

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERIA

POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

TÍTULO

Efectos de la Interacción Suelo Estructura Estática en los elementos mecánicos de las estructuras

TESIS

PRESENTA

Alumno: **Ing. Gutiérrez Martínez Luis Felipe**

Asesores: **Dr. Fernández Sola Luciano Roberto**

Dr. Rangel Núñez José Luis

MÉXICO, D.F.

Junio 2019

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

ÍNDICE GENERAL

1

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
RESUMEN	xiii
1 CAPÍTULO. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 JUSTIFICACIÓN	2
1.3 OBJETIVOS	3
1.3.1 Objetivo General	3
1.3.2 Objetivos Específicos.....	3
1.4 ALCANCES	4
1.5 LIMITACIONES	4
2 CAPÍTULO. SUELO	5
2.1 COMPOSICIÓN DE SUELOS	5
2.2 SUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO.	6
2.3 CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS	7
2.4 SUELO DE ESTUDIO	12
2.4.1 Condiciones geotécnicas del sitio	12
2.4.2 Zonificación geotécnica de acuerdo al RCDF	12
2.4.3 Propiedades mecánicas	14
3 CAPÍTULO. MODELOS DE ESTRUCTURAS.....	15
3.1 Concepto	15

3.2	Edificios de estudio.....	15
3.2.1	Geometría de los edificios.....	16
3.2.2	Edificios Bajos Cuatro Niveles.....	17
3.2.3	Edificios Medianos.....	18
3.2.4	Edificios Altos.....	22
3.3	Cargas Actuantes.....	25
3.3.1	Cargas Muertas.....	25
3.3.2	Cargas Vivas.....	26
4	CAPÍTULO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.....	27
4.1	DEFINICIÓN.....	27
4.2	INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA ESTÁTICA.....	28
4.2.1	Ecuación Matricial de interacción.....	29
5	CAPÍTULO METODOLOGÍA.....	35
5.1	Base Rígida.....	36
5.2	Primera Iteración.....	39
5.3	Tercera Iteración.....	41
5.4	Método Integral.....	42
6	CAPÍTULO. RESULTADOS.....	45
6.1	ORDEN Y COMPARACIÓN.....	45
6.2	FUERZAS AXIALES.....	47
6.2.1	Edificio CR 4 niveles.....	47

6.2.2	Edificio CR 6 niveles Q2	49
6.2.3	Edificio CR 6 Niveles Q4	51
6.2.4	Edificio CR 10 Niveles	53
6.2.5	Edificio Acero 4 Niveles.....	55
6.2.6	Edificio Acero 7 Niveles.....	57
6.2.7	Edificio Acero 10 niveles.....	59
6.3	CAMBIO EN ELEMENTOS MECÁNICOS DE LAS ESTRUCTURAS	61
6.3.1	Elementos mecánicos edificios bajos.....	61
6.3.2	Elementos mecánicos edificios bajos de seis y siete niveles	74
6.3.3	Elementos mecánicos edificios medianos.....	94
6.4	Asentamientos.....	108
6.4.1	Edificios Bajos	108
6.4.2	Edificios Medianos	109
6.4.3	Edificios Altos.....	111
6.5	Elementos mecánicos en losas de cimentación.....	112
7	CAPÍTULO. CONCLUSIONES.....	121
8	REFERENCIAS	124

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.3.1 Cimentación superficial.....	8
Figura 2.3.2 Modelo de Terzaghi (Tamez, 2001).....	11
Figura 2.3.3 Capacidad de carga del suelo (Briaud y Gibbens, 1994)	11
Figura 2.4.1 Sitio en estudio (inGeum Ingeniería, 2010)	12
Figura 2.4.2 Ubicación del Proyecto, adaptado de NTCS-04,2004 (inGeum Ingeniería, 2010).....	13
Figura 3.2.1 Planta tipo de un edificio.....	16
Figura 3.2.2 Elevación edificio de CR de cuatro niveles.....	17
Figura 3.2.3 Modelo de edificio de CR de cuatro niveles	17
Figura 3.2.4 Modelo de edificio de acero de 4 niveles	18
Figura 3.2.5 Armado tipo de vigas y columnas de edificio de CR de 6 niveles Q=2 (Hernández, 2016)	19
Figura 3.2.6 Modelo de edificio de CR de seis niveles Q=2	19
Figura 3.2.7 Armado tipo de vigas de edificio de CR de 6 niveles Q=4 (Hernández, 2016).....	20
Figura 3.2.8 Armado tipo de columnas de edificio de CR de 6 niveles Q=4 (Hernández,2016).....	20
Figura 3.2.9 Modelo de edificio de CR de seis niveles Q=4	21
Figura 3.2.10 Modelo de edificio de acero de siete niveles.....	22
Figura 3.2.11 Armado tipo de columnas y vigas de edificio de CR de diez niveles (Hernández, 2016)	23
Figura 3.2.12 Modelo de edificio de acero de diez niveles	24

Figura 4.2.1 Discretización de la cimentación para el cálculo de la matriz de asentamientos	29
Figura 4.2.2 Representación del método de las flexibilidades para el sistema de dos zapatas unidas con una trabe (Medina, 2005)	32
Figura 5.1.1 Modelo edificio de CR de 6 niveles con base rígida.....	37
Figura 5.1.2 Elementos mecánicos en la base del modelo con base rígida	37
Figura 5.1.3 Modelado de suelo, cimentación y magnitud y posición de cargas puntuales en Elpla.....	38
Figura 5.1.4 Asentamientos debido a las fuerzas de la estructura sin ISE	39
Figura 5.2.1 Obtención de módulos de reacción desde Elpla	40
Figura 5.2.2 Modelado de módulos de reacción y cimentación en la base de la estructura	40
Figura 5.2.3 Asentamientos con ISE primera iteración	41
Figura 5.4.1 Modelación de conexión de cimentación y estructura en MIDAS GTS-NX	43
Figura 5.4.2 Modelación de edificio y suelo MIDAS GTS-NX (método integral) ..	43
Figura 5.4.3 Deformaciones en el suelo y edificio a través del modelado integral ..	44
Figura 6.1.1 Columnas de estudio	45
Figura 6.1.2 Vigas de estudio	46
Figura 6.5.1 Losa y marcos de estudio para momentos.....	112

ÍNDICE DE GRAFICAS

Gráfica 6.2-1 Fuerzas axiales en columnas de edificio de CR de 4 Niveles	48
Gráfica 6.2-2 Fuerzas axiales en columnas de edificio de CR de 6 niveles Q=2	50
Gráfica 6.2-3 Fuerzas axiales en columnas de edificio de CR de 6 niveles Q=4	52
Gráfica 6.2-4 Fuerzas axiales en columnas de edificio de CR de 10 niveles	54
Gráfica 6.2-5 Fuerzas axiales en columnas de edificio de acero de cuatro niveles..	56
Gráfica 6.2-6 Fuerzas axiales en columnas de edificio de acero de siete niveles.....	58
Gráfica 6.2-7 Fuerzas axiales en columnas de edificio de acero de siete niveles.....	60
Gráfica 6.3-1 Fuerzas axiales normalizadas edificio CR de 4 niveles.....	63
Gráfica 6.3-2 Fuerzas axiales normalizadas edificio acero de 4 niveles	65
Gráfica 6.3-3 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de CR de cuatro niveles.....	67
Gráfica 6.3-4 Momentos flectores en vigas normalizados de edificio de CR de cuatro niveles.....	69
Gráfica 6.3-5 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de acero de cuatro niveles.....	72
Gráfica 6.3-6 Momentos flectores en vigas normalizados de edificio de acero de cuatro niveles	74
Gráfica 6.3-7 Fuerzas axiales normalizadas edificio CR de seis niveles Q=2	76
Gráfica 6.3-8 Fuerzas axiales normalizadas edificio CR de seis niveles Q=4	78
Gráfica 6.3-9 Fuerzas axiales normalizadas edificio de acero de siete niveles	79
Gráfica 6.3-10 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de CR de seis niveles Q=2.....	82

Gráfica 6.3-11 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de CR de seis niveles Q=4.....	84
Gráfica 6.3-12 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de acero de siete niveles.....	86
Gráfica 6.3-13 Momentos flectores normalizados en vigas de edificio de CR de seis niveles Q=2.....	89
Gráfica 6.3-14 Momentos flectores normalizados en vigas de edificio de CR de seis niveles Q=4.....	91
Gráfica 6.3-15 Momentos flectores normalizados en vigas de edificio de acero de siete niveles	93
Gráfica 6.3-16 Fuerzas axiales normalizadas edificio CR de diez niveles.....	96
Gráfica 6.3-17 Fuerzas axiales normalizadas edificio acero de diez niveles	98
Gráfica 6.3-18 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de CR de diez niveles.....	100
Gráfica 6.3-19 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de acero de diez niveles.....	103
Gráfica 6.3-20 Momentos flectores en vigas normalizadas de edificio de CR de diez niveles.....	105
Gráfica 6.3-21 Momentos flectores en vigas normalizadas de edificio de acero de diez niveles.....	107
Gráfica 6.5-1 Momentos en losa marco exterior CR4N.....	113
Gráfica 6.5-2 Momentos en losa marco interior CR4N.....	113
Gráfica 6.5-3 Momentos en losa marco exterior CR6N Q2	114
Gráfica 6.5-4 Momentos en losa marco interior CR6N Q2.....	114

Gráfica 6.5-5 Momentos en losa marco exterior CR6N Q4	115
Gráfica 6.5-6 Momentos en losa marco interior CR6N Q4.....	115
Gráfica 6.5-7 Momentos en losa marco exterior CR10N.....	116
Gráfica 6.5-8 Momentos en losa marco interior CR10N.....	116
Gráfica 6.5-9 Momentos en losa marco exterior AC4N.....	117
Gráfica 6.5-10 Momentos en losa marco interior AC4N	117
Gráfica 6.5-11 Momentos en losa marco exterior AC7N.....	118
Gráfica 6.5-12 Momentos en losa marco interior AC7N	118
Gráfica 6.5-13 Momentos en losa marco exterior AC10N.....	119
Gráfica 6.5-14 Momentos en losa marco interior AC10N	119

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.4.1 Características del suelo del sitio en estudio (inGeum Ingeniería, 2010)	14
Tabla 3.2.1 Perfiles estructurales de edificio de acero de cuatro niveles (Huerta, 2017)	18
Tabla 3.2.2 Perfiles estructurales de edificio de acero de siete niveles a) (Huerta, 2017)	21
Tabla 3.2.3 Perfiles estructurales de edificio de acero de siete niveles b) (Huerta, 2017)	22
Tabla 3.2.4 Perfiles estructurales de edificio de acero de diez niveles a) (Huerta, 2017)	24
Tabla 3.2.5 Perfiles estructurales de edificio de acero de diez niveles b) (Huerta, 2017)	24
Tabla 3.3.1 Cargas muertas de entrepiso en edificios de acero	25
Tabla 3.3.2 Cargas muertas de entrepiso en edificios de concreto	25
Tabla 3.3.3 Cargas vivas de entrepiso en edificios	26
Tabla 6.4.1 Asentamientos del edificio de CR de cuatro niveles según su método de análisis	108
Tabla 6.4.2 Asentamientos del edificio de acero de cuatro niveles según su método de análisis	109
Tabla 6.4.3 Asentamientos del edificio de CR de seis niveles $Q=2$ según su método de análisis	109

Tabla 6.4.4 Asentamientos del edificio de CR de seis niveles Q=4 según su método de análisis	110
Tabla 6.4.5 Asentamientos del edificio de acero de siete niveles según su método de análisis	110
Tabla 6.4.6 Asentamientos del edificio de concreto reforzado de diez niveles según su método de análisis	111
Tabla 6.4.7 Asentamientos del edificio de acero de diez niveles según su método de análisis	111

RESUMEN

El presente trabajo estudia los cambios de los elementos mecánicos de columnas, vigas y losa de cimentación, así como los asentamientos de siete edificios debidos a la consideración de la Interacción Suelo Estructura Estática (ISEE). Se estudian cuatro edificios de concreto, uno de cuatro niveles, dos de seis niveles y uno de 10 niveles; tres edificios de acero, siendo uno de cuatro niveles, otro de siete niveles y un último de 10 niveles. Se hace la comparación entre alturas, el peso del edificio, y material de la estructura. Se hace una comparación de los resultados para visualizar el efecto de la ISE según sus características.

1 CAPÍTULO.

INTRODUCCIÓN.

1.1 ANTECEDENTES

La Interacción Suelo – Estructura (ISE) es estudiada por los ingenieros estructuristas y se plantea si la interpretación de los análisis es correcta o se tendría que detallar mejor los modelos para la solución de éstos. Esto incluye tomar en cuenta la superestructura, la subestructura y el suelo, para, de esta manera, encontrar la interacción entre cada uno de los elementos estructurales que forman parte de la edificación.

La forma convencional en que se realiza el análisis de las estructuras consiste en restringir los movimientos en la base de la superestructura. Los elementos mecánicos calculados en el análisis se utilizan como fuerzas actuantes para diseñar la subestructura. Con las fuerzas transmitidas a la subestructura, se analiza el comportamiento del suelo, y es aquí, donde hay una divergencia, pues el suelo, particularmente el de la Ciudad de México, mostrará deformaciones que no se tomaron en cuenta en el análisis de la superestructura, mismos que podrían generar cambios en los elementos mecánicos para su diseño.

Resulta entonces que considerar que la base de la superestructura está restringida en todos sus grados de libertad, pueda ser una interpretación inadecuada del comportamiento de las edificaciones en conjunto. Aunque depende del suelo, se podría llegar a esta situación diseñando una subestructura suficientemente rígida para que no existan giros ni deflexiones que perjudiquen el análisis estructural montado sobre una base rígida, y aun así, se debería tener en cuenta la distribución de cargas, ya que ante suelos fácilmente deformables podría inclinarse la subestructura, obteniendo errores significantes desde la construcción.

Surge el cuestionamiento sobre la importancia de tomar en cuenta la Interacción Suelo – Estructura, ¿Son considerables los cambios en los elementos mecánicos? Existen softwares que nos brinden la posibilidad de modelar el sistema en conjunto. Es necesario entonces, dar respuesta a las primeras preguntas que se plantean y hacer las comparaciones pertinentes.

1.2 JUSTIFICACIÓN

En la práctica, algunos ingenieros no consideran importante la ISE y, por lo tanto, no se realiza un análisis estructural tomando en cuenta ésta. Otros, se ayudan de despachos de geotecnia para que exista una ayuda mutua entre ellos para minimizar los errores que en ello puede haber. Esta interacción entre despachos puede ser tan buena o no, según la calidad de ellos y la convergencia de resultados. Actualmente existen programas de análisis comercial para las estructuras y para el suelo, por ejemplo, el paquete de softwares de MIDAS, que incluye programas tanto geotécnicos como estructurales, que permiten la interacción directa entre ellos que podría minimizar el tiempo de análisis y la necesidad de buscar un despacho para los análisis. Es obligación del ingeniero revisar que se modela correctamente el sistema para llegar a resultados confiables.

La gran ayuda que los sistemas computacionales han traído a los ingenieros, requiere de ingenieros capaces de determinar si los datos son correctos y si tienen o carecen de sentido. Es responsabilidad de los ingenieros la correcta utilización de la tecnología que se tiene para resolver los problemas con los que la misma ingeniería viene. El avance de la tecnología ha permitido a los ingenieros interpretar el comportamiento de los objetos cada

vez más fácil y rápido. Es obligación de ellos demostrar que lo que usa para llegar a los resultados, se utiliza de forma razonable y adecuada.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Valorar y diferenciar los cambios en los elementos mecánicos en estructuras cuando no se considera la Interacción Suelo- Estructura (ISE), cuando se considera utilizando un método convencional iterativo y utilizando un modelo integral del suelo y la estructura.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Plantear estrategias de análisis y dar recomendaciones para el uso de los métodos. Comparar los resultados e interpretar las ventajas y desventajas de las metodologías.
2. Definir el análisis de Interacción Suelo – Estructura empleando un modelo numérico acoplado. Utilizando dos softwares distintos, uno geotécnico, que será Elpla, y otro estructural, que será Midas Gen.
3. Definir el modelo numérico Integral 3D que contempla la estructura y el suelo en el mismo software Midas GTS NX.
4. Caracterizar y modelar un suelo de la zona IIIB de la Ciudad de México modelado hasta el estrato firme.
5. Analizar y clasificar estructuras según el material y la altura de los edificios.
6. Analizar y comparar los resultados obtenidos para determinar la importancia de los cambios que la ISE provoca en el sistema.

1.4 ALCANCES

En el presente trabajo estudia el comportamiento de edificios con y sin Interacción Suelo Estructura Estática (ISEE) e investiga si existe una relación que se haga que muestre una contundente diferencia entre el material con el que se diseña el edificio o no. Se modela un suelo de la zona IIIB, según el mapa de zonificación sísmica de la Ciudad de México. Se modelaron siete edificios, de los cuales, cuatro serán de concreto, uno de cuatro niveles, dos de seis niveles que se diferenciarán solamente en el diseño, uno con $Q=2$ y el otro con $Q=4$, y otro más de diez niveles. Los tres edificios restantes son de acero de cuatro, siete y diez niveles.

A excepción de los edificios de cuatro niveles, donde se resolvió el sistema de subestructura con losas de cimentación, todos los edificios cuentan con cajones de cimentación como solución a la subestructura que se requería.

1.5 LIMITACIONES

Una de las grandes limitaciones de este trabajo es que para los siete edificios existentes se utilizó el mismo modelado de suelo, es decir, cualquiera de los siete edificios está diseñado para la zona, pero las propiedades del suelo podrían cambiar y no se distingue si el comportamiento sería el mismo a pesar de ser la misma zona.

El trabajo consiste en dividir las estructuras en edificios bajos (cuatro, seis y siete niveles) y medianos (diez niveles), que podría cambiar si se tuvieran modelos más altos y cambiar la agrupación de estos, o bien, distribuirla de manera diferente.

2 CAPÍTULO.

SUELO

2.1 COMPOSICIÓN DE SUELOS

El suelo es un recurso natural necesario para nuestra existencia. El suelo provee comida, minerales, materiales de construcción y piedras preciosas. Protege el ambiente y da soporte a los edificios que construimos. La estabilidad y vida de cada estructura (edificio, aeropuerto, carretera, pendientes, muros de retención, plantas de energía, etc.) dependen de la estabilidad, fuerza y deformación del suelo. Si el suelo falla, las estructuras sobre él, lo harán a la par de éste (Budhu, 2010).

Toda obra que realiza el humano lo hace sobre la corteza terrestre, capa superior de la tierra. Los materiales que componen la corteza terrestre son sedimentos y rocas. Los sedimentos son fragmentos sólidos de materia orgánica e inorgánica, resultado de la desintegración de las rocas y transportada y depositada por el viento, agua o hielo. Las rocas se clasifican en tres grupos: ígnea, sedimentaria y metamórfica, según el proceso a través del cual se forma (Budhu, 2010).

