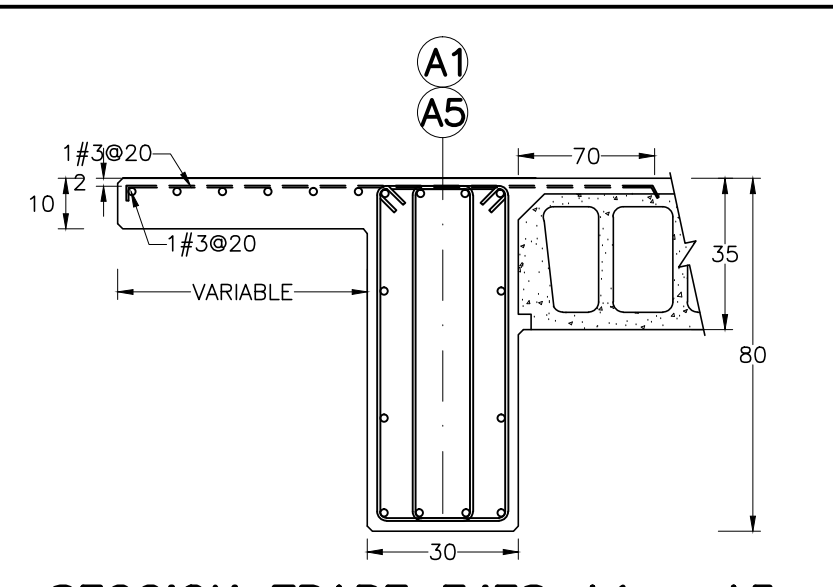
PLANOS ESTRUCTURALES DE TRABES



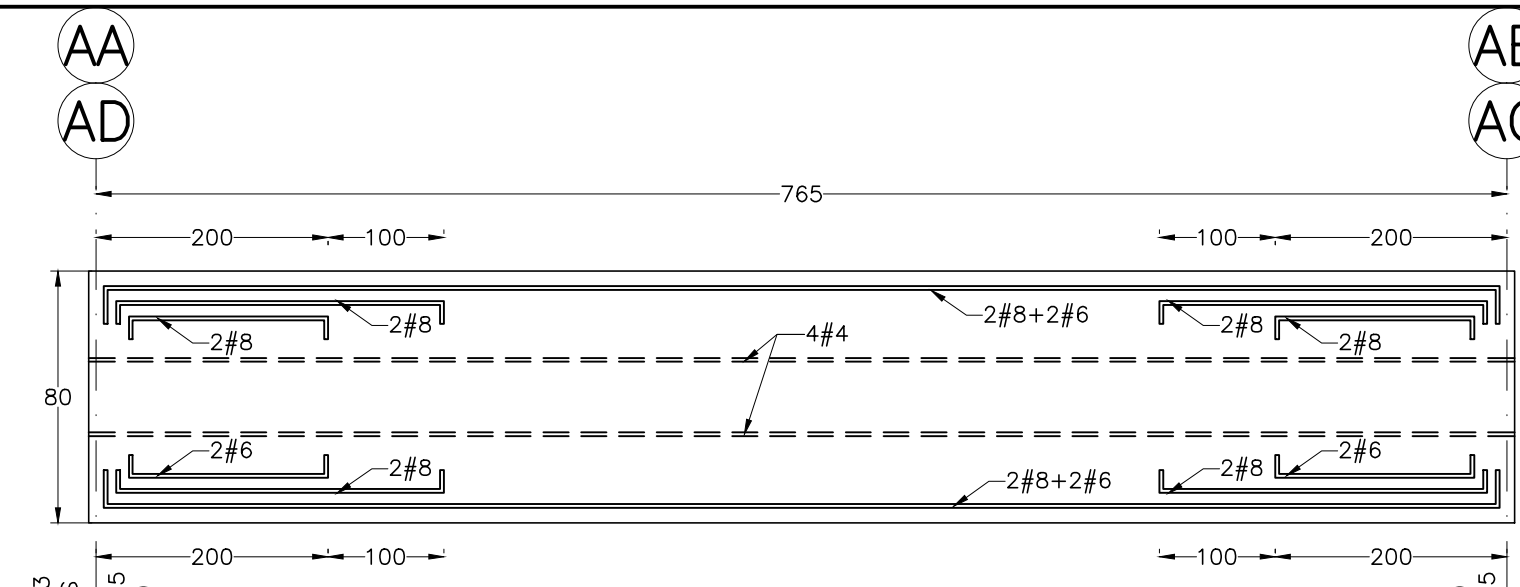




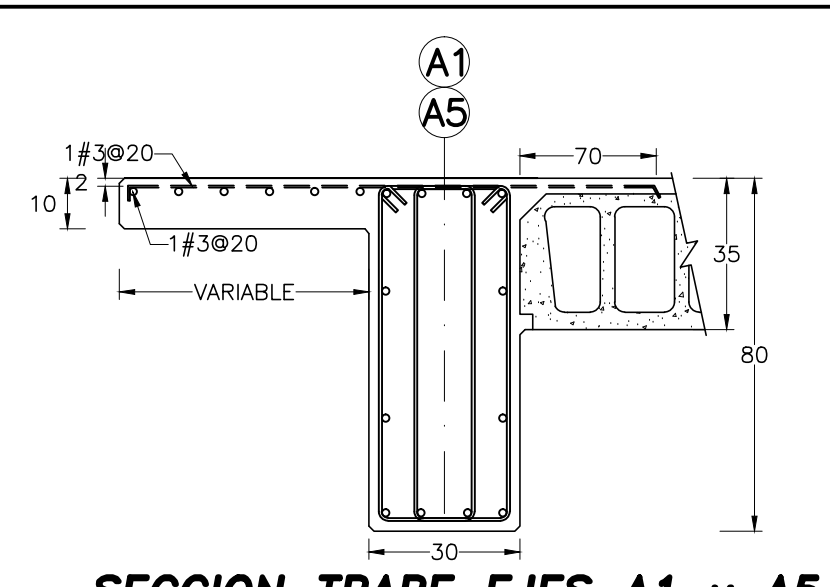
TRABE EJE A1 y A5 NIVEL SOTANO, P.B., 1°, y 2° NIVEL