Comúnmente se clasifica en gravas, arenas, arcillas y limos, que de esta manera se identifica el tamaño de las partículas que constituyen la masa de suelo. Si son gruesas se clasifican como gravas y arenas. Los granos finos se clasifican en limos y arcillas, y aquí existe infinidad de clasificaciones según de qué minerales o de qué manera estén compuestos; entre ellos, algunos como el suelo lacustre, suelo eólico, suelo marino, entre otros.

2.2 SUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

La Ciudad de México es una de las metrópolis más antiguas, localizada en lo que alguna vez fueron cinco lagos rodeados de montañas. La región es altamente sísmica.

Los sedimentos de la Ciudad de México son complejas mezclas de minerales cristalinos y materiales amorfos. Son sedimentos volcánicos y lacustres heterogéneos con microfósiles llamados diatomeas y ostrácodos, y materia orgánica (Rodríguez, 2005).

La clasificación, según el tamaño de los sedimentos en la Ciudad de México corresponde a arcillas limosas o limos arcillosos. El contenido de agua y la relación de vacíos son, generalmente, altas, con el contenido de agua entre 220 y 420%, y una relación de vacíos que oscila entre el cinco y diez por ciento. El alto contenido de agua ha permanecido, aunque los sedimentos han sido subsecuentemente enterrados por varios estratos de suelo (Rodríguez, 2001).

La alta relación de vacíos en el suelo de la Ciudad de México provoca el cuestionamiento sobre la máxima relación de vacíos que el suelo debería tener. Los análisis, realizados por Rodríguez (1999) sugieren que la alta relación de vacíos de suelo de la Ciudad de México es debida a la existencia de agregados formados por placas esbeltas de minerales. Entre otros factores, está la alta porosidad de los suelos y el desarrollo en la masa de suelo en escalas múltiples internas, incluyendo los agregados, propiedades y cadenas.

La plasticidad está asociada a las fracciones de arcilla en el suelo. En el caso de los suelos de la Ciudad de México, los límites son bastante altos, el Límite Líquido (LL) se encuentra entre 110 y 458, el Límite Plástico (LP) oscila entre 36 y 116 y el correspondiente Índice de Plasticidad (IP) estará entre 73 y 342. El límite líquido es el agua contenida

asociada en una muestra de suelo no drenado sometidos a una fuerza cortante que varía entre $S_u=2.4$ kPa para suelos con $LL=30\%$ y $S_u=1.3$ kPa para suelos con un $LL=200\%$ (Wood, 1990).

De acuerdo con los resultados de Díaz-Rodríguez (2001), la alta relación de vacíos y el Límite Líquido de los sedimentos del suelo de la Ciudad de México provoca que éste esté compuesto en un esqueleto granular hecho de partículas organizadas de manera que forman placas muy delgadas. Se confirma la presencia de minerales expansivos con estudios mineralógicos. La rigidez en pequeñas deformaciones es muy sensible al estado de esfuerzos por debajo del esfuerzo de fluencia. La relación de amortiguamiento se encuentra entre los seis y diez Hz y está controlado por pérdidas de viscosidad más que por la pérdida de fricción. Cuando el esfuerzo de fluencia se excede, el módulo de rigidez al corte $G_{m\acute{a}x}$ aumenta hasta 1.1 veces. El amortiguamiento máximo se alcanza cerca del esfuerzo de fluencia. Existe una degradación limitada en rigidez con el número de ciclos a deformaciones cíclicas medianas. Esto es debido a la alta plasticidad y la gran consolidación que ocurre en los suelos de la Ciudad de México (Rodríguez, 2001).

2.3 CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS

Las cargas de una superestructura son transmitidas al suelo a través de la subestructura. Una subestructura es por sí misma una estructura, la mayoría de las veces construida con concreto, pero bien puede ser de acero e incluso de madera, entre otros. Es importante que el ingeniero conozca las propiedades de los suelos y su respuesta a determinadas fuerzas para el diseño de las subestructuras, comúnmente conocidas como cimentaciones. Una de las primeras decisiones es elegir el tipo de cimentación con la cual se

resolverán los problemas, se busca optimizar entre economía, factibilidad técnica y los recursos que se tienen. Se definen como cimentaciones superficiales aquellas en las que la relación entre la profundidad de la cimentación y el mínimo ancho de la estructura es menor a 2.5 (Demeneghi A. , 2003).

El ingeniero geotécnico tendrá que asegurarse de que la cimentación satisface dos condiciones de estabilidad:

1. La subestructura no se colapsará o será inestable bajo ninguna carga posible a la que esté sometida. Llamado estado límite último.
2. Los asentamientos de la estructura deberán ser dentro de los límites de tolerancia tal que no alteren las funciones de diseño de la estructura. Llamado estado límite de servicio.

Ambos requisitos deberán satisfacerse. A menudo, son los asentamientos los cuales se superponen al diseño de las cimentaciones superficiales (Aoki, 1975). En la figura 2.3.1 se muestra la preparación de una cimentación superficial resuelta como zapata corrida.



Figura 2.3.1 Cimentación superficial

En el diseño de las cimentaciones se debe considerar el método de construcción y el control de calidad de las recomendaciones de diseño del lugar de construcción.

La cimentación o subestructura es la estructura que se encarga de transmitir las cargas a los estratos de suelo. La zapata es un tipo de cimentación que consiste en pequeñas losas soportando columnas ya sea aisladas, o bien, más columnas. También puede ser una zapata corrida, donde descansa un muro a lo largo de ella, de igual manera, pueden ser grandes placas formando losas de cimentación (Budhu, 2010).

Hay dos procedimientos de diseño que se usan en la práctica, uno es por esfuerzos permisibles (ASD, por sus siglas en inglés). En ASD, la carga última de resistencia se determina y después se divide por un factor de seguridad FS para obtener el la carga o esfuerzo permisible.

$$Carga\ Permisible = \frac{Carga\ última}{F.S.}$$

El segundo procedimiento es basado en el factor de diseño de carga y resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés) donde es basado en la confianza de los métodos considerando las incertidumbres en las cargas, la resistencia del suelo, el método de análisis y construcción. Las cargas son multiplicadas por factores, usualmente más grandes que uno en diferentes combinaciones, y la última resistencia del suelo es multiplicada por un factor de desempeño, regularmente menor que la unidad. La ecuación de diseño basada en LRFD queda:

$$\sum \eta_i \rho_i P_i \leq \psi_i R_i$$

donde ρ es el factor de carga, P es la carga, R es la resistencia, ψ es el factor de desempeño, η es la ductilidad del sistema, i es el tipo de carga, tal como viva, muerta o de resistencia.

En el contexto de capacidad de carga, la falla en el suelo se refiere a la última capacidad de carga. Para los suelos dilatados, la falla corresponde al máximo esfuerzo cortante, mientras que, para los suelos no dilatados, la falla corresponde al estado crítico de esfuerzo cortante.

El análisis de una cimentación sobre un suelo es un problema de contacto de dos cuerpos no similares. Al hacer el análisis, se tiene que tratar el suelo como un material ideal, el cual es elástico, elastoplástico o un material rígido. Considérese un suelo como un material elastoplástico que contiene a una zapata corrida (un lado mucho más largo que el otro) de cimentación descansando sobre él.

Se aplican cargas incrementales verticales en el centro. Inicialmente, el suelo muestra una respuesta elástica. El suelo será deformado vertical y lateralmente, la deformación se verá en forma de energía. Si se quitaran las cargas, el suelo regresaría a la normalidad. Al incrementar las cargas, ciertas zonas del suelo comenzarán a fluir y se comportará de manera plástica. Se denotarán las regiones del suelo que han alcanzado el estado plástico como zonas plásticas, si se incrementan las cargas, las zonas plásticas incrementarán y, eventualmente, ocurrirá la falla en el suelo, como se muestra en la figura 2.3.2 Modelo de Terzaghi (Budhu, 2010).

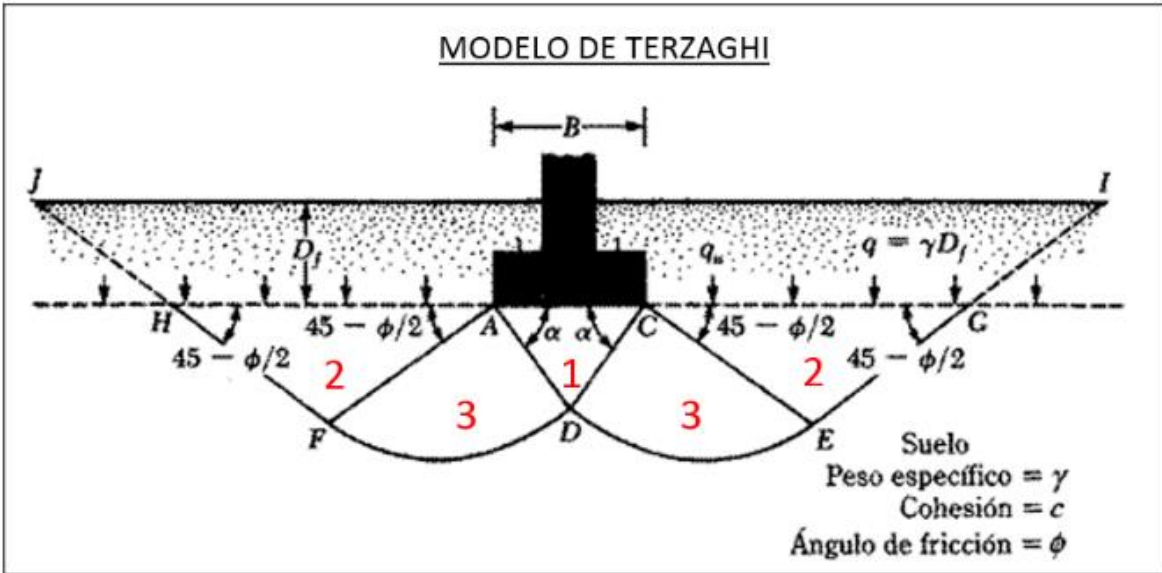


Figura 2.3.2 Modelo de Terzaghi (Tamez, 2001)

Se anexa la figura 2.3.3 dónde se muestran los resultados de una prueba de campo de una zapata de 3 m por lado sometida a incrementos de carga descansada sobre arena (Briaud y Gibbens, 1994)

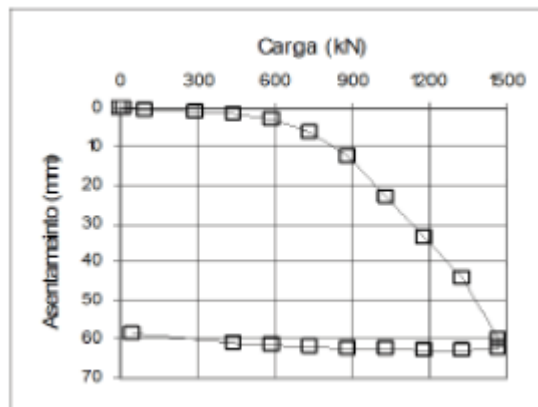


Figura 2.3.3 Capacidad de carga del suelo (Briaud y Gibbens, 1994)

2.4 SUELO DE ESTUDIO

2.4.1 Condiciones geotécnicas del sitio

Desde el punto de vista geológico, el proyecto se localiza en los depósitos lacustres, al Centro de la Cuenca del Valle de México. En la figura 2.4.1 se muestra el sitio en estudio que se utiliza en el presente trabajo y del cual se recolectaron los datos para su modelación. (inGeum Ingeniería, 2010)

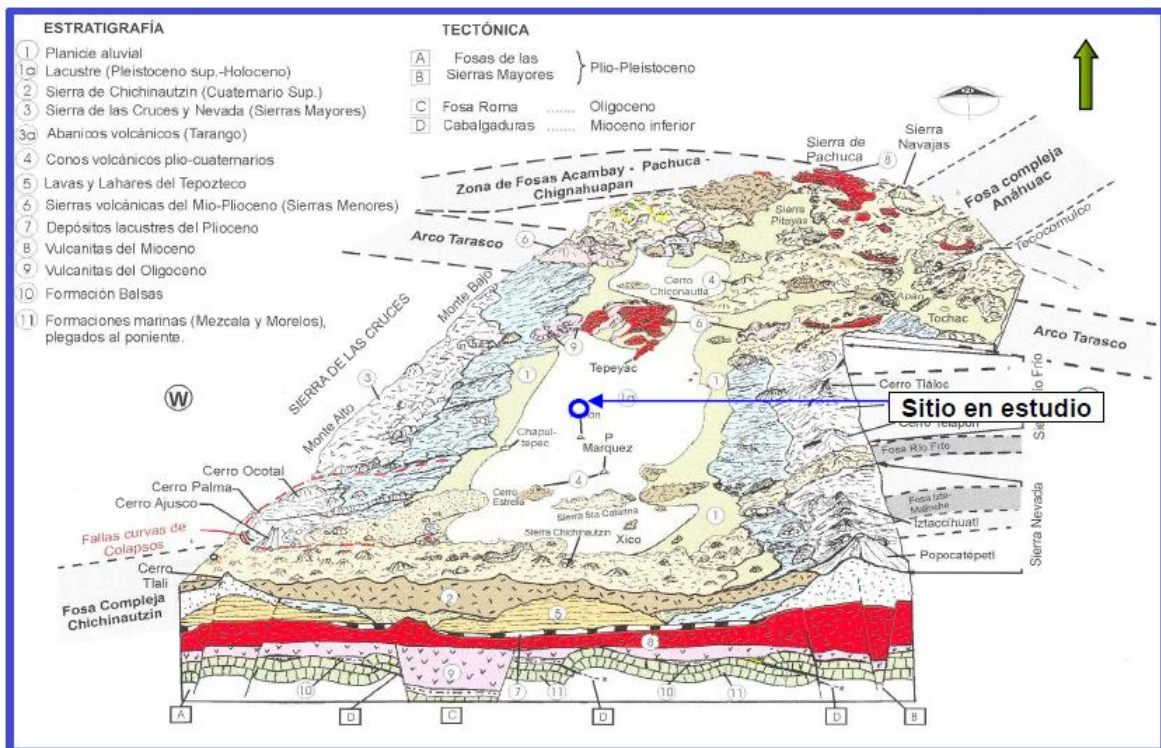


Figura 2.4.1 Sitio en estudio (inGeum Ingeniería, 2010)

2.4.2 Zonificación geotécnica de acuerdo al RCDF

De acuerdo con la zonificación geotécnica propuesta en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, el sitio se ubica en zona de Lago, Zona III, que esta

integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales que forman una costra dura, el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

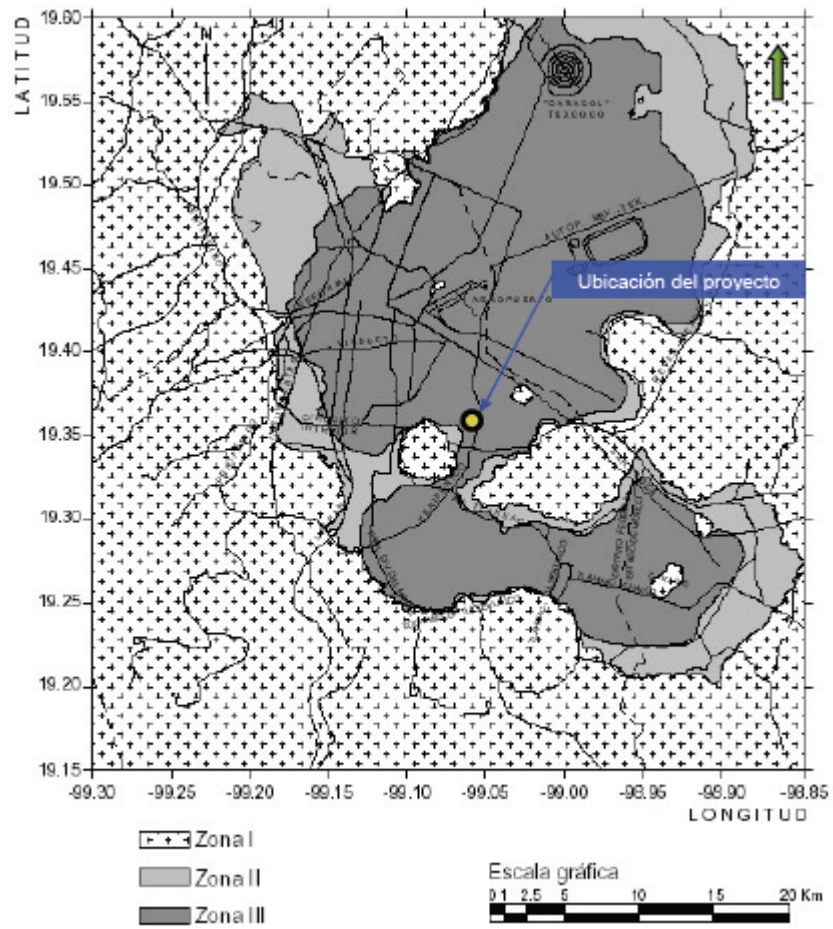


Figura 2.4.2 Ubicación del Proyecto, adaptado de NTCS-04,2004 (inGeum Ingeniería, 2010)

2.4.3 Propiedades mecánicas

En la tabla se muestran las propiedades mecánicas de cada estrato para la modelación en los diferentes softwares geotécnicos (inGeum Ingeniería, 2010).

No.	Unidad Geotécnica	Profundidad de a		γ t/m ³	q kg/cm ²	N	c t/m ²	E t/m ²	mv cm ² /kg	Pc kg/cm ²	ν
CSS	Costra superficial superior	0	3.6	1.36-1.54		24 a >50	16	1550	-	-	0.4
CSI	Costra superficial inferior	3.6	9	1.33-1.65	13.1		7.5	995.5	0.12	1.15	0.4
FAS-1	Formación arcillosa superior 1	9	16	1.19	3.5		44.1	519	0.2	1.05	0.45
FAS-2	Formación arcillosa superior 2	16	39.4	1.12-1.22	4.5		4.2	433	0.17	2	0.45
FAS-3	Formación arcillosa superior 3	39.4	50	1.14	5-7.5		5.7	700	0.2	-	0.45
CD-1	Primera Capa Dura	50	52	1.5	1225		19.2	1800	-	-	0.49
FAI-1	Formación Arcillosa Inferior 1	52	58.8	1.22	7.5-12		9.2	1100	0.05	-	0.45
CD-2	Segunda Capa Dura	58.8	61.5	1.5	54-131		23.4	2000	-	-	0.35
FAI-2	Formación arcillosa Inferior 2	61.5	69.3	1.3	15-27		20.7	1400	0.02	-	0.4
DP	Depósitos Profundos	69.3	73.3	1.6	>50		28	3800	-	-	0.35

Tabla 2.4.1 Características del suelo del sitio en estudio (inGeum Ingeniería, 2010)

3 CAPÍTULO.

MODELOS DE ESTRUCTURAS

3.1 Concepto

La estructura de un edificio es el esqueleto que se encargará de soportar todas las fuerzas a las que el sistema estará sometido. Se le llama fuerzas o cargas a todos aquellos factores y causas que inciden sobre el edificio produciendo deformaciones. No todas las acciones son de la misma naturaleza, existen cargas por el peso propio de los materiales y los ocupantes de los edificios que serán cargas verticales; también existen cargas horizontales que pueden ser provocadas por un sismo o el viento.

Otras acciones que inciden en el edificio son de naturaleza ambiental y climática, tales como la nieve, así como los movimientos de asentamiento del terreno, que también producen cambios en la configuración de los elementos mecánicos de las estructuras.

3.2 Edificios de estudio

Para el presente trabajo, se han tomado siete estructuras para estudiar la influencia de la Interacción Suelo – Estructura Estática en los cambios en los elementos mecánicos considerables para su diseño. Estas estructuras se han tomado de trabajos previos brindados por exalumnos el posgrado (Rodríguez 2016, Huerta 2017)

Dos edificios son de cuatro niveles, denominados en este trabajo como bajos; uno es de concreto reforzado y el otro de acero con contravientos concéntricos.

Son nombrados como edificios bajos aquéllos que tienen seis y siete niveles, entre los cuales, los dos edificios de seis niveles son de concreto reforzado, en la que la única diferencia entre ellos es la ductilidad del sistema; el edificio de siete niveles es de acero.

Por último, estarán los edificios medianos, que constan de diez niveles, uno de concreto reforzado y el otro de acero con contravientos concéntricos.

3.2.1 Geometría de los edificios

Los siete edificios estarán estructurados a base de marcos con tres crujeías con columnas equidistantes a cada 6 metros, cada planta baja de cada estructura será ligeramente mayor que el resto de los entrepisos. Para el edificio de concreto de cuatro niveles la planta baja será de 3.5 m y el resto de 3 m, la misma configuración en altura será para los edificios de acero. El cambio en relaciones de altura existirá en los edificios de concreto reforzado de seis niveles con 4.5m de altura de planta baja y 3.5 el resto de los entrepisos.

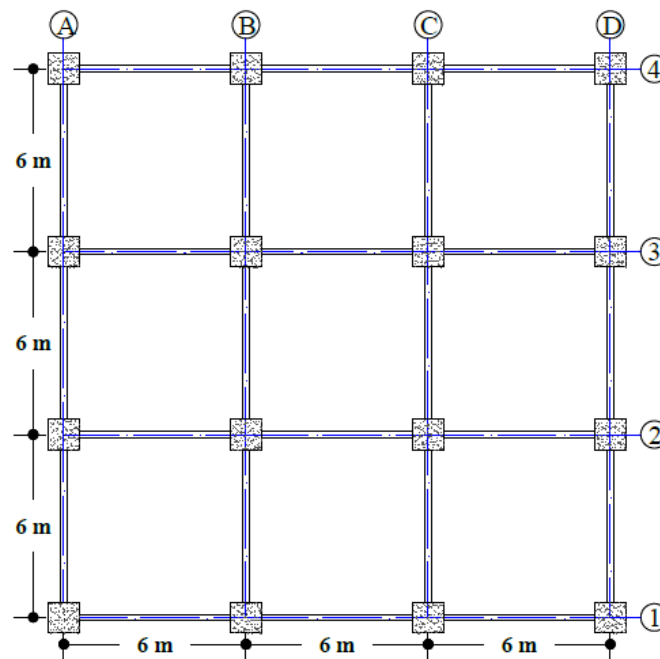


Figura 3.2.1 Planta tipo de un edificio

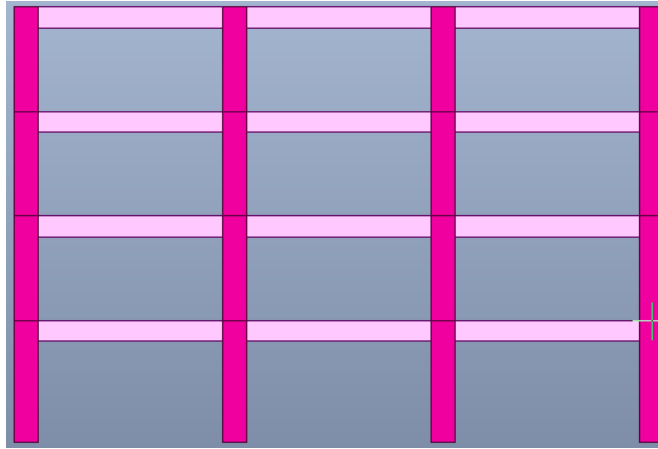


Figura 3.2.2 Elevación edificio de CR de cuatro niveles

3.2.2 Edificios Bajos Cuatro Niveles

3.2.2.1 Concreto Reforzado

En el edificio de concreto reforzado de cuatro niveles todas las columnas son cuadradas de 0.6 m x 0.6 m, mientras que las vigas poseen las dimensiones de 0.6m x 0.4m.

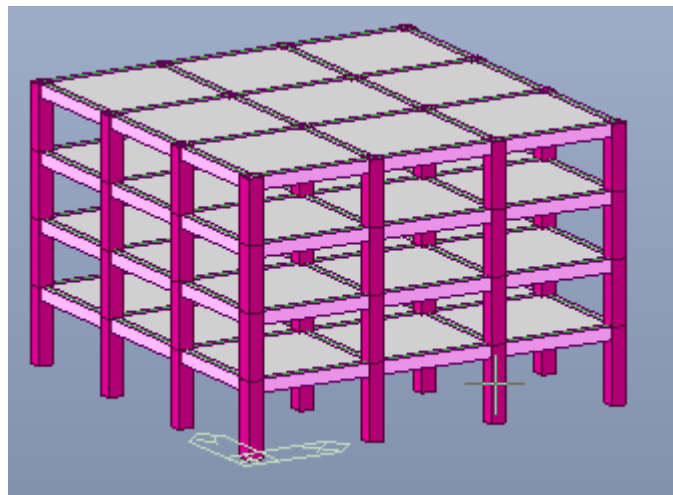


Figura 3.2.3 Modelo de edificio de CR de cuatro niveles

3.2.2.2 Acero

El edificio de acero de cuatro niveles con contravientos presenta cambios de secciones en la altura y se muestran en la siguiente tabla.

<i>Edificio Acero 4 niveles</i>					
		<i>Nivel 1</i>	<i>Nivel 2</i>	<i>Nivel 3</i>	<i>Nivel 4</i>
Columnas	Asociadas a contravientos	OC 40 X 1.91	OC 40 X 1.91	OC 30 X 2.22	OC 30 X 2.22
	Esquinas	HSS 16 X 16 X 0.625	HSS 16 X 16 X 0.625	HSS 16 X 16 X 0.625	HSS 16 X 16 X 0.625
	Centrales	HSS 16 X 16 X 0.625	HSS 16 X 16 X 0.625	HSS 12 X 12 X 0.625	HSS 12 X 12 X 0.625
Vigas	Centrales	W 16 X 31	W 16 X 31	W 16 X 31	W 16 X 31
	Esquinas	W 18 X 40	W 16 X 31	W 16 X 31	W 16 X 31
	Asociadas a contravientos	W 18 X 65	W 18 X 55	W 18 X 55	W 18 X 55
	Vigas secundarias	W 12 x 50	W 12 x 50	W 12 x 50	W 12 x 50
	Contravientos	HSS 7 X 7 X 0.188	HSS 7 X 7 X 0.188	HSS 7 X 7 X 0.188	HSS 4 1/2 X 4 1/2 X 0.125

Tabla 3.2.1 Perfiles estructurales de edificio de acero de cuatro niveles (Huerta, 2017)

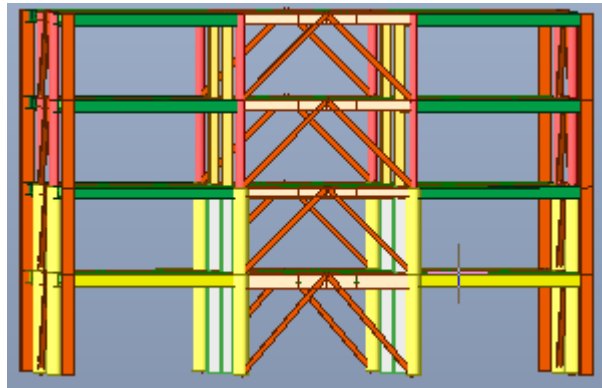


Figura 3.2.4 Modelo de edificio de acero de 4 niveles

3.2.3 Edificios Medianos

3.2.3.1 Concreto Reforzado 6 Niveles Q2

El edificio de concreto reforzado de seis niveles con $Q=2$, cuenta con un cambio de sección en las vigas, para los niveles 1 a 4, las vigas tienen dimensiones de 75cm x 40cm, para el resto de los niveles, la sección se reduce a 70cm x 35 cm. Todas las columnas en todos los niveles permanecen en dimensiones de 70cm x 70 cm.

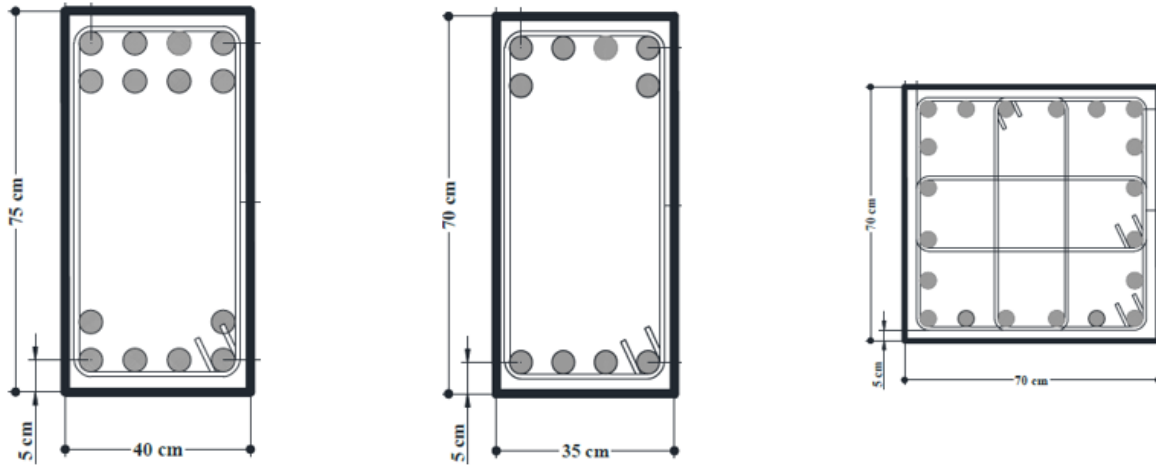


Figura 3.2.5 Armado tipo de vigas y columnas de edificio de CR de 6 niveles $Q=2$ (Hernández, 2016)

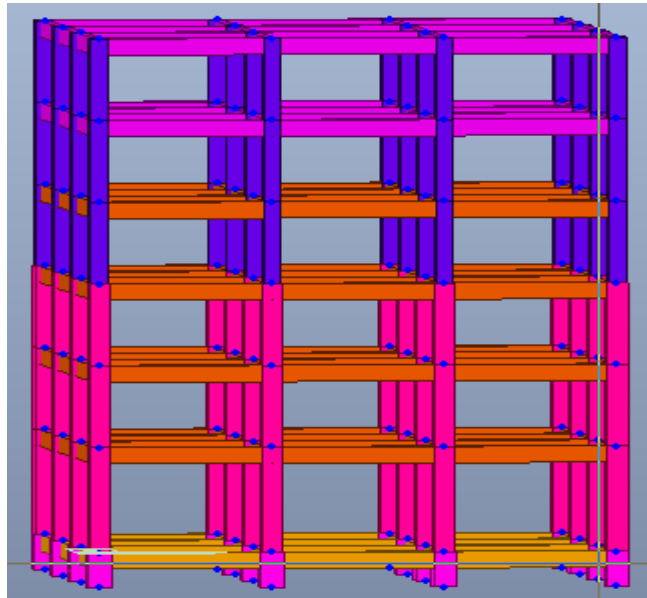


Figura 3.2.6 Modelo de edificio de CR de seis niveles $Q=2$

3.2.3.2 Concreto Reforzado 6 Niveles $Q4$

El edificio diseñado con un Q de 4 de igual forma sólo tiene dos tamaños de vigas, aunque éstas con menores dimensiones. Para los primeros niveles se presenta unas dimensiones de 70x35cm y para los últimos 3 niveles, dimensiones de 60x30cm.

Las columnas de este edificio tienen tres tipos de secciones, donde las primeras dos plantas se mantienen con dimensiones de 70x70cm, en el tercer nivel se modifican a 60x60cm y se mantienen hasta el quinto nivel, para el último nivel existe una reducción final a 50x50cm.

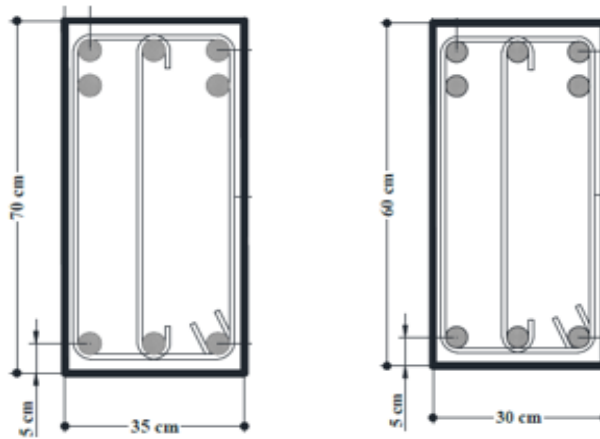


Figura 3.2.7 Armado tipo de vigas de edificio de CR de 6 niveles $Q=4$ (Hernández, 2016)

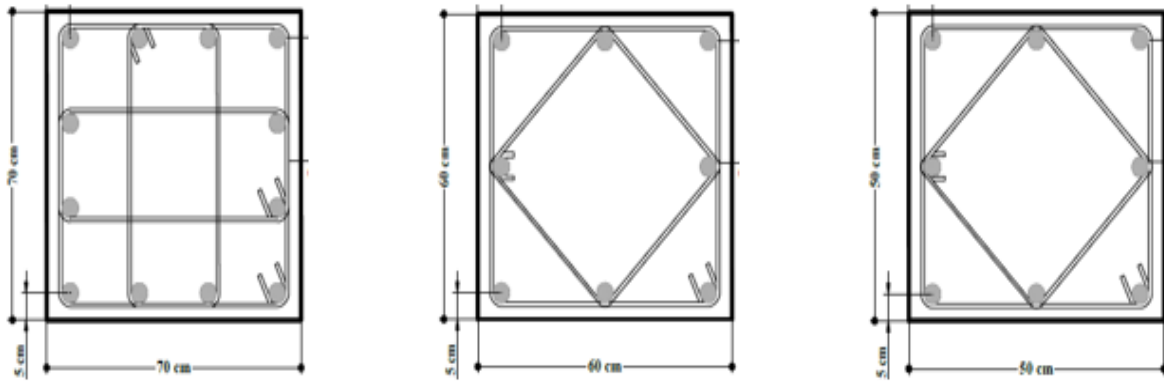


Figura 3.2.8 Armado tipo de columnas de edificio de CR de 6 niveles $Q=4$ (Hernández, 2016)

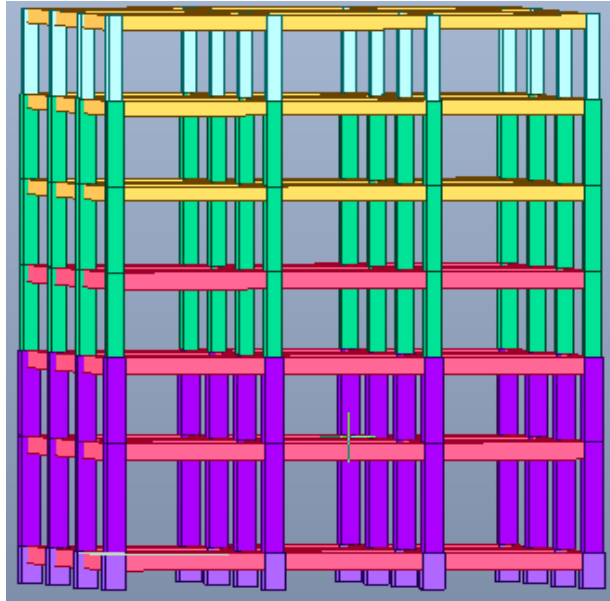


Figura 3.2.9 Modelo de edificio de CR de seis niveles $Q=4$

3.2.3.3 Acero 7 Niveles

El edificio de acero de siete niveles también presenta varios cambios en relación a la altura, se muestran en la siguiente tabla:

<i>Edificio Acero 7 niveles</i>					
		<i>Nivel 1</i>	<i>Nivel 2</i>	<i>Nivel 3</i>	<i>Nivel 4</i>
Columnas	Perimetrales	OC 70 X 1.91	OC 70 X 1.91	OC 70 X 1.91	OC 70 X 1.91
	Centrales	HSS 16 X 16 X 0.625	HSS 14 X 14 X 0.625	HSS 14 X 14 X 0.625	HSS 14 X 14 X 0.625
Vigas	Centrales	W 16 X 36	W 16 X 36	W 16 X 36	W 16 X 36
	Esquinas	W 18 X 71	W 18 X 71	W 18 X 71	W 18 X 71
	Asociadas a contravientos	W 18 X 71	W 18 X 71	W 18 X 71	W 18 X 71
	Vigas secundarias	W 12 x 50	W 12 x 50	W 12 x 50	W 12 x 50
	Contravientos	HSS 8 X 8 X 0.188	HSS 8 X 8 X 0.188	HSS 8 X 8 X 0.188	HSS 8 X 8 X 0.188

Tabla 3.2.2 Perfiles estructurales de edificio de acero de siete niveles a) (Huerta,2017)

<i>Edificio Acero 7 niveles</i>				
		<i>Nivel 5</i>	<i>Nivel 6</i>	<i>Nivel 7</i>
Columnas	Perimetrales	OC 70 X 0.95	OC 70 X 0.95	OC 70 X 0.95
	Centrales	HSS 14 X 14 X 0.5	HSS 14 X 14 X 0.5	HSS 14 X 14 X 0.5
Vigas	Centrales	W 16 X 36	W 16 X 36	W 16 X 36
	Esquinas	W 18 X 60	W 18 X 60	W 18 X 60
	Asociadas a contravientos	W 18 X 60	W 18 X 60	W 18 X 60
	Vigas secundarias	W 12 x 50	W 12 x 50	W 12 x 50
	Contravientos	HSS 8 X 8 X 0.188	HSS 5 1/2 X 4 1/2 X 0.125	HSS 5 1/2 X 4 1/2 X 0.125

Tabla 3.2.3 Perfiles estructurales de edificio de acero de siete niveles b) (Huerta,2017)