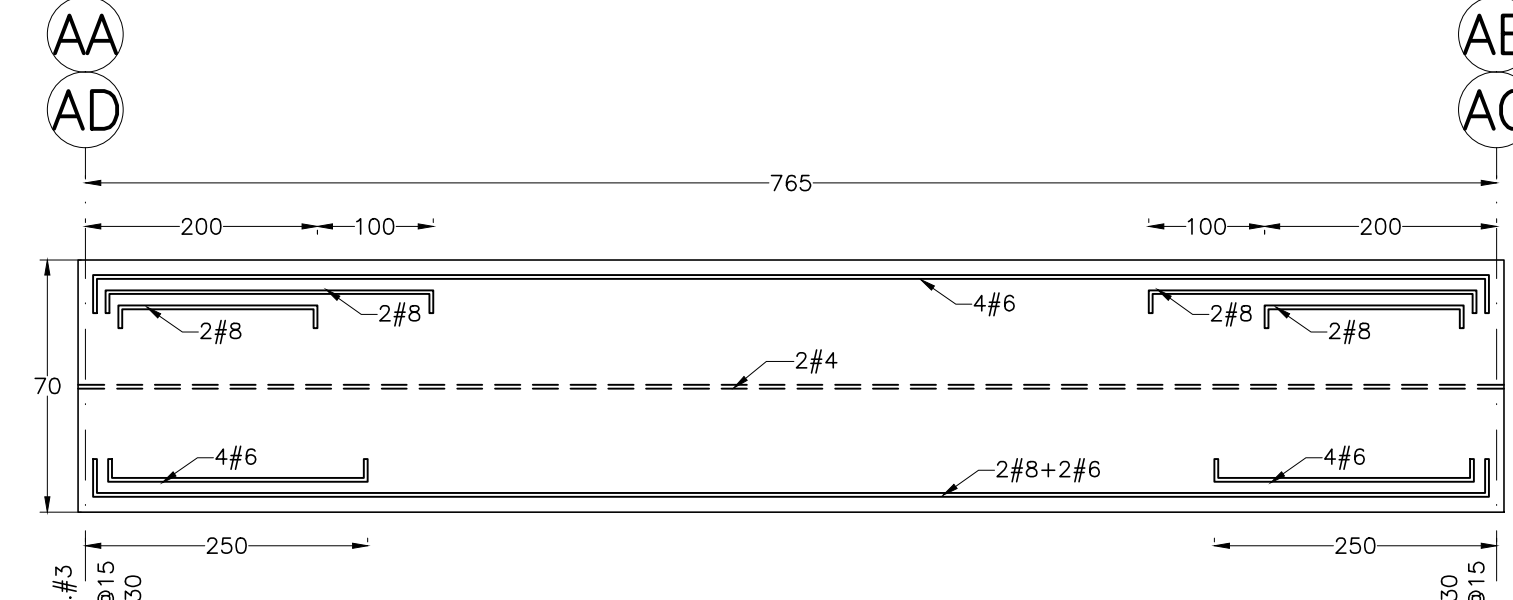
SECCION TRABE EJES A1 y A5 NIVEL SOTANO, P.B., 1°, y 2° NIVEL



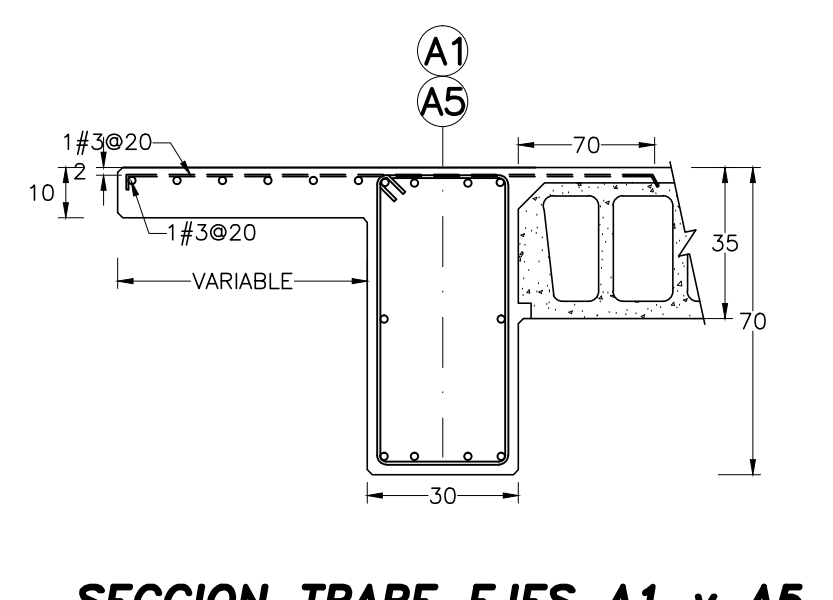
TRABE EJE A1 y A5 NIVEL 3°, 4° y 5° NIVEL