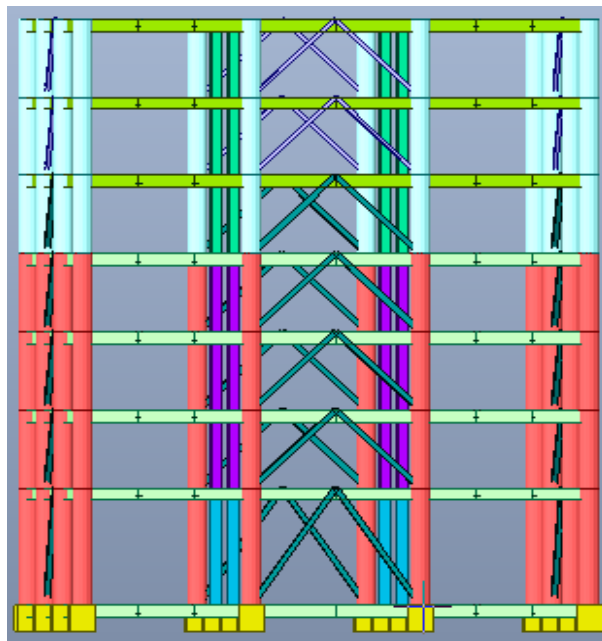


Figura 3.2.10 Modelo de edificio de acero de siete niveles

3.2.4 Edificios Altos

3.2.4.1 Concreto Reforzado 10 Niveles

El edificio de concreto reforzado de diez niveles presenta tres cambios de sección en columnas y tres cambios de sección en vigas. Las columnas se comienzan los primeros dos niveles con dimensiones cuadradas de 85x85cm, del siguiente nivel hasta el nivel siete las columnas tendrán dimensiones de 75x75cm, para finalizar con los últimos tres niveles con

columnas de 70x70cm. Respecto a las vigas, el primer nivel tiene vigas de 75x55cm, de los niveles 2 al 6 las vigas tendrán dimensiones de 75x50cm y los últimos cuatro niveles

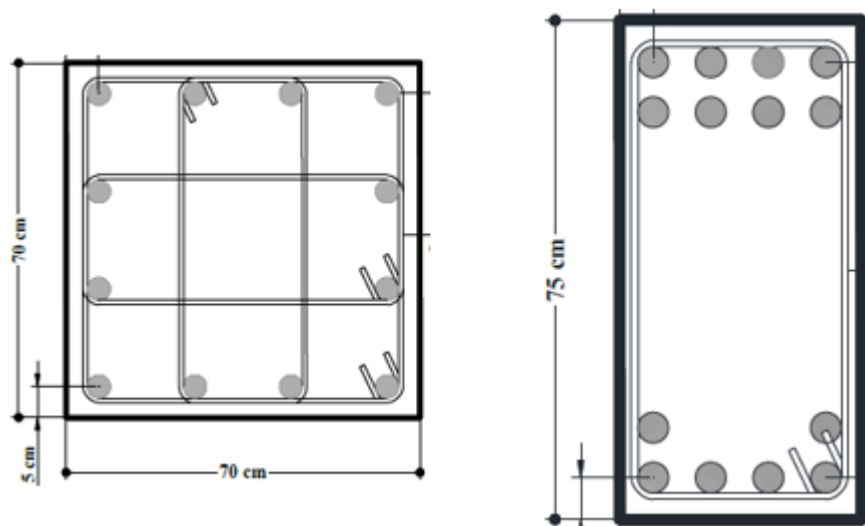


Figura 3.2.11 Armado tipo de columnas y vigas de edificio de CR de diez niveles (Hernández, 2016)

3.2.4.2 Acero 10 Niveles

El edificio de acero de diez niveles se muestra igual que los modelos de cuatro y siete niveles por medio de tablas debido a sus distintas geometrías de cada elemento conforme van cambiando los niveles.

Edificio 10 niveles						
		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5
Columnas	Perimetrales	OC 100 X 2.22	OC 100 X 2.22	OC 100 X 2.22	OC 100 X 2.22	OC 80 X 0.95
	Centrales	HSS 16 X 16 X 0.625	HSS 16 X 16 X 0.625	HSS 16 X 16 X 0.625	HSS 16 X 16 X 0.625	HSS 16 X 16 X 0.375
Vigas	Centrales	W 16 X 31	W 16 X 31	W 16 X 31	W 16 X 31	W 16 X 31
	Esquinas	W 18 X 65	W 18 X 65	W 18 X 65	W 18 X 65	W 18 X 65
	Asociadas a contravientos	W 18 X 106	W 18 X 106	W 18 X 106	W 18 X 106	W 18 X 106
	Vigas secundarias	W 12 x 50	W 12 x 50	W 12 x 50	W 12 x 50	W 12 x 50
	Contravientos	HSS 7 X 7 X 0.125	HSS 9 X 9 X 0.188	HSS 9 X 9 X 0.188	HSS 9 X 9 X 0.188	HSS 9 X 9 X 0.188

Tabla 3.2.4 Perfiles estructurales de edificio de acero de diez niveles a) (Huerta,2017)

		<i>Nivel 6</i>	<i>Nivel 7</i>	<i>Nivel 8</i>	<i>Nivel 9</i>	<i>Nivel 10</i>
Columnas	Perimetrales	OC 80 X 0.95	OC 80 X 0.95	OC 80 X 0.95	OC 80 X 0.79	OC 80 X 0.79
	Centrales	HSS 16 X 16 X 0.375	HSS 16 X 16 X 0.375	HSS 16 X 16 X 0.375	HSS 16 X 16 X 0.375	HSS 16 X 16 X 0.375
Vigas	Centrales	W 16 X 31	W 16 X 31	W 16 X 31	W 16 X 31	W 16 X 31
	Esquinas	W 18 X 65	W 18 X 65	W 18 X 65	W 18 X 65	W 18 X 65
	Asociadas a contravientos	W 18 X 106	W 18 X 71	W 18 X 71	W 18 X 71	W 18 X 71
	Vigas secundarias	W 12 x 50	W 12 x 50	W 12 x 50	W 12 x 50	W 12 x 50
	Contravientos	HSS 9 X 9 X 0.188	HSS 8 X 8 X 0.125	HSS 8 X 8 X 0.125	HSS 5 X 5 X 0.125	HSS 5 X 5 X 0.125

Tabla 3.2.5 Perfiles estructurales de edificio de acero de diez niveles b) (Huerta, 2017)

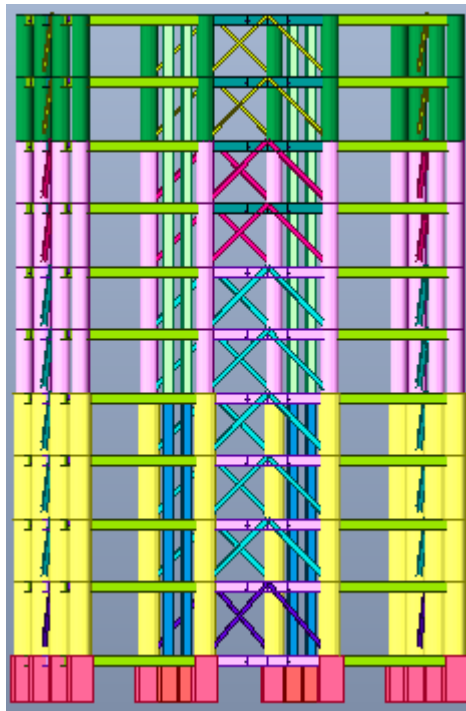


Figura 3.2.12 Modelo de edificio de acero de diez niveles

3.3 Cargas Actuantes

3.3.1 Cargas Muertas

Debido a la diferencia de sistema de piso entre las estructuras de concreto y las de acero, se tienen dos análisis de cargas muertas distintos.

Para el análisis de cargas muertas en los edificios de acero se tienen las siguientes en entrepiso y azotea:

<i>Cargas muertas unitarias de entrepiso, kg/m²</i>		<i>Cargas muertas unitarias de azotea, kg/m²</i>	
Lámina para Losa-acero	15	Lámina para Losa-acero	15
Concreto en Losa-acero	205	Concreto en Losa-acero	205
Carga adicional por reglamento	40	Impermeabilizante	5
Loseta	55	Loseta	50
Instalaciones y plafón	50	Instalaciones y plafón	40
Mortero en losa para dar nivel 3 cm	63	Mortero en losa para dar nivel 3 cm	63
Piso de granito y pegamentos adhesivos	17	Carga adicional por reglamento	20
		Pegamento adhesivo	17
Total	445	Total	415

Tabla 3.3.1 Cargas muertas de entrepiso en edificios de acero

Para el análisis de cargas muertas en los edificios de concreto se tienen las siguientes en entrepiso y azotea:

<i>Cargas muertas unitarias de entrepiso, kg/m²</i>		<i>Cargas muertas unitarias de azotea, kg/m²</i>	
Muros de Tablaroca	50	Impermeabilizante	30
Cancelería y Accesorios	50	Cancelería y Accesorios	40
Loseta	40	Entortado	20
Instalaciones y Plafón	80	Instalaciones y plafón	80
Mortero en Losa para Nivel	10	Sobrecarga Muerta	40
Sobrecarga Muerta	40		
Total	270	Total	210

Tabla 3.3.2 Cargas muertas de entrepiso en edificios de concreto

3.3.2 Cargas Vivas

Las cargas vivas serán las mismas para todos los edificios, ya que se consideran de uso habitacional todos los edificios modelados en el presente proyecto.

	<i>Cargas vivas unitarias, kg/m²</i>		
	<i>Carga viva media</i>	<i>Carga viva instantanea</i>	<i>Carga viva máxima</i>
	<i>(w)</i>	<i>(w_a)</i>	<i>(w_m)</i>
Entrepiso	100	180	250
Azotea	15	70	100

Tabla 3.3.3 Cargas vivas de entrepiso en edificios

4 CAPÍTULO

INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

4.1 DEFINICIÓN

La interacción suelo estructura (ISE), es un campo interdisciplinar que estudia la intersección entre el suelo y la mecánica estructural, dinámica de suelo y estructuras, ingeniería sísmica, geofísica, geomecánica, ciencia de los materiales, métodos numéricos y computacionales, y diversas disciplinas (Kausel, 2009).

Es un poco difícil dar una definición concisa de la ISE sin dar una explicación larga. Es notable que el concepto de ISE se refiere a los fenómenos estáticos y dinámicos mediados por un suelo complicado y la rigidez de la superestructura, pero la disciplina engloba diferentes aspectos que se conectan, tal que es difícil dar una definición en pocas palabras. Para unos, esta área incluye la amplificación de las ondas sísmicas en el suelo incluso antes de que alguna estructura sea construida, esto incluye la interacción dinámica entre los estratos del suelo (Kausel, 2009). Entonces, se puede mencionar un resumen de los principales problemas que ataca la teoría de ISE:

- Respuesta del suelo debido a fuerzas estáticas o dinámicas actuando sobre o cerca de la superficie. Pueden ser, cargas concentradas o distribuidas, y pueden ser armónicas o aplicadas con alguna vibración espontánea en el tiempo.
- Respuesta del suelo a vibraciones debidas a sismos, o algunas otras causas, como el movimiento de trenes cerca de las estructuras.
- Respuesta de las estructuras rígidas ante las ondas debajo de ellas.

- Respuesta de las cimentaciones ante fuerzas estáticas, armónicas o trascendentales aplicadas directamente en las cimentaciones.

La ISE, una de las materias de mayor dominio en la ingeniería de estructuras, ha sido estudiada en las últimas décadas. El estudio de la ISE concierne a la propagación de ondas en un sistema acoplado: edificios construidos en la superficie. Sus orígenes datan del siglo XIX, aunque las más grandes aportaciones han sido en la segunda mitad del siglo XX, estimulada, principalmente, por la energía nuclear y las construcciones en las costas, las computadoras de última generación y las herramientas de simulación como los elementos finitos, y por supuesto, por la necesidad de mejorar en seguridad sísmica (Menglin, 2011).

4.2 INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA ESTÁTICA

Cuando se obtuvieron soluciones para cargas puntuales aplicadas en el suelo, éstas fueron seguidas por la solución para cargas distribuidas con el recurso de convoluciones, pero las integrales resultantes no eran del todo manejables para una solución rápida. En 1885 Boussinesq consideró no solo el problema de cargas verticales puntuales, también encontró soluciones para cargas verticales uniformemente distribuidas sobre un área circular finita, aunque lo hizo sólo para desplazamientos en la superficie en el eje de simetría, y el desplazamiento promedio bajo la carga (Zeevaert, 1980). Lo último, fue la aproximación al acoplamiento de un círculo rígido. Además, resolvió el problema de una placa circular rígida sujeta a cargas concentradas verticales y encontró la rigidez vertical K_z y la distribución de esfuerzos σ_z debajo de la placa, asumiendo que el contacto es no rugoso, por lo tanto, el contacto entre las superficies de placa y suelo estaba “lubricada” (Zeevaert, 1980).

Las ecuaciones que encontró fueron:

$$K_z = \frac{4Ga}{1 - \nu}$$

$$\sigma_z|_{z=0} = \frac{P_z}{2\pi a\sqrt{a^2 - r^2}}$$

donde:

K_z es la rigidez vertical del suelo

G es el módulo de rigidez al corte

a es el radio de la circunferencia

ν es el módulo de Poisson del suelo

P_z es la carga vertical concentrada

r y z son las coordenadas radiales y verticales, respectivamente.

4.2.1 Ecuación Matricial de interacción

4.2.1.1 Ecuación matricial de asentamientos (EMA)

En la figura 4.2.1 se muestra la discretización de la cimentación. A las zapatas de los extremos se les ha designado con las letras a y b (dovelas a y b); y la parte central de la trabe de cimentación que está en contacto con el suelo de apoyo se ha dividido en tres partes iguales (dovelas 1, 2 y 3).

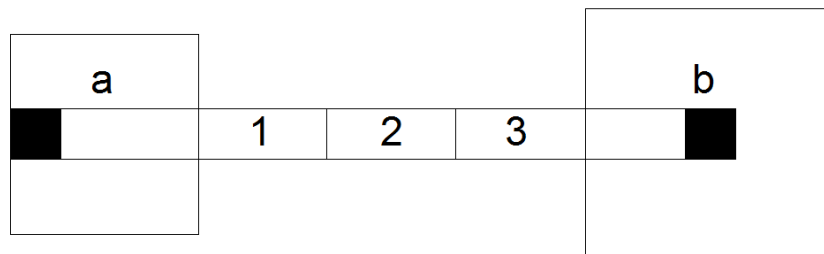


Figura 4.2.1 Discretización de la cimentación para el cálculo de la matriz de asentamientos

La ecuación matricial de asentamientos se obtiene con el procedimiento propuesto por Zeevaert (1983). Primeramente, se aplica una carga unitaria en la dovela a y se obtiene el desplazamiento vertical producido por esta carga unitaria a cada una de las dovelas consideradas. Después se aplica una carga unitaria en la dovela 1 y se calcula el desplazamiento en el centro de cada dovela debido a esta carga unitaria. Se continúa con este procedimiento hasta finalmente aplicar una carga unitaria en la dovela b, con lo que se obtiene la matriz de flexibilidades de la masa de suelo, para después obtener la ecuación matricial de asentamientos (EMA).

$$\begin{bmatrix} \delta_{aa} & \delta_{a1} & \delta_{a2} & \delta_{a3} & \delta_{ab} \\ \delta_{1a} & \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & \delta_{1b} \\ \delta_{2a} & \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} & \delta_{2b} \\ \delta_{3a} & \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} & \delta_{3b} \\ \delta_{ba} & \delta_{b1} & \delta_{b2} & \delta_{b3} & \delta_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_a \\ R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ R_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_a \\ \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_b \end{bmatrix} \quad (1)$$

$[\delta_{ji}]$ es la matriz de flexibilidades de la masa de suelo; R_i es la reacción de contacto con el suelo-cimentación en la dovela y δ_i es el desplazamiento vertical en el centro de la dovela i. (Medina, 2005).

4.2.1.2 Ecuación matricial de flexibilidades (EMFLE)

Con la aplicación del método de las fuerzas o flexibilidades de la estructura de cimentación (figura 4.2.2), se obtiene la ecuación matricial de flexibilidades EMFLE. (Medina, 2005)

$$\begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & d_{13} \\ d_{21} & d_{22} & d_{23} \\ d_{31} & d_{32} & d_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \delta_1^A \\ \delta_2^A \\ \delta_3^A \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{bmatrix} \quad (2)$$

$[\delta_{ji}]$ es la matriz de flexibilidades de la estructura de cimentación (condición $R_i=1$); Δ_i es el desplazamiento de la dovela i para la condición $R_i=0$ y δ_i^A es el desplazamiento de la dovela i por asentamiento de las dovelas a y b considerando estructura de cimentación rígida.

$$P'_a = P_a + \omega \left(\frac{B_a}{2} - c \right) \quad (3)$$

$$M'_a = P_a \left(\frac{B_a - c}{2} \right) + \frac{\omega}{2} \left(\frac{B_a}{2} - c \right)^2 \quad (4)$$

$$\omega' = \omega \left(\frac{L' - c/2}{L'} \right) \quad (5)$$

donde P_a es la carga de servicio que soporta la columna del lindero, P_b es la carga que soporta la columna central, ω es la carga uniformemente distribuida que actúa sobre la trabe de cimentación, B_a es la dimensión de la zapata de lindero medida en la dirección de la trabe de cimentación, L_a es la dimensión de la zapata de lindero medida en sentido perpendicular al de la trabe de cimentación, B_b es la dimensión de la zapata interior y c es el ancho de las columnas o dados de cimentación considerados cuadrados e iguales en ambas zapatas.