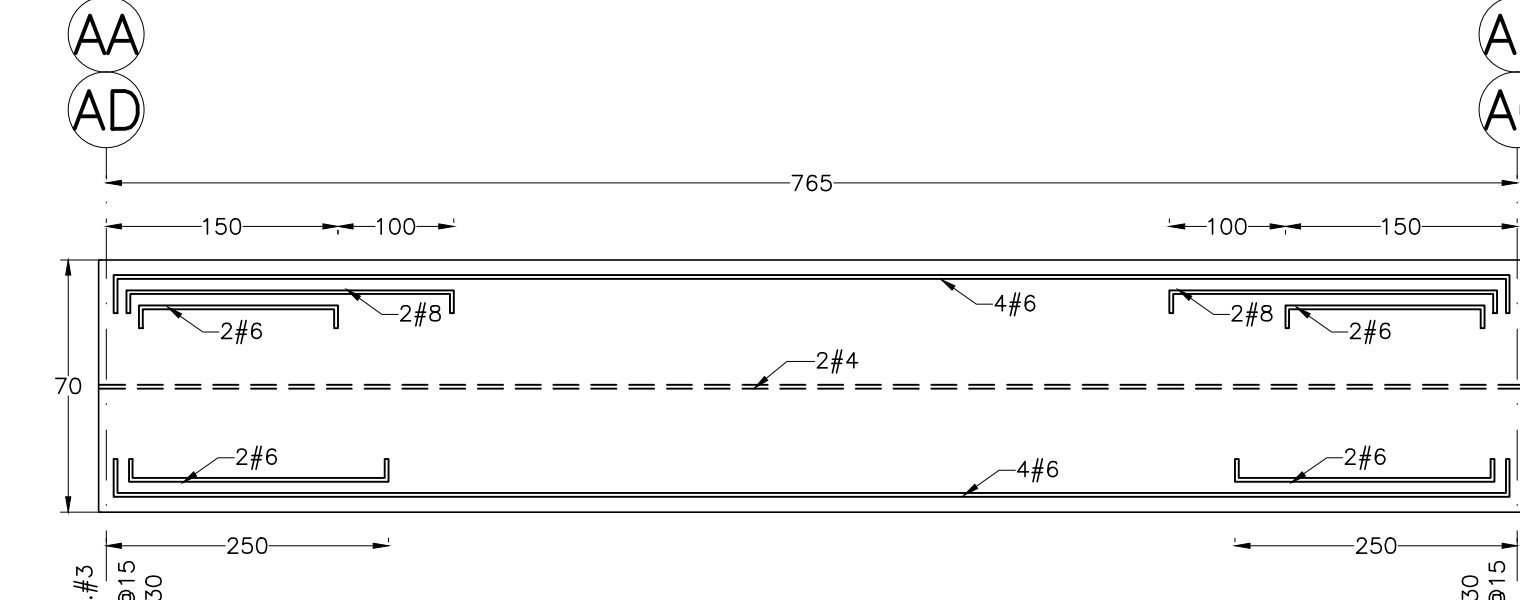
SECCION TRABE EJES A1 y A5 NIVEL 3°, 4° y 5° NIVEL



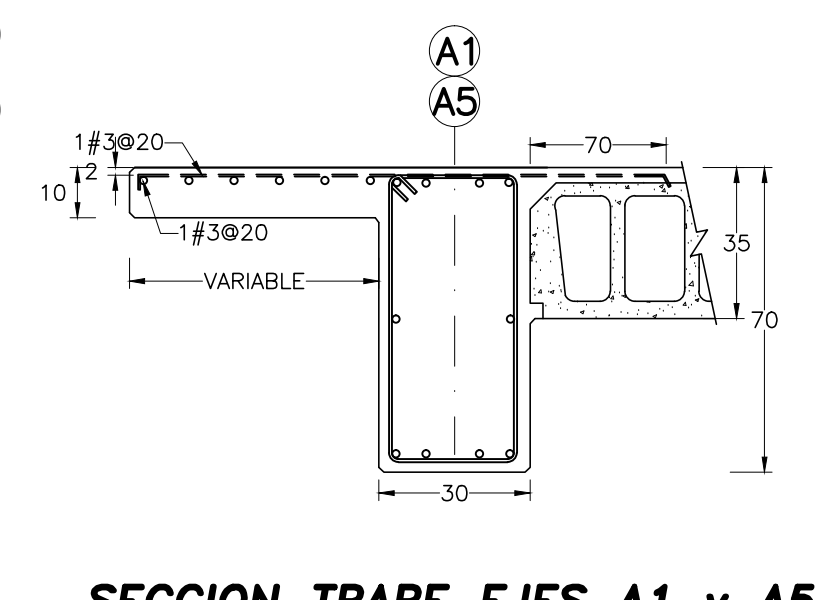
TRABE EJE A1 y A5 NIVEL 6°, 7° y 8° NIVEL