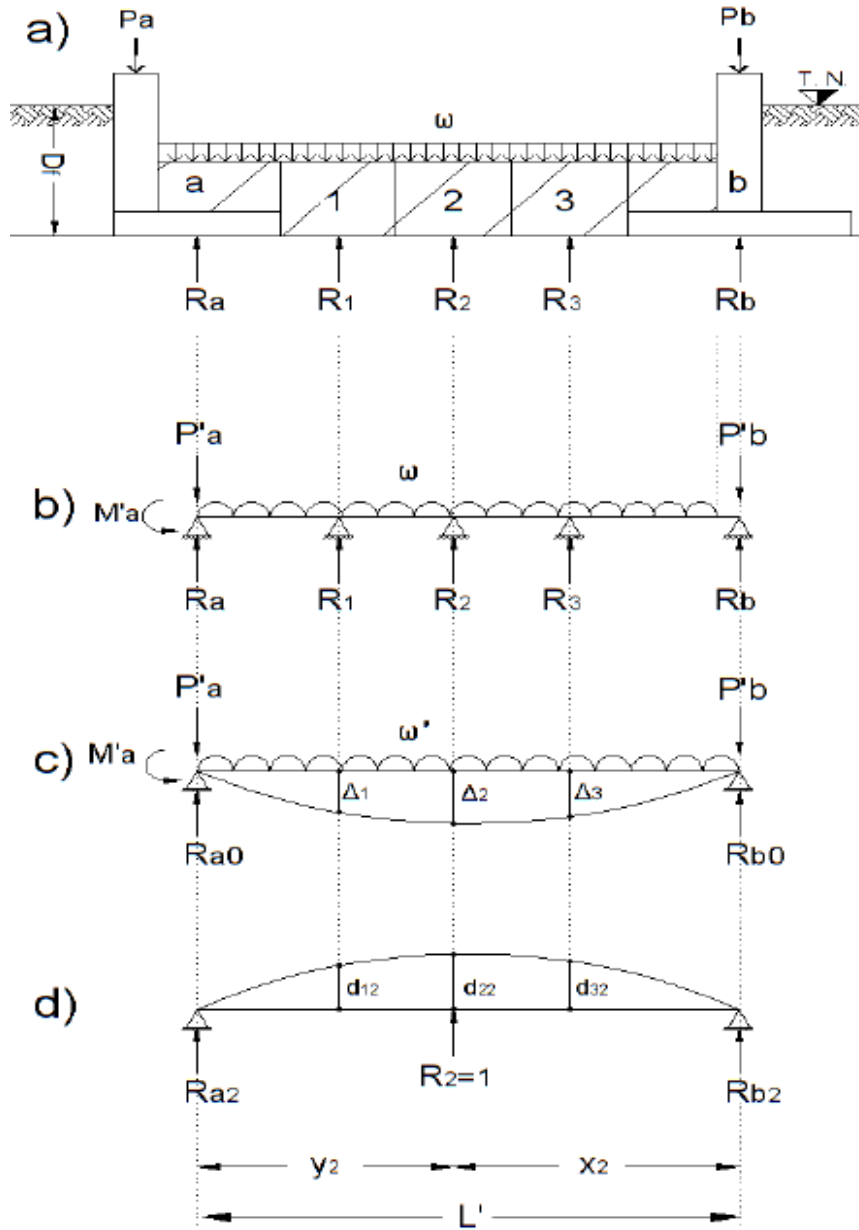


Figura 4.2.2 Representación del método de las flexibilidades para el sistema de dos zapatas unidas con una trabe (Medina, 2005)

4.2.1.3 Ecuación matricial de interacción suelo-estructura.

Obsérvese que con las ecuaciones matriciales (1) y (2) se obtiene un sistema de ocho ecuaciones con diez incógnitas, por lo que las dos ecuaciones restantes se obtienen de la sumatoria de momentos en las zapatas a y b, con lo que el sistema de ecuaciones puede

resolverse. Resolviendo los sistemas de ecuaciones (1) y (2) se obtiene la ecuación matricial de interacción suelo-estructura EMIS. (Medina, 2005).

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & d_{13} \\ d_{21} & d_{22} & d_{23} \\ d_{31} & d_{32} & d_{33} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{bmatrix} \quad (6)$$

donde:

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{n2} & a_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \psi_1 & \xi_1 \\ \psi_2 & \xi_2 \\ \psi_3 & \xi_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ab} \\ \delta_{ba} & \delta_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \psi_1 & \psi_2 & \psi_3 \\ \xi_1 & \xi_2 & \xi_n \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \psi_1 & \xi_1 \\ \psi_2 & \xi_2 \\ \psi_n & \xi_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{a1} & \delta_{a2} & \delta_{an} \\ \delta_{b1} & \delta_{b2} & \delta_{bn} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \delta_{1a} & \delta_{1b} \\ \delta_{2a} & \delta_{2b} \\ \delta_{3a} & \delta_{3b} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \psi_1 & \psi_2 & \psi_3 \\ \xi_1 & \xi_2 & \xi_3 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$\begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \psi_1 & \xi_1 \\ \psi_2 & \xi_2 \\ \psi_3 & \xi_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ab} \\ \delta_{ba} & \delta_{bb} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \delta_{1a} & \delta_{1b} \\ \delta_{2a} & \delta_{2b} \\ \delta_{3a} & \delta_{3b} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_{a0} \\ R_{b0} \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\psi_i = x_i / L'; \quad \xi_j = y_j / L' \quad (9)$$

x_i, y_i son las coordenadas de posición del nodo i , y L' es la separación, centro a centro, entre las dovelas a y b .

$$R_a = R_{a0} - (\psi_1 R_1 + \psi_2 R_2 + \dots + \psi_n R_n) \quad (10)$$

$$R_b = R_{b0} - (\xi_1 R_1 + \xi_2 R_2 + \dots + \xi_n R_n) \quad (11)$$

Donde R_{a0} y R_{b0} son las reacciones en los apoyos a y b , respectivamente, para la condición $R_i=0$. Una vez obtenidas las reacciones, los desplazamientos verticales se obtienen de la ecuación EMA. (Zeevaert, 1980).

5 CAPÍTULO

METODOLOGÍA

Para analizar los cambios en los elementos mecánicos debidos a la Interacción Suelo – Estructura Estática se tomaron resultados utilizando una base rígida, dónde la base carece de deformaciones, traslaciones y rotaciones, para esto se utilizó el software estructural Midas Gen (MIDAS GEN, 2017). Con ayuda del software geotécnico ELPLA (GEOTEC, 2016), se modela el suelo y la cimentación, las fuerzas calculadas en el software estructural se llevan a la cimentación y el programa dará las deformaciones en el suelo. A esta sección se le conocerá como análisis de asentamientos sin Interacción Suelo – Estructura. En este procedimiento, se recopilan los módulos de reacción y asentamientos desde el software geotécnico, lo asentamientos darán una ligera estimación de la manera en que se está deformando la cimentación y el suelo, mientras que los módulos de reacción se recopilan para colocarlos como base de la estructura que anteriormente se tiene modelada, ahora será un modelo con una base flexible, en el cuál, también se tendrá que modelar la fuerza que el suelo ejerce al edificio por cuestiones de excavación, el software estructural considerará los resortes como la rigidez del suelo y se establece una compatibilidad de deformaciones entre el suelo y la estructura. Por lo tanto, existe una redistribución de fuerzas debido al cambio de rigidez del sistema en conjunto, así que cambiarán los elementos mecánicos.

En este momento, para este trabajo, se le llamará análisis Primera Iteración ISE. Con la nueva distribución de cargas en la base, se modifica o se crea un archivo con éstas en lugar de las primeras, en el que nuevamente se obtienen asentamientos (pero en esta ocasión no se toman los del software geotécnico) y módulos de reacción, nuevamente existe cambio de elementos mecánicos y asentamientos en el software estructural y se repite el proceso hasta

que haya una convergencia entre asentamientos y elementos mecánicos. En los modelos aquí estudiados, tuvieron una convergencia razonable primero en elementos mecánicos y después en asentamientos en la tercera iteración. En el presente trabajo le llamaremos Análisis Tercera Iteración.

Finalmente, se compara con un software capaz de hacer interconexiones entre el software estructural y el geotécnico, para eso existe la paquetería de Midas, que, para el estructural se usa Midas Gen y se transfieren los datos a Midas GTS NX (MIDAS GTS-NX, 2017) dónde se modela junto con el suelo para hacer el análisis que aquí se le llamará Método Integral. Con estos resultados, se busca encontrar las diferencias entre los métodos para establecer si existe un camino mejor que otro y si la modelación que se establece en los manuales de usuario de cada uno de los softwares arroja resultados fiables en el análisis de ellos.

5.1 Base Rígida

Como se menciona en el preámbulo, se modela en Midas Gen la estructura y se hace una limitación de todos los grados de libertad en la base de la estructura, denotando un empotramiento.

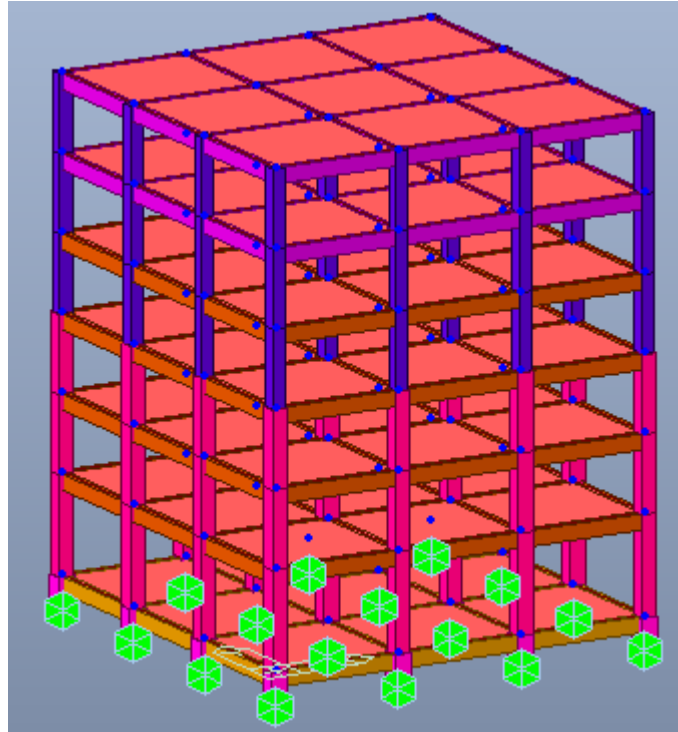


Figura 5.1.1 Modelo edificio de CR de 6 niveles con base rígida

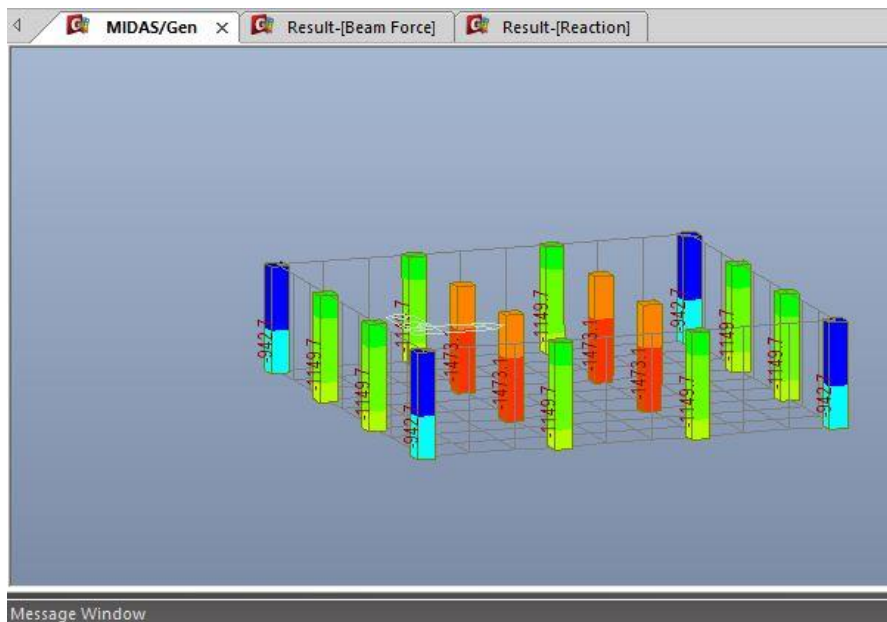


Figura 5.1.2 Elementos mecánicos en la base del modelo con base rígida

Se analiza la bajada de cargas y se tabulan para llevarlos al software geotécnico, que para este caso será Elpla (GEOTEC, 2016), dónde se modela el suelo y el tipo de cimentación como se muestra en la figura.

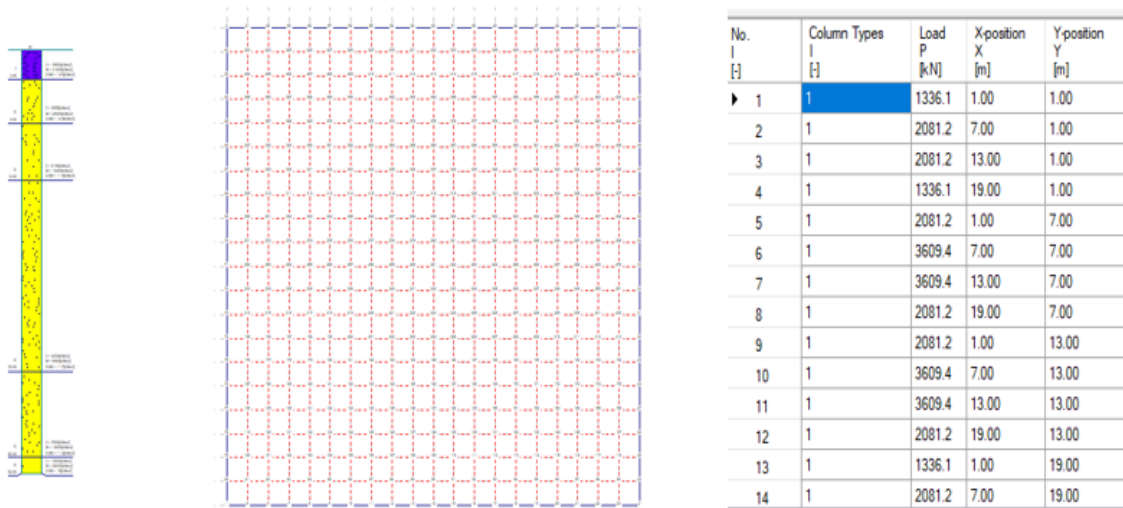


Figura 5.1.3 Modelado de suelo, cimentación y magnitud y posición de cargas puntuales en Elpla

Después, del análisis geotécnico, se extraen y recopilan los asentamientos que se obtienen del análisis del mismo software, que serán llamados asentamientos sin interacción, ya que estos sólo consideran las cargas puntuales y/o distribuidas, pero no consideran la rigidez de la estructura.

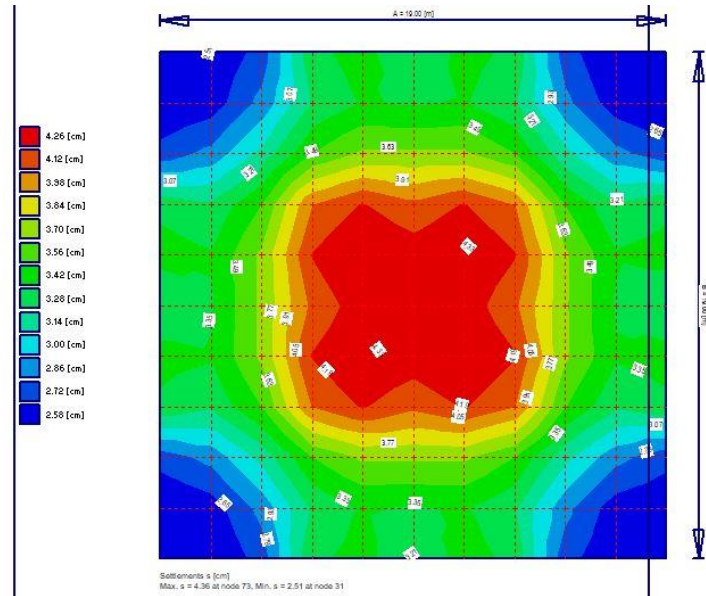


Figura 5.1.4 Asentamientos debido a las fuerzas de la estructura sin ISE

5.2 Primera Iteración

Del software geotécnico Elpla, al mismo tiempo que los asentamientos, se obtienen los módulos de reacción, definidos como la presión necesaria en el suelo para producir un asentamiento unitario, estos módulos estarán en unidades de fuerza sobre unidad de longitud al cubo. Se realiza una multiplicación por el área tributaria que se genera en el tamaño del elemento finito para obtener la rigidez vertical. Los módulos de reacción son recopilados y modelados en el software estructural, donde se realiza nuevamente el análisis con el cambio de rigidez en la base de la estructura provocada por los módulos de reacción.

1680.9	343.8	369.7	617.3	576.0	449.0	576.0	617.3	369.7	343.8	1680.9
3146.4	634.2	491.8	1261.5	1054.7	576.0	1054.6	1261.4	491.8	634.1	3146.1
3545.1	798.8	530.1	1484.8	1261.4	617.3	1261.4	1484.6	530.1	798.7	3544.8
1427.3	269.6	296.1	530.1	491.8	369.7	491.8	530.1	296.1	269.6	1427.3
2044.3	265.5	269.6	798.8	634.1	343.8	634.1	798.7	269.6	265.6	2044.1
6529.5	2044.3	1427.4	3545.0	3146.2	1680.8	3146.2	3544.8	1427.3	2044.1	6529.0

Moduli of subgrade reactions ks [kN/m3]
 Max ks = 6529.5 at node 1 Min ks = 265.2 at node 112

Figura 5.2.1 Obtención de de módulos de reacción desde Elpla

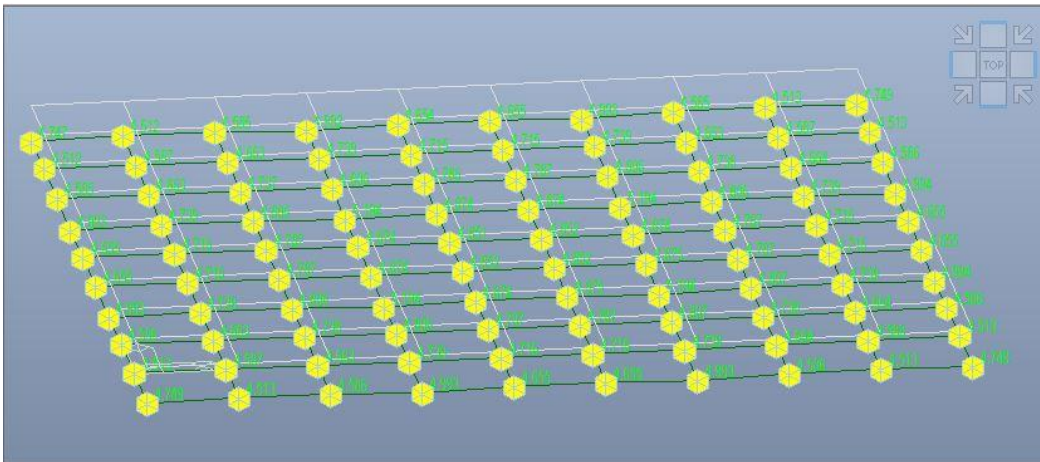


Figura 5.2.2 Modelado de módulos de reacción y cimentación en la base de la estructura

Nótese aquí que en el primer análisis sólo se declaraban los grados de libertad justo debajo de las columnas, ahora se ha colocado una losa de cimentación mallada del mismo tamaño y geometría que en el software geotécnico para hacer coincidir cargas y reacciones.

Después de realizar el análisis con las nuevas características en la cimentación se obtiene una bajada de cargas distinta a la inicial y asentamientos en el software estructural. A estos asentamientos, en el presente trabajo se le llamarán asentamientos primera iteración.