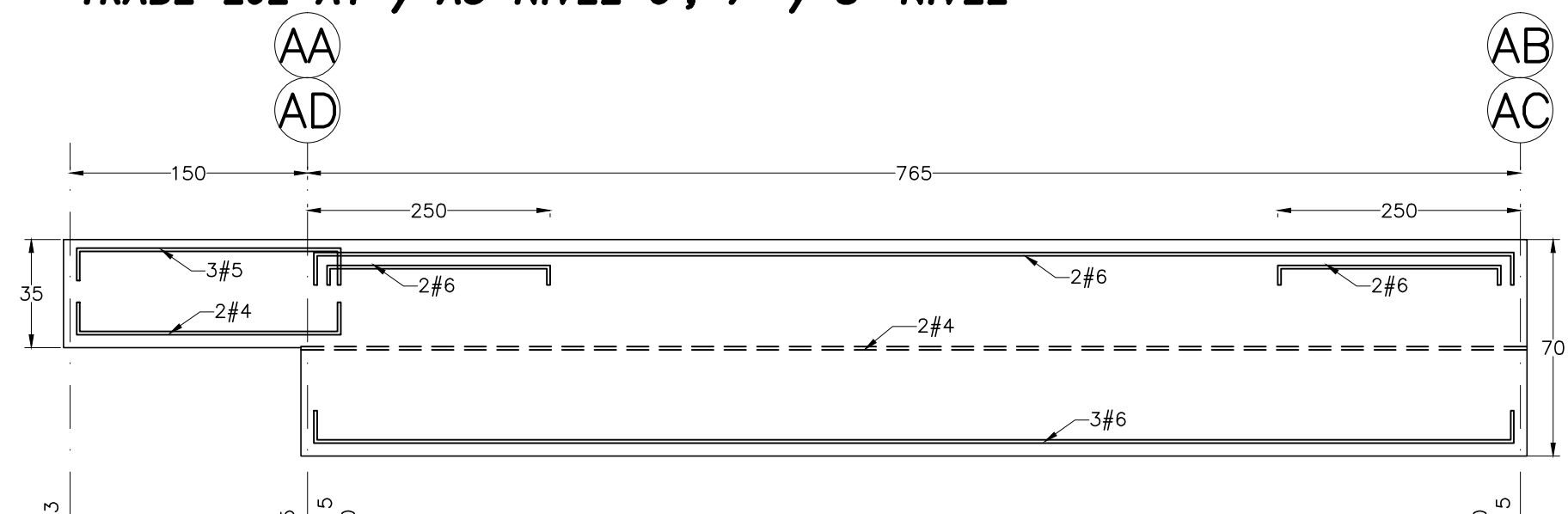
SECCION TRABE EJES A1 y A5 NIVEL 6°, 7° y 8° NIVEL



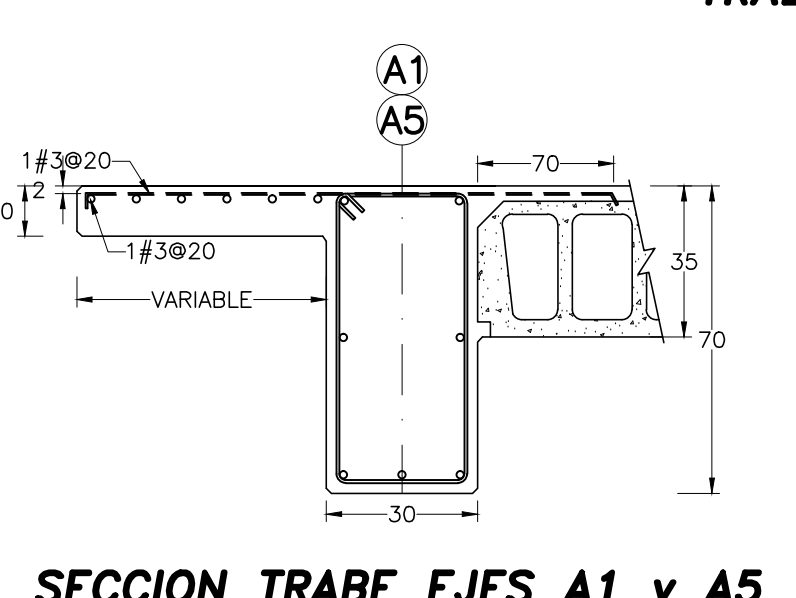
TRABE EJE A1 y A5 NIVEL 9°, 10° y 11° NIVEL



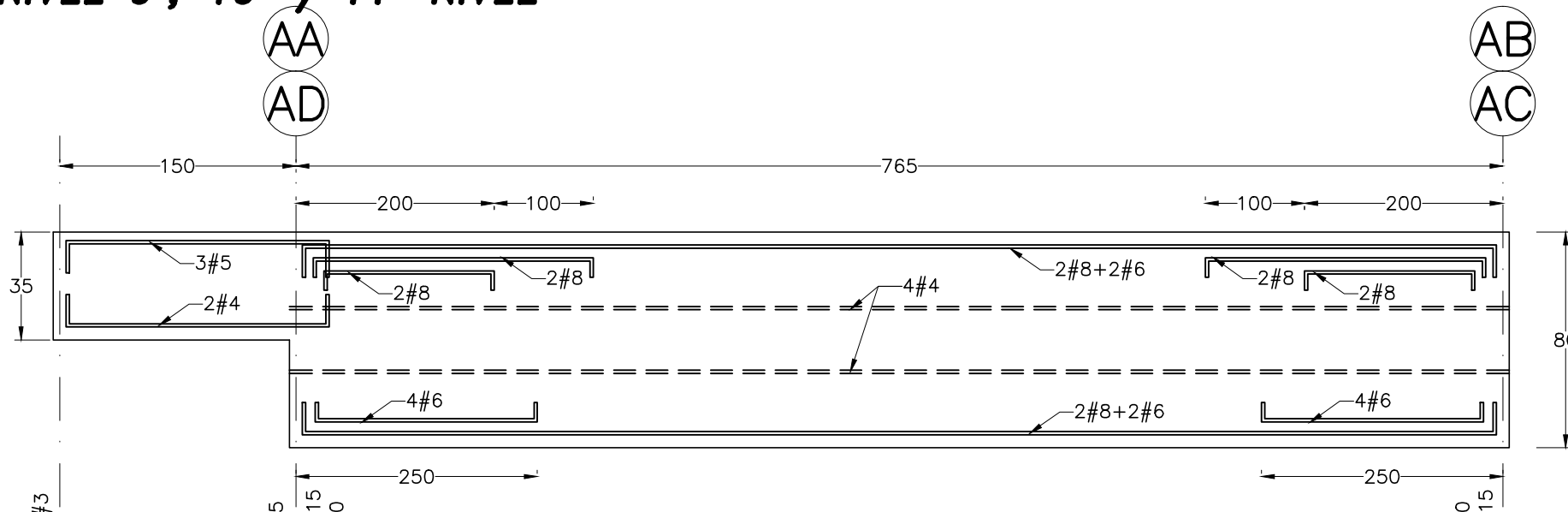
SECCION TRABE EJES A1 y A5 NIVEL 9°, 10° y 11° NIVEL



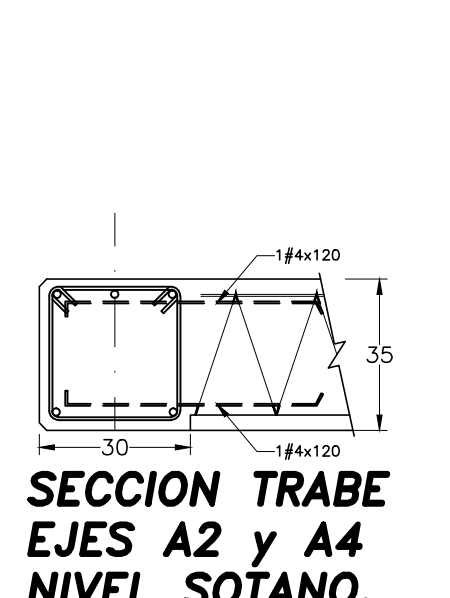
TRABE EJE A1 y A5 NIVEL 12° y AZOTEA



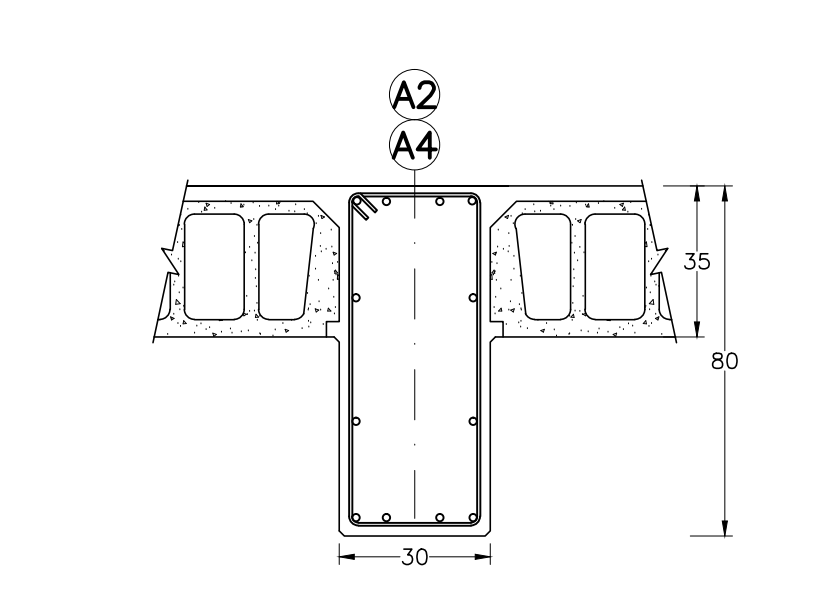
SECCION TRABE EJES A1 y A5 NIVEL 12° y AZOTEA



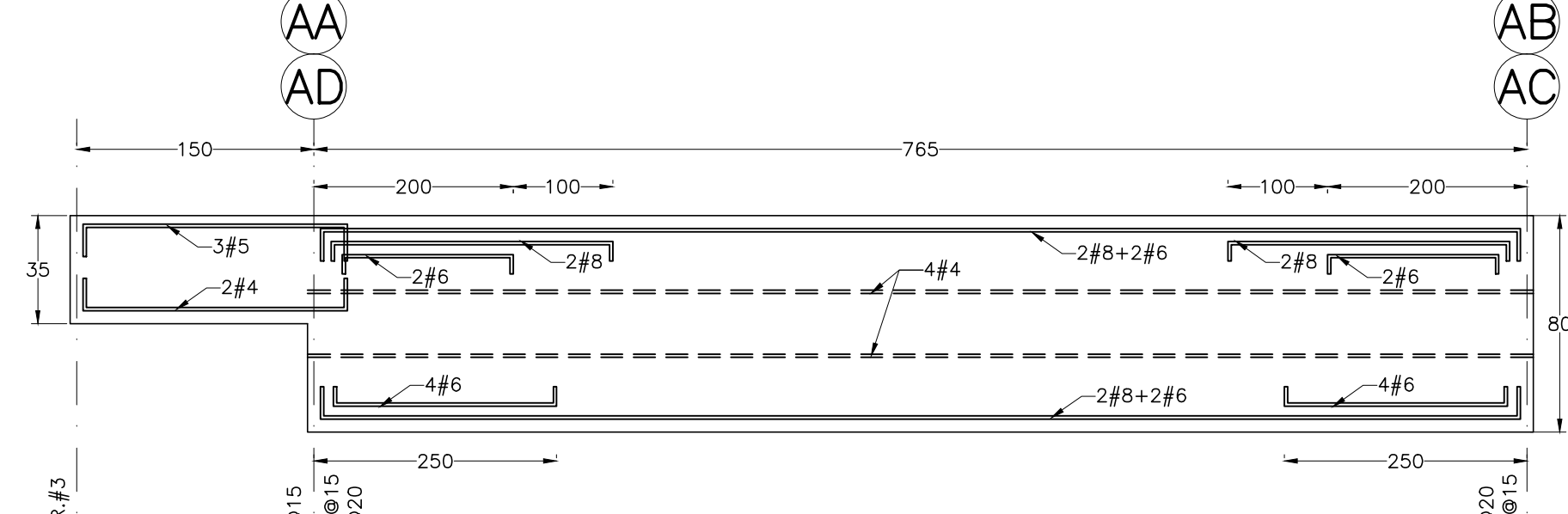
TRABE EJE A2 y A4 NIVEL SOTANO, P.B., 1°, y 2° NIVEL