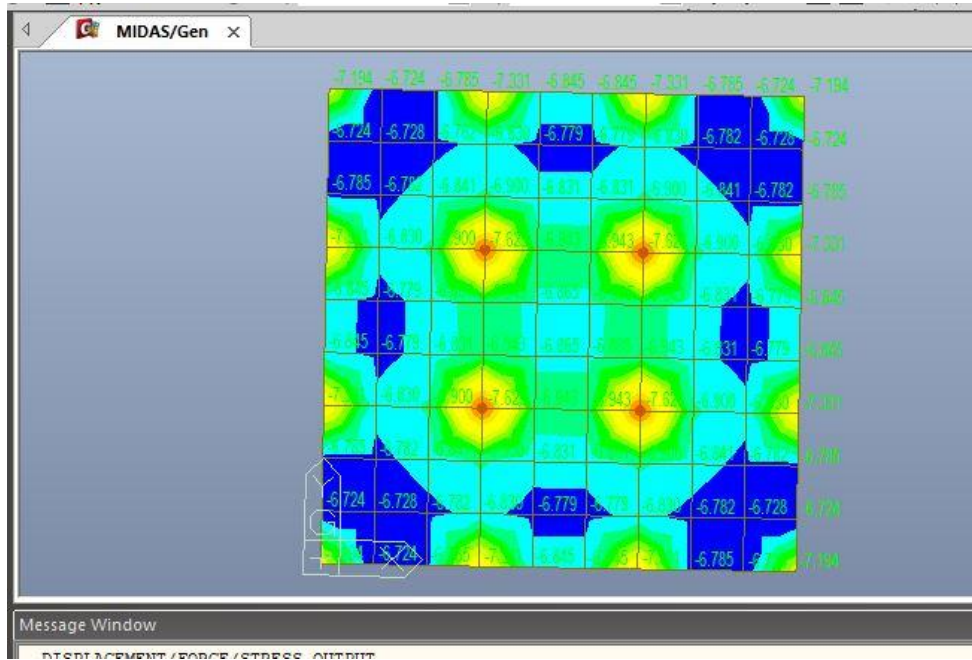


Figura 5.2.3 Asentamientos con ISE primera iteración

5.3 Tercera Iteración

El proceso de la primera iteración se repite en este punto desde el análisis en la bajada de cargas mencionado en la sección 5.1 y mostrado en la figura 5.1.2, que son distribuidas de diferente manera respecto al inicio, se vuelve a realizar el análisis en ambos softwares tantas veces como sea necesario hasta que exista una convergencia de elementos mecánicos y asentamientos del sistema. El método en general, desde la primera iteración existe una convergencia en elementos mecánicos, será en función del tipo de suelo el que determinará en cuantas iteraciones se llegará a una convergencia de asentamientos.

5.4 Método Integral

Para el Método Integral, en el software de Midas Gen, se hace el mismo edificio con Base Rígida, pero esta vez, sin restricciones en la base. Se realiza el modelo en Midas GTS NX (MIDAS GTS-NX, 2017), que es un software geotécnico que utiliza elementos finitos tridimensionales como herramienta para la solución de estos. Al momento de exportar la estructura de Midas Gen a Midas GTS NX, se tienen que crear nodos en la placa de cimentación, tal que haga una convergencia entre los dos cuerpos.

En la figura 5.4.1 se muestra la conexión entre las columnas de la cimentación y la losa de cimentación, en el software ya exportado a Midas GTS NX, en este caso, la losa de cimentación se modela como un elemento sólido en el software actual, es decir en el software estructural no se modela la losa de cimentación, como principal diferencia respecto al modelo de iteraciones.

De igual manera, se tienen que modelar los suelos, hasta donde se crea conveniente, de los 72 metros de muestra de suelo que se tienen, bastó con modelar a la primera capa dura, la cual comienza a una profundidad de 50 metros y termina en 52 metros (inGeum Ingeniería, 2010). En caso de que los bulbos de esfuerzos y deformaciones no sean nulos en la zona inferior de la estratigrafía modelada se tiene que contemplar y modelar más estratos.

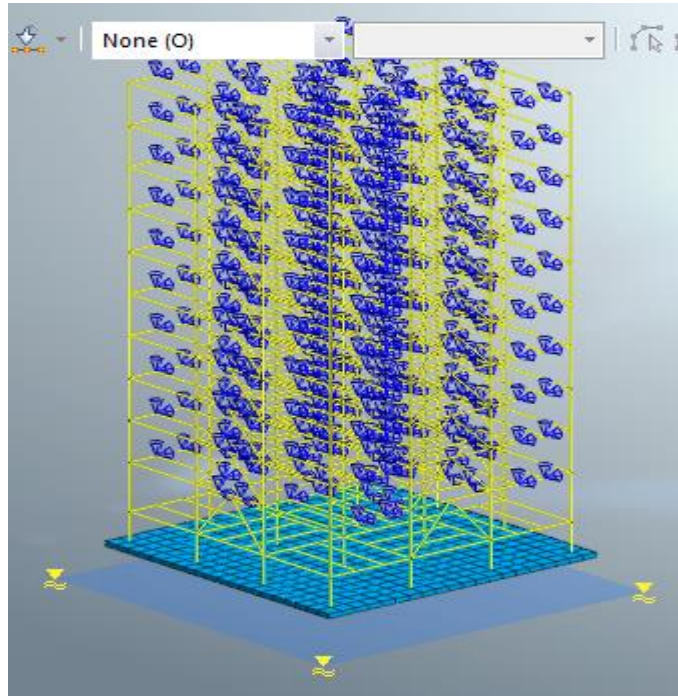


Figura 5.4.1 Modelación de conexión de cimentación y estructura en MIDAS GTS-NX

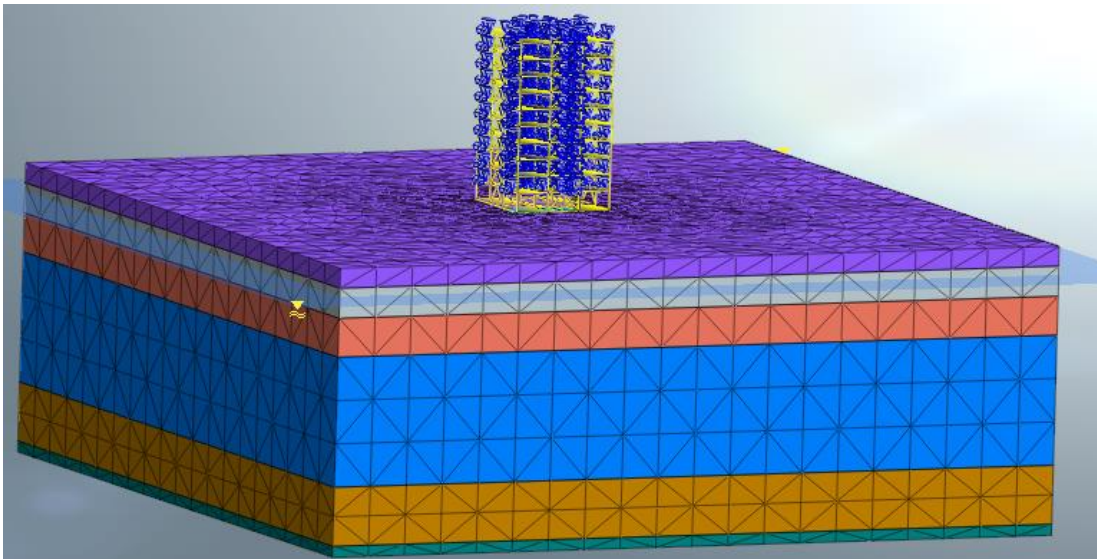


Figura 5.4.2 Modelación de edificio y suelo MIDAS GTS-NX (método integral)

Con ayuda del software, el ingeniero tiene la posibilidad de obtener resultados de asentamientos y elementos mecánicos en la estructura, así como la distribución de esfuerzos. Se tiene que calibrar el tamaño de la malla de los elementos finitos porque, de no ser suficientes los nodos, pueden obtenerse resultados poco fiables.

En la figura 5.4.2 se muestran las deformaciones obtenidas a través del método integral por medio de un mapa de calor, donde la zona roja muestra las nulas deformaciones en el suelo. Las direcciones horizontales de modelado se recomiendan tres veces el ancho para cada lado del edificio.

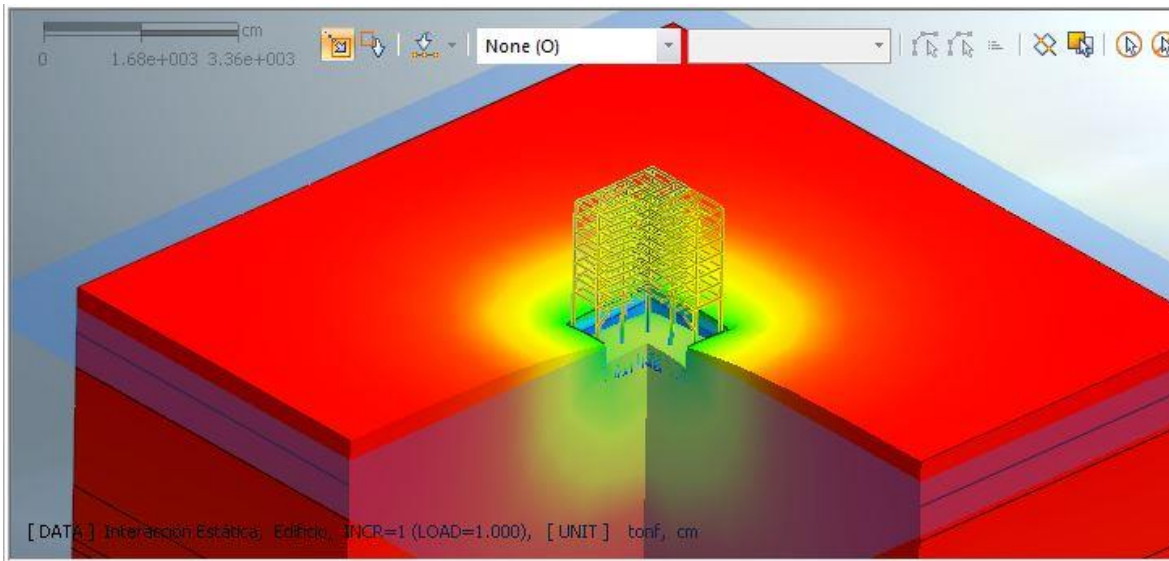


Figura 5.4.3 Deformaciones en el suelo y edificio a través del modelado integral

6 CAPÍTULO.

RESULTADOS

6.1 ORDEN Y COMPARACIÓN

Primero se muestran los resultados de las fuerzas axiales, la bajada de cargas que recae, sobre las columnas en la base. Al ser edificios simétricos, como se muestra en la figura 6.1.1, se utilizaron resultados de la columna en la esquina, una columna perimetral y una columna central; dada la simetría mencionada, los otros elementos estructurales similares tienen las mismas cargas axiales. Se hace una comparación de bajada de cargas utilizando cuatro modelos por edificio, en base rígida, los resultados de la primera iteración, de la tercera y el método integral, que han sido descritos en el Capítulo 5.

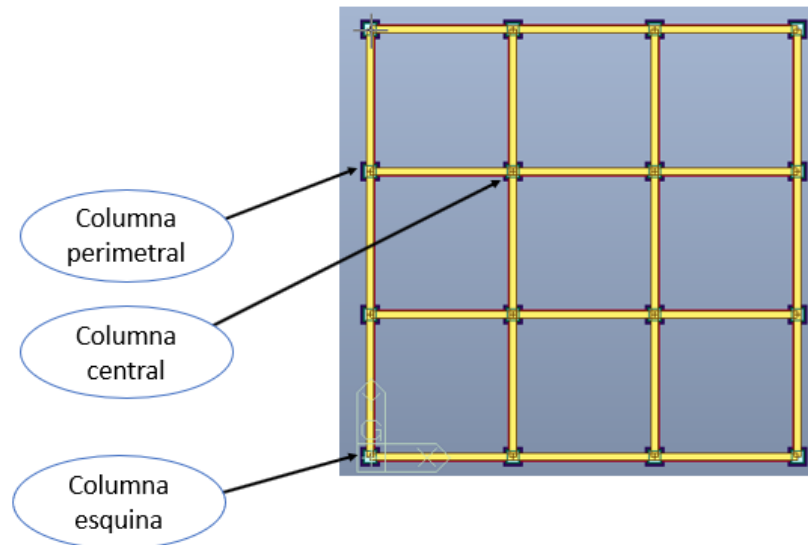


Figura 6.1.1 Columnas de estudio

En la segunda parte de los resultados se normalizan los elementos mecánicos respecto a los resultados obtenidos con el análisis de los edificios en base rígida, con el fin de comparar la diferencia que provoca la ISE en el análisis. Primero se observan los elementos

mecánicos normalizados de las columnas de edificios bajos, posteriormente se comparan los elementos mecánicos normalizados de las vigas, de las cuales se han seleccionado cuatro de ellas, que, también, debido a la simetría, se cubren todos los resultados posibles. Estas cuatro vigas han sido nombradas como Viga esquina, aquella viga que va desde la columna de la esquina, hasta una columna perimetral; la Viga perimetral, aquella que se encuentra entre dos columnas perimetrales; la Viga centro – perímetro, la cual va desde una columna central hasta una columna en el perímetro; por último, la Viga centro – centro, que será de la viga que se conecta dos de las columnas centrales.

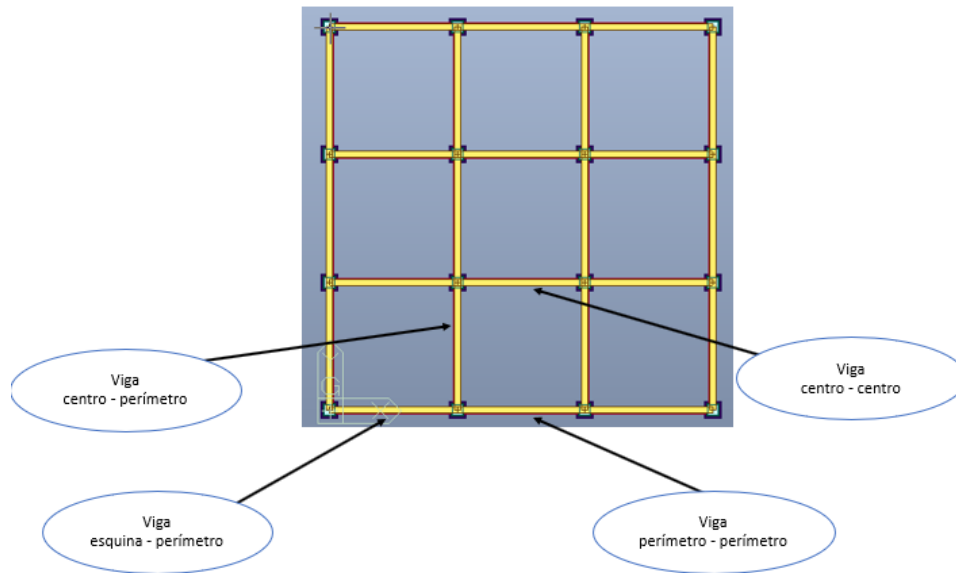


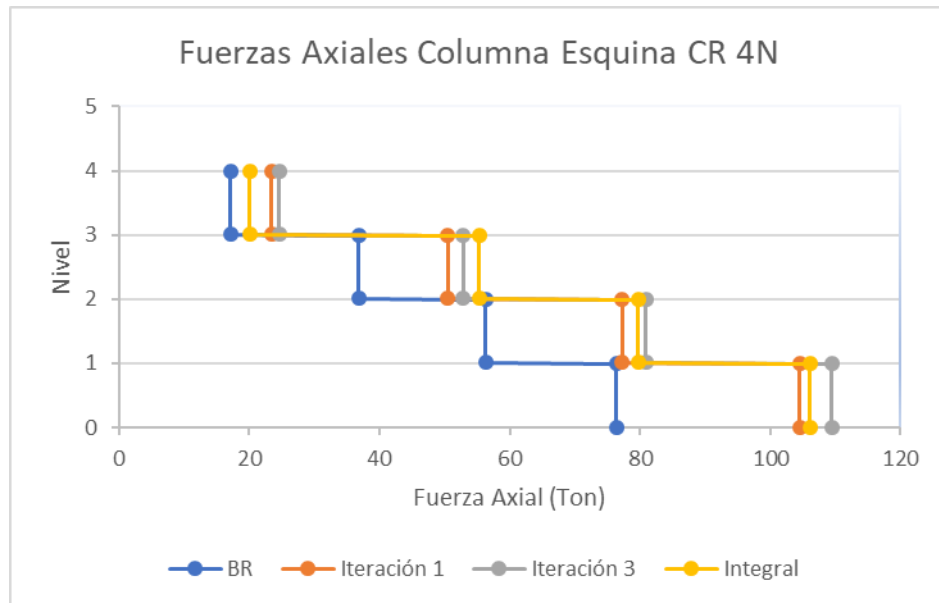
Figura 6.1.2 Vigas de estudio

6.2 FUERZAS AXIALES

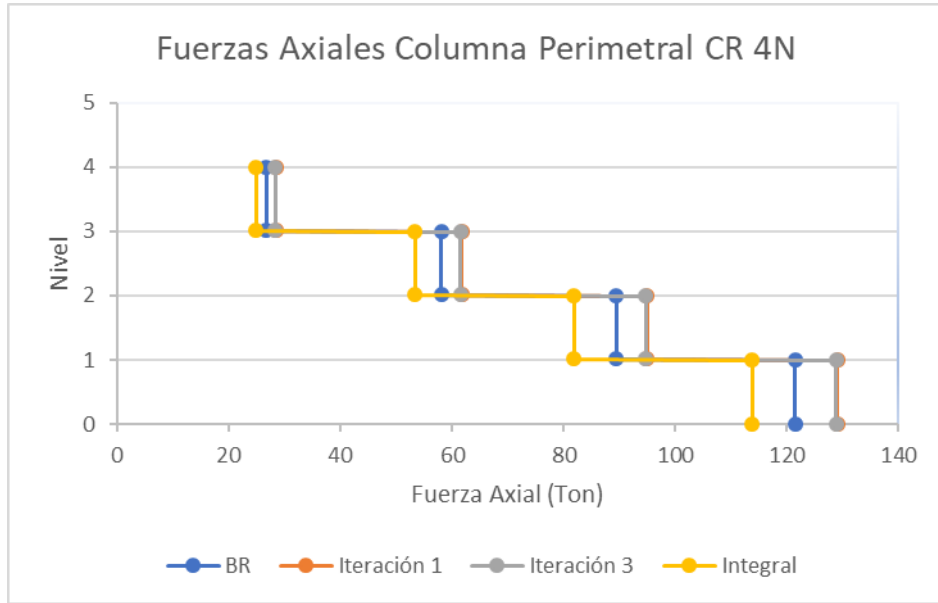
En esta sección, los elementos mecánicos axiales de las columnas comentadas en la sección anterior, se muestran en gráficos que ayudarán a entender el cambio que ocurre en los elementos mecánicos de las columnas de los edificios.