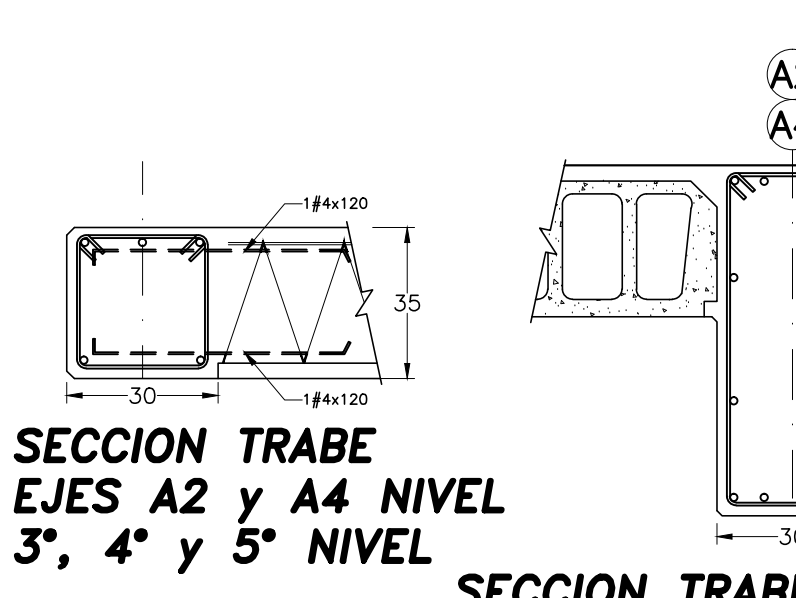
SECCION TRABE EJES A2 y A4 NIVEL SOTANO, P.B., 1°, y 2° NIVEL



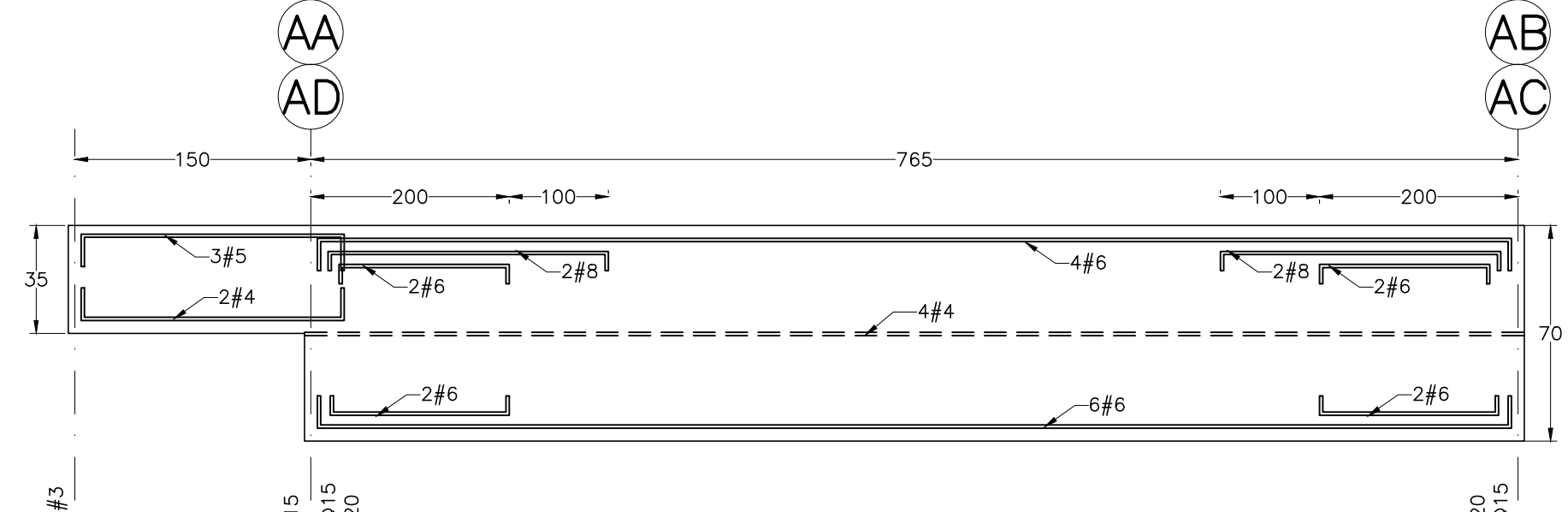
SECCION TRABE EJES A2 y A4 NIVEL SOTANO, P.B., 1°, y 2° NIVEL



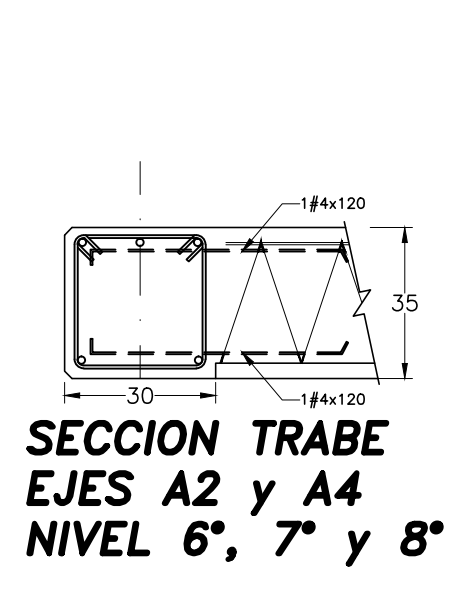
TRABE EJE A2 y A4 NIVEL 3°, 4° y 5° NIVEL



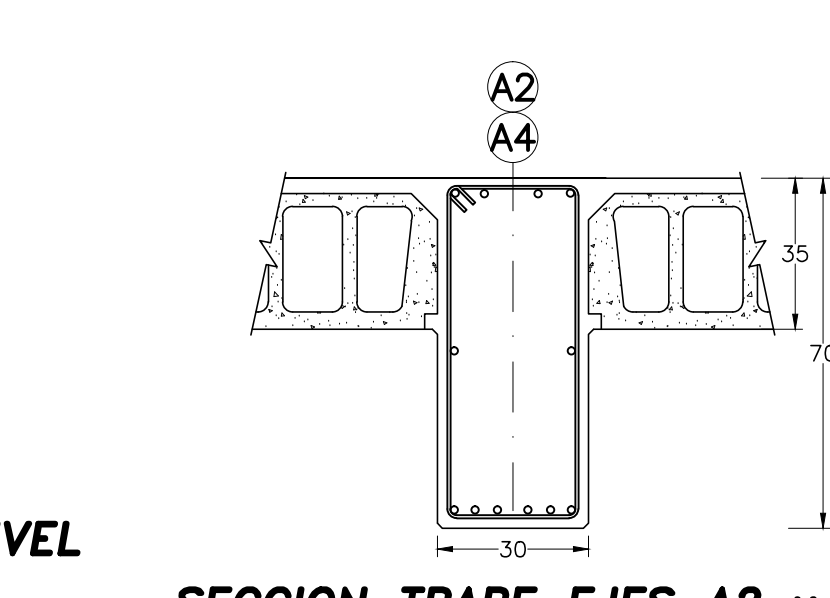
SECCION TRABE EJES A2 y A4 NIVEL 3°, 4° y 5° NIVEL



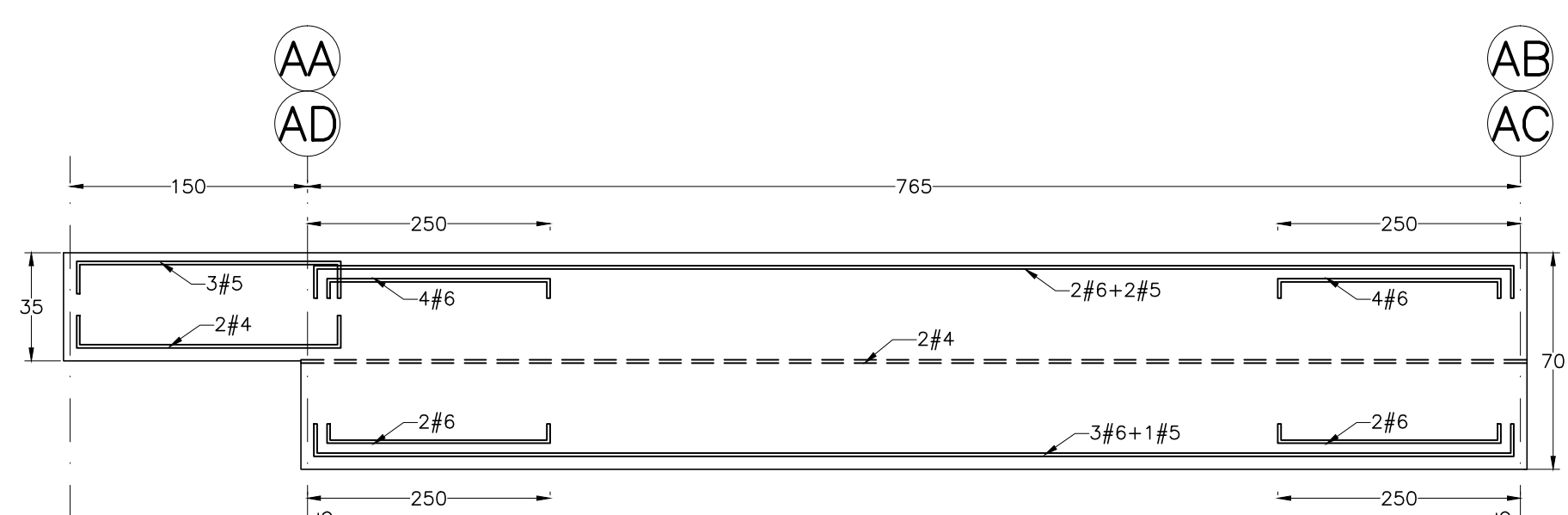
TRABE EJE A2 y A4 NIVEL 6°, 7° y 8° NIVEL



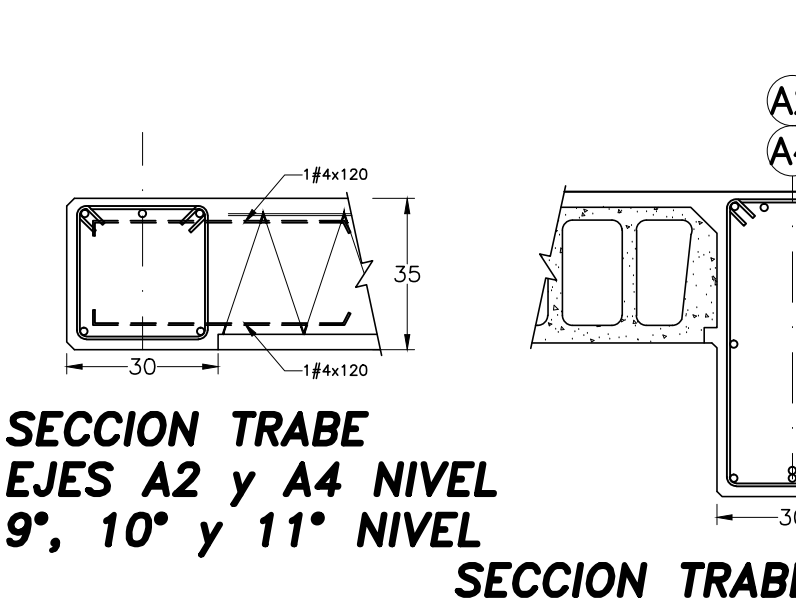
SECCION TRABE EJES A2 y A4 NIVEL 6°, 7° y 8° NIVEL