6.2.1 Edificio CR 4 niveles

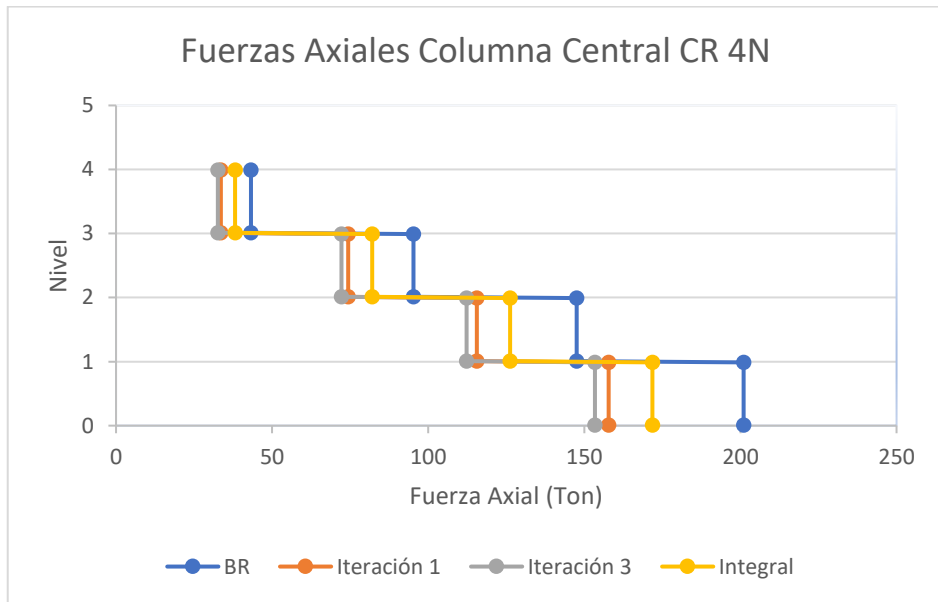
En la gráfica 6.2.1 a) se muestran con azul las fuerzas axiales de las columnas de esquina modeladas con base rígida, con naranja los elementos mecánicos del modelo en la primera iteración, y en amarillo y gris, las fuerzas axiales de las columnas de esquina en su tercera iteración y el método integral, respectivamente. De manera similar se muestran los elementos mecánicos de las columnas perimetrales en la gráfica 6.2.1 b) y las columnas centrales en la gráfica 6.2.1 c).



a)



b)

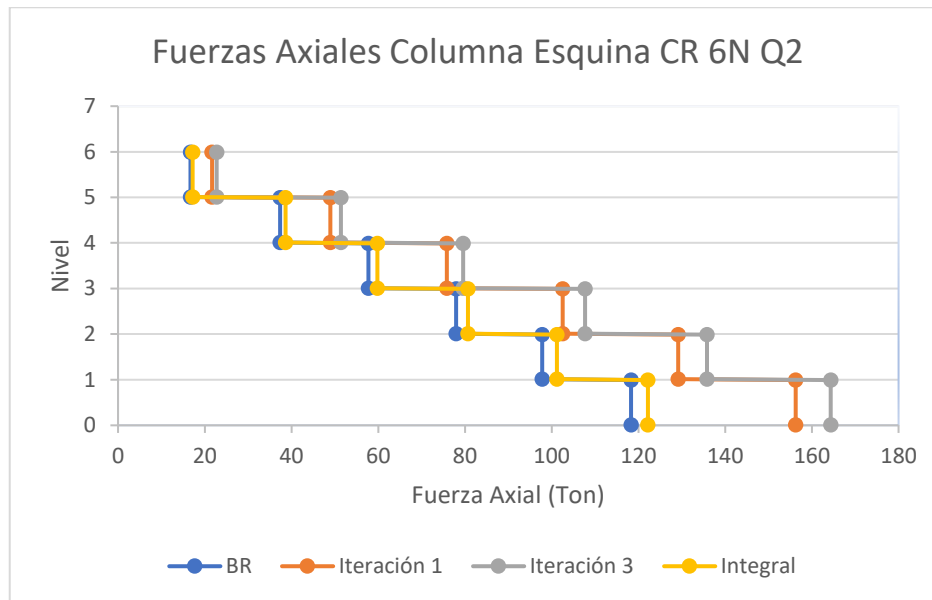


c)

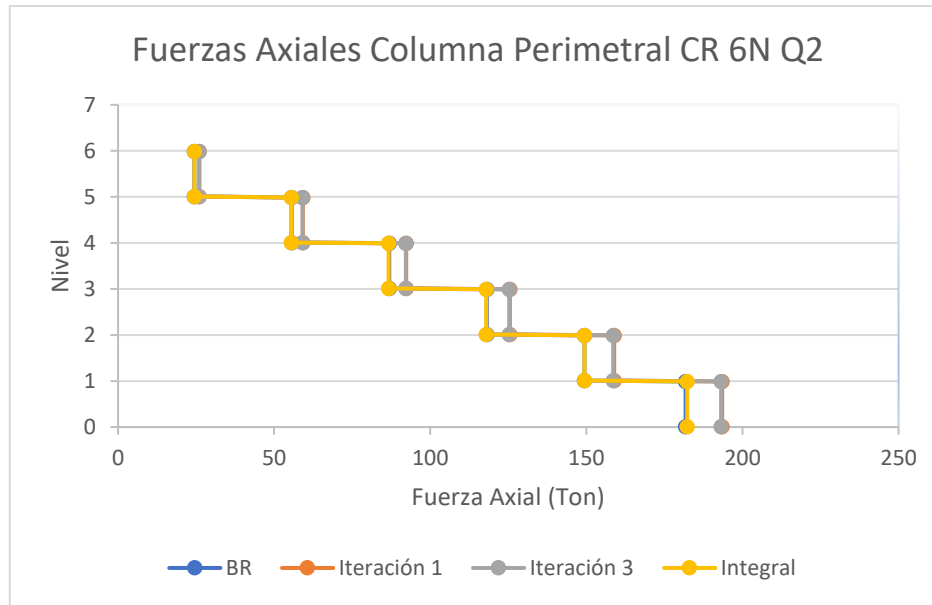
Gráfica 6.2-1 Fuerzas axiales en columnas de edificio de CR de 4 Niveles

6.2.2 Edificio CR 6 niveles Q2

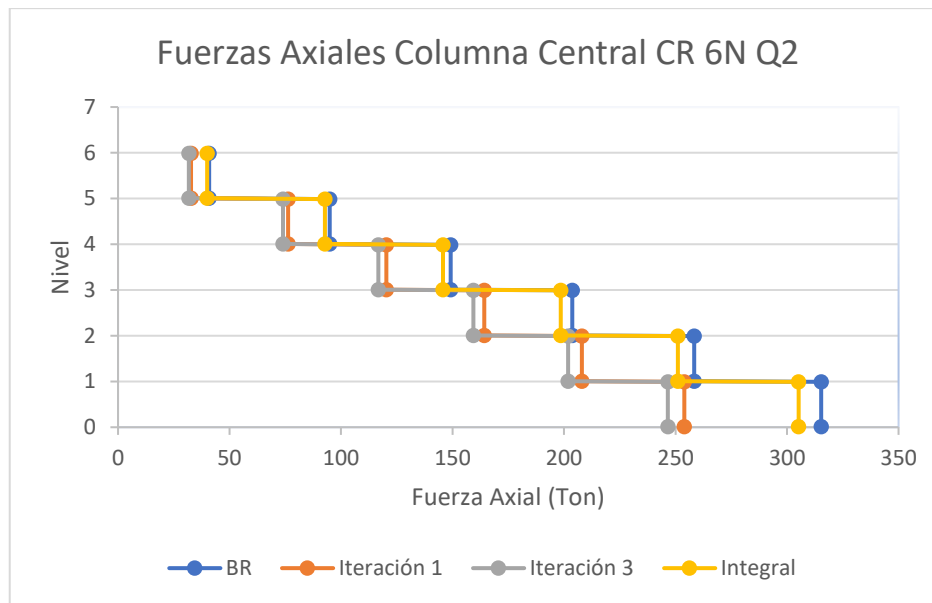
Para el edificio de concreto reforzado de seis niveles diseñado con $Q=2$, se muestra en la gráfica 6.2.2 a) con azul las fuerzas axiales de las columnas de esquina modeladas con base rígida, con naranja los elementos mecánicos del modelo en la primera iteración, y en amarillo y gris, las fuerzas axiales de las columnas de esquina en su tercera iteración y el método integral, respectivamente. De manera similar se muestran los elementos mecánicos de las columnas perimetrales en la gráfica 6.2.2 b) y las columnas centrales en la gráfica 6.2.2 c).



a)



b)

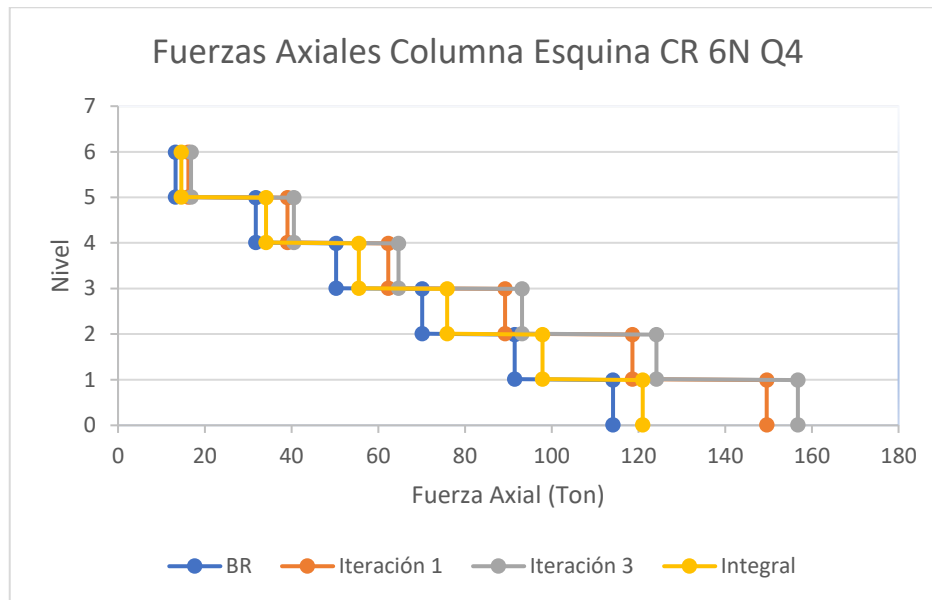


c)

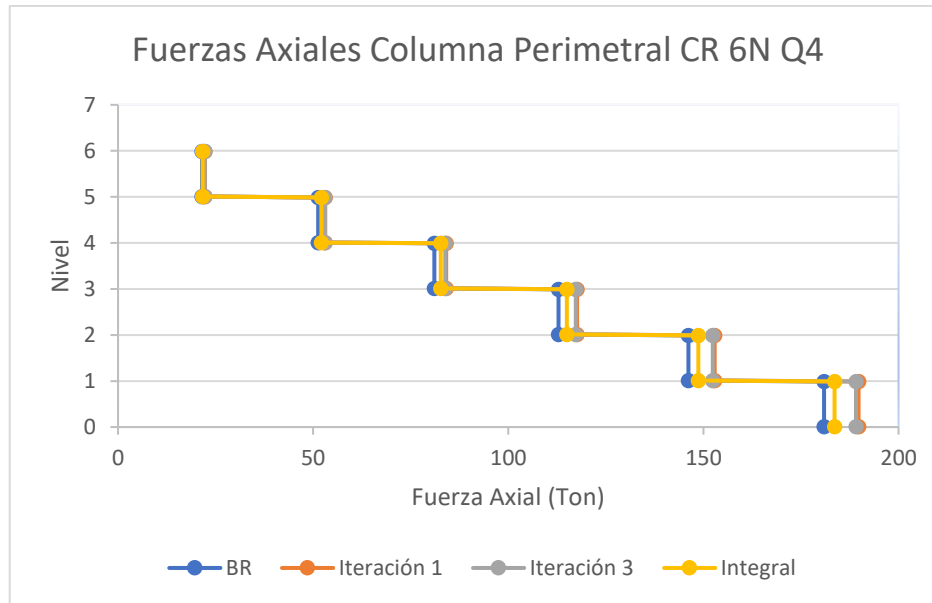
Gráfica 6.2-2 Fuerzas axiales en columnas de edificio de CR de 6 niveles $Q=2$

6.2.3 Edificio CR 6 Niveles Q4

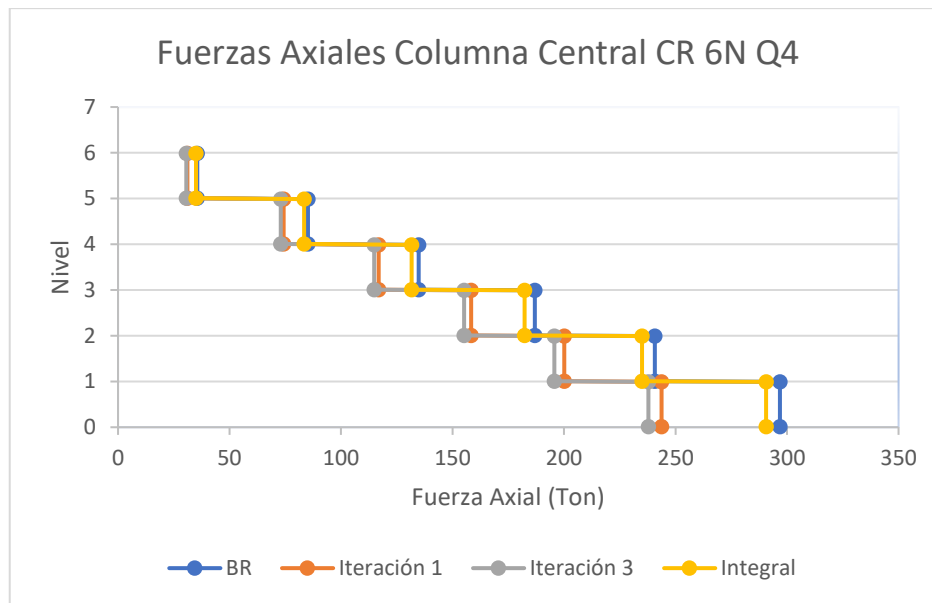
Para el edificio de concreto reforzado de seis niveles diseñado con $Q=4$, se muestra en la gráfica 6.2.3 a) con azul las fuerzas axiales de las columnas de esquina modeladas con base rígida, con naranja los elementos mecánicos del modelo en la primera iteración, y en amarillo y gris, las fuerzas axiales de las columnas de esquina en su tercera iteración y el método integral, respectivamente. De manera similar se muestran los elementos mecánicos de las columnas perimetrales en la gráfica 6.2.3 b) y las columnas centrales en la gráfica 6.2.3 c).



a)



b)

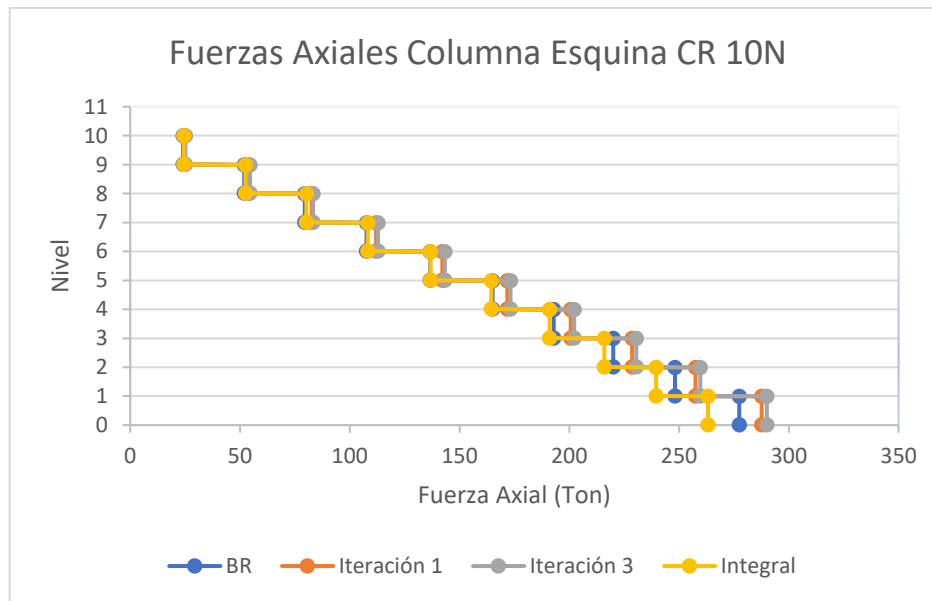


c)

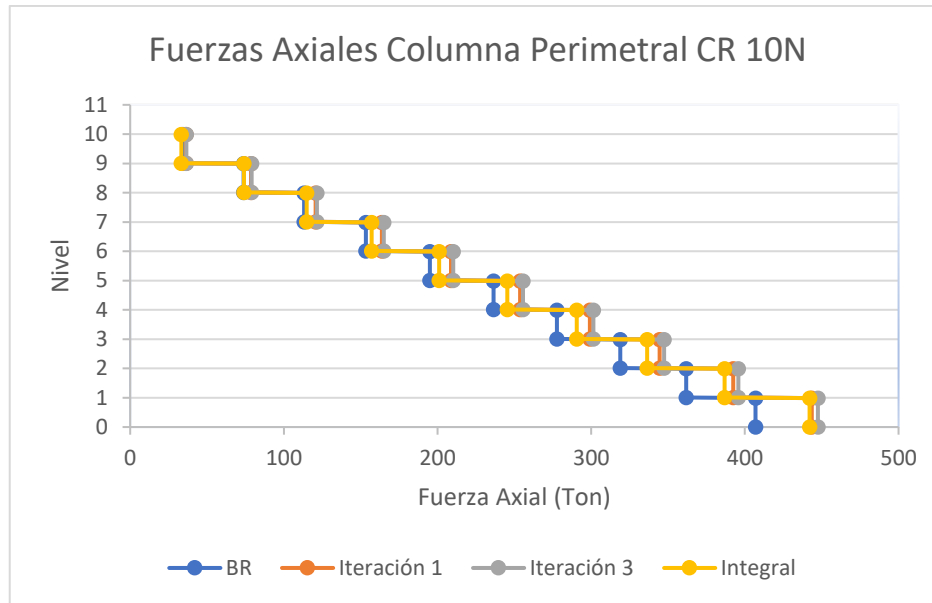
Gráfica 6.2-3 Fuerzas axiales en columnas de edificio de CR de 6 niveles $Q=4$

6.2.4 Edificio CR 10 Niveles

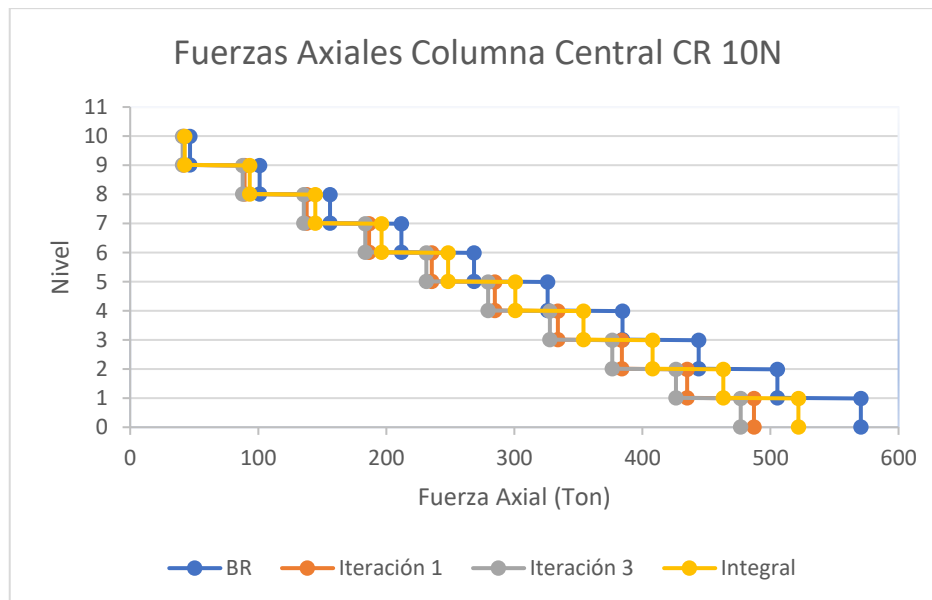
Para el edificio de concreto reforzado de diez niveles, se muestra en la gráfica 6.2.4a) con azul las fuerzas axiales de las columnas de esquina modeladas con base rígida, con naranja los elementos mecánicos del modelo en la primera iteración, y en amarillo y gris, las fuerzas axiales de las columnas de esquina en su tercera iteración y el método integral, respectivamente. De manera similar se muestran los elementos mecánicos de las columnas perimetrales en la gráfica 6.2.4b) y las columnas centrales en la gráfica 6.2.4c).