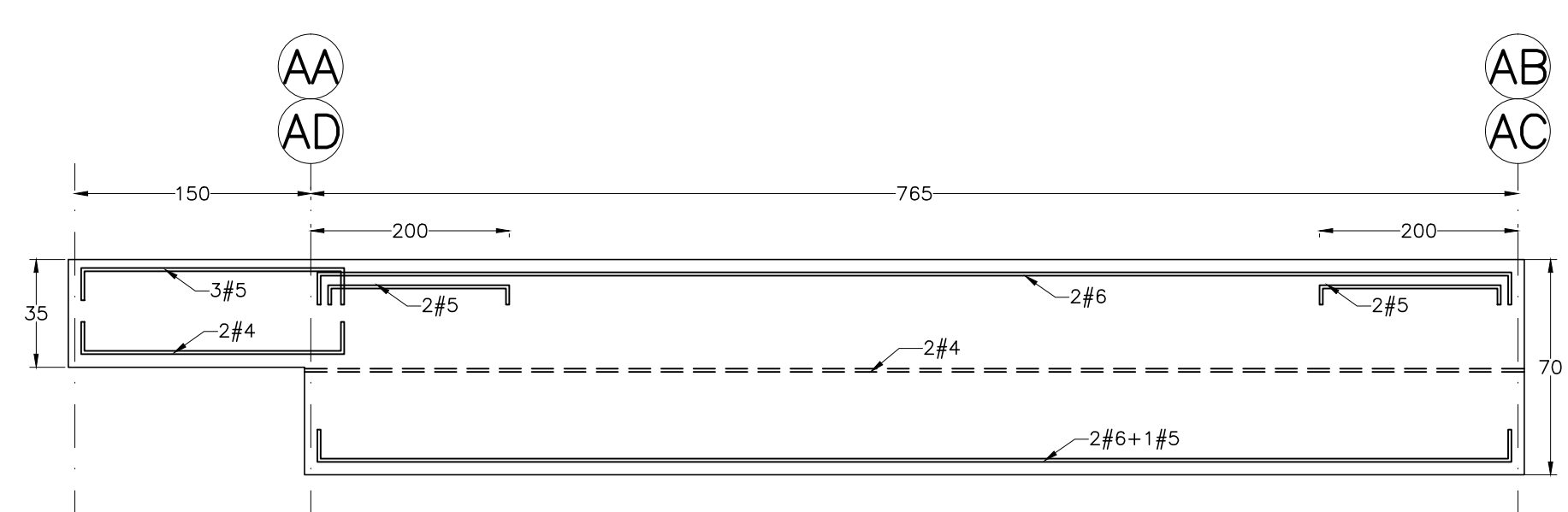
SECCION TRABE EJES A2 y A4 NIVEL 6°, 7° y 8° NIVEL



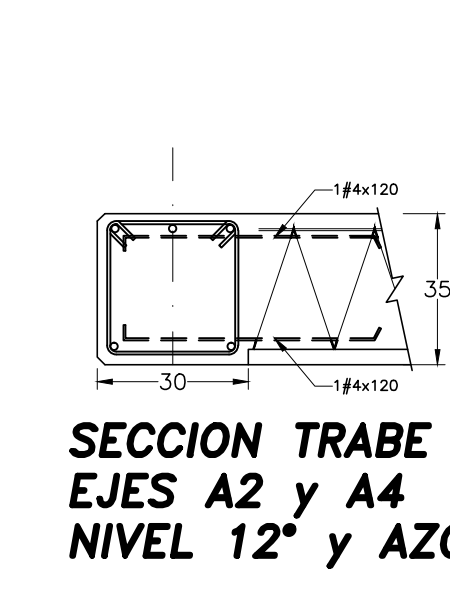
TRABE EJE A2 y A4 NIVEL 9°, 10° y 11°



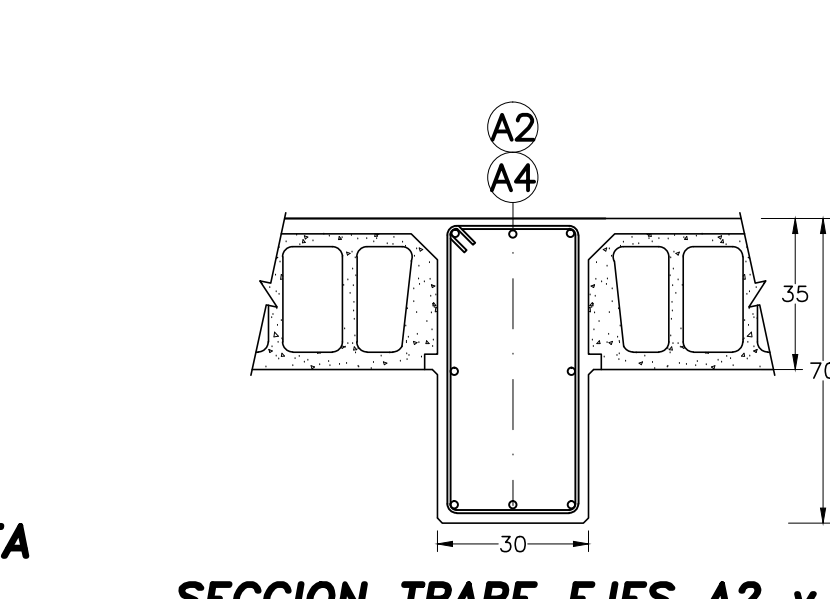
SECCION TRABE EJES A2 y A4 NIVEL 9°, 10° y 11° NIVEL



TRABE EJE A2 y A4 NIVEL 12 y AZOTEA



SECCION TRABE EJES A2 y A4 NIVEL 12° y AZOTEA



SECCION TRABE EJES A2 y A4 NIVEL 12° y AZOTEA