a)



b)

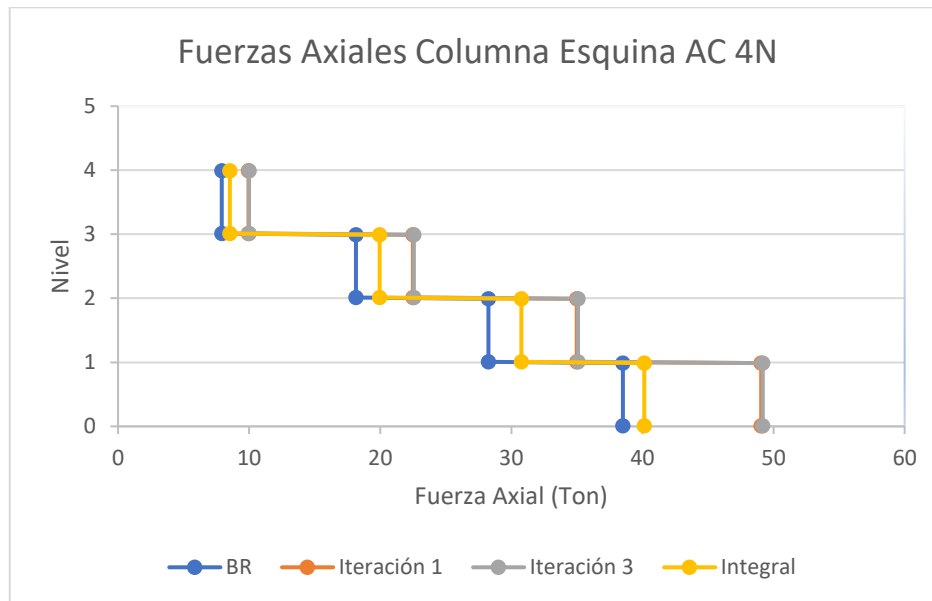


c)

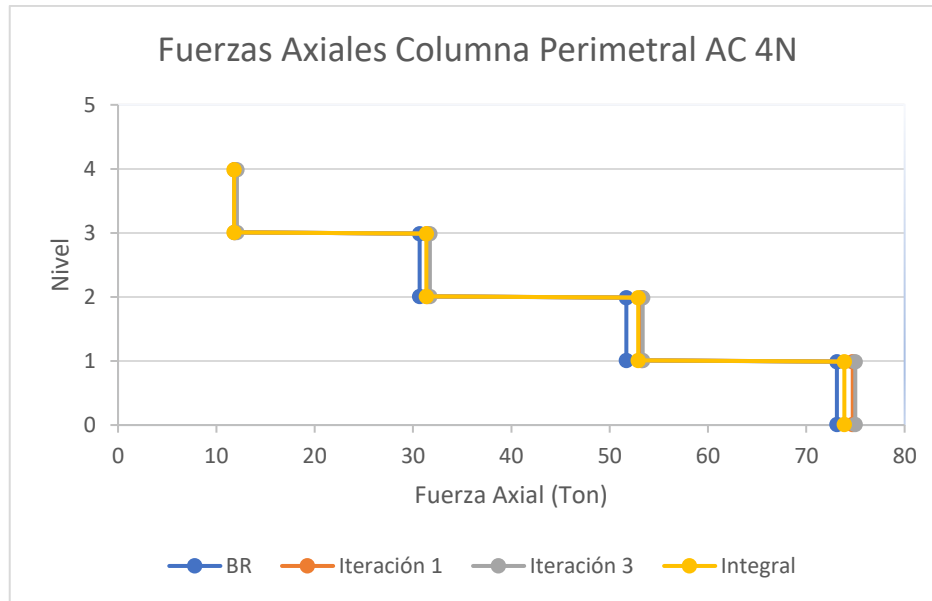
Gráfica 6.2-4 Fuerzas axiales en columnas de edificio de CR de 10 niveles

6.2.5 Edificio Acero 4 Niveles

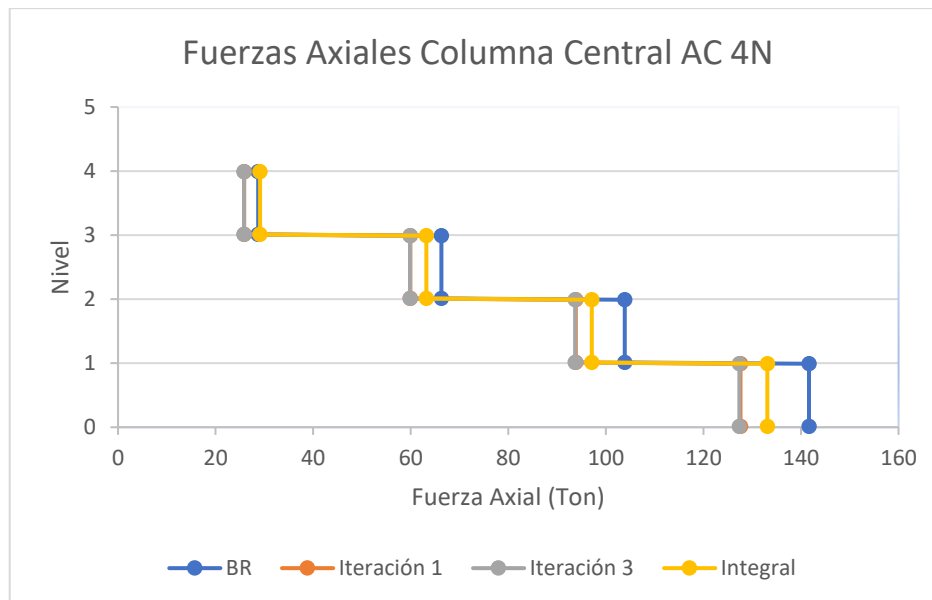
Para el edificio de acero de cuatro niveles, se muestra en la gráfica 6.2.5a) con azul las fuerzas axiales de las columnas de esquina modeladas con base rígida, con naranja los elementos mecánicos del modelo en la primera iteración, y en amarillo y gris, las fuerzas axiales de las columnas de esquina en su tercera iteración y el método integral, respectivamente. De manera similar se muestran los elementos mecánicos de las columnas perimetrales en la gráfica 6.2.5b) y las columnas centrales en la gráfica 6.2.5c).



a)



b)

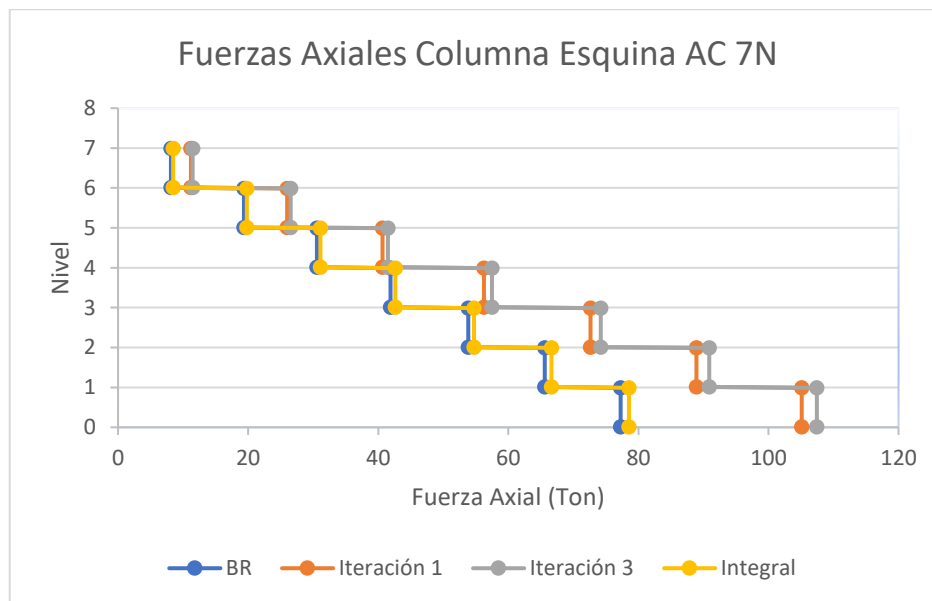


c)

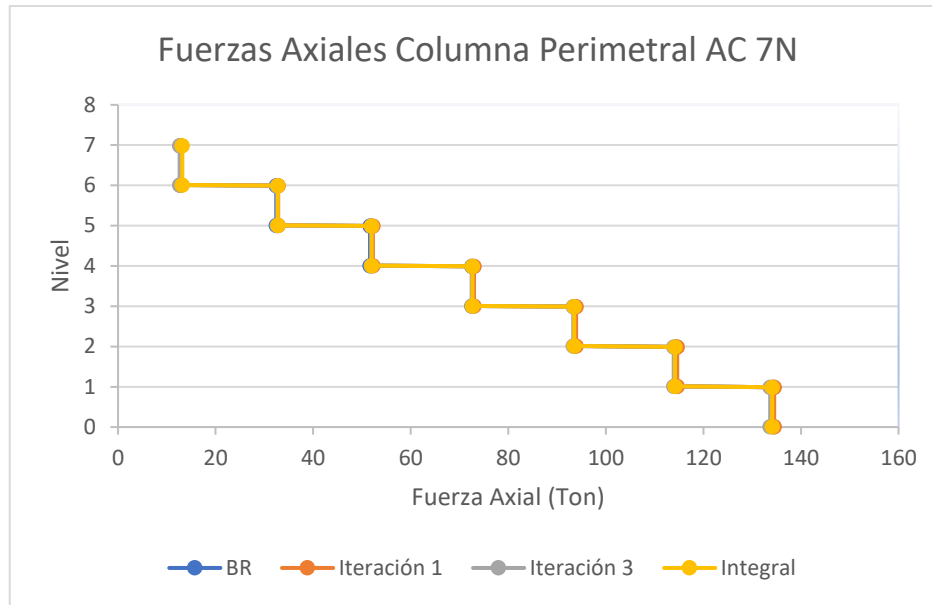
Gráfica 6.2-5 Fuerzas axiales en columnas de edificio de acero de cuatro niveles

6.2.6 Edificio Acero 7 Niveles

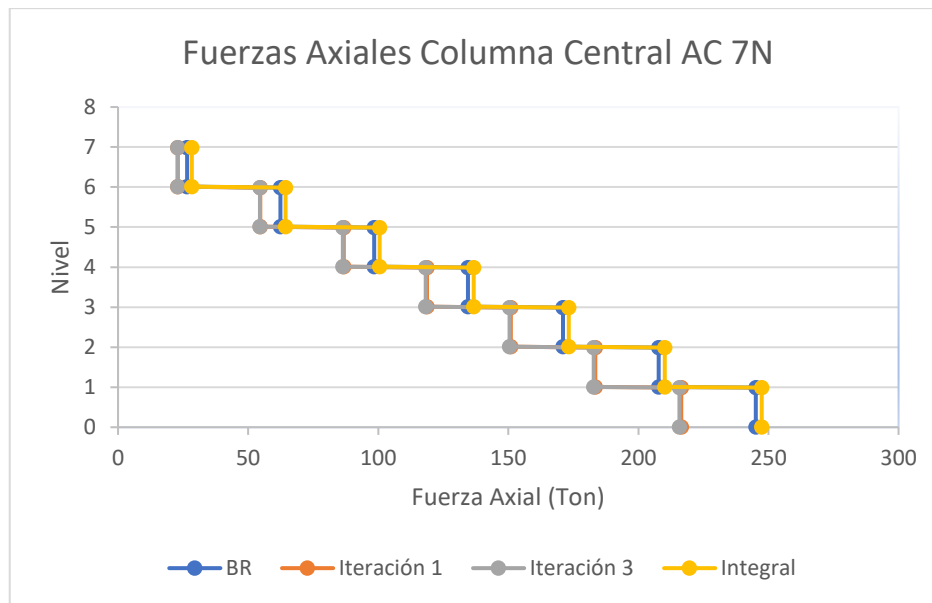
Para el edificio de acero de siete niveles, se muestra en la gráfica 6.2.6a) con azul las fuerzas axiales de las columnas de esquina modeladas con base rígida, con naranja los elementos mecánicos del modelo en la primera iteración, y en amarillo y gris, las fuerzas axiales de las columnas de esquina en su tercera iteración y el método integral, respectivamente. De manera similar se muestran los elementos mecánicos de las columnas perimetrales en la gráfica 6.2.6b) y las columnas centrales en la gráfica 6.2.6c).



a)



b)

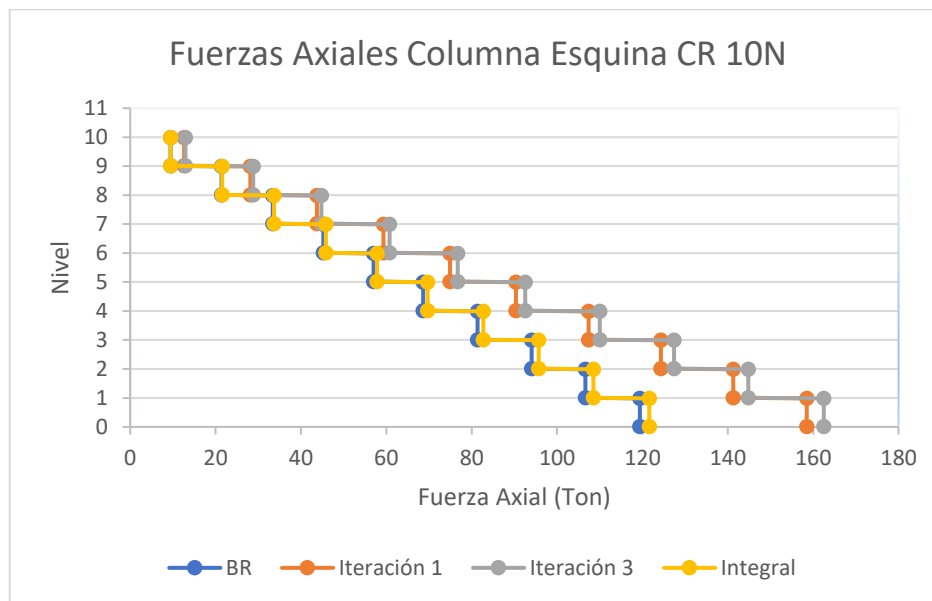


c)

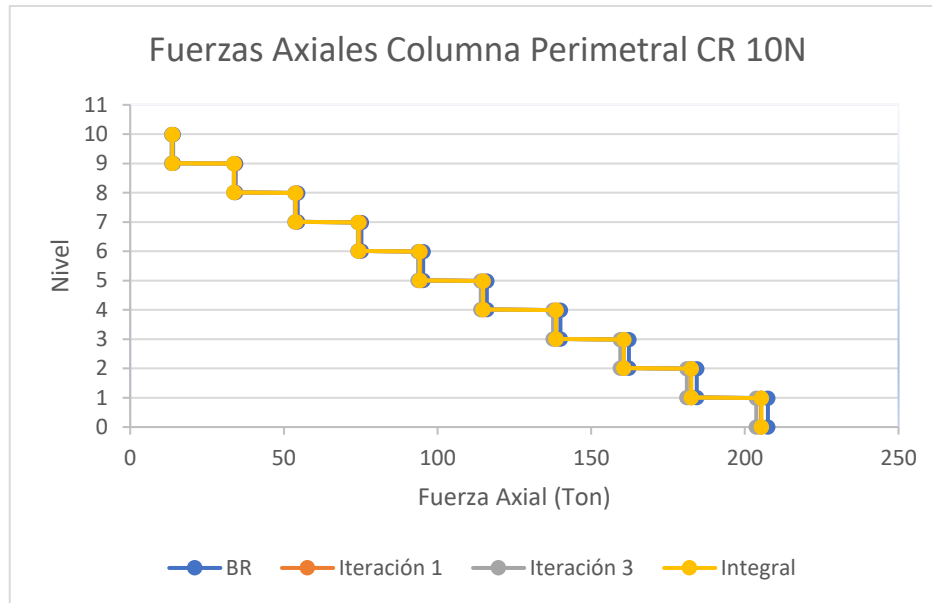
Gráfica 6.2-6 Fuerzas axiales en columnas de edificio de acero de siete niveles

6.2.7 Edificio Acero 10 niveles

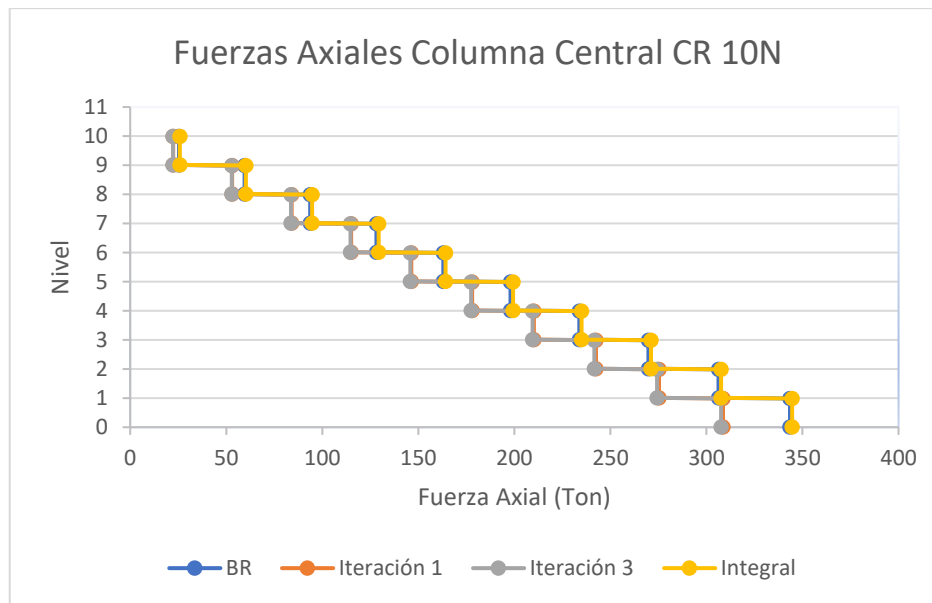
Para el edificio de acero de diez niveles, se muestra en la gráfica 6.2.7a) con azul las fuerzas axiales de las columnas de esquina modeladas con base rígida, con naranja los elementos mecánicos del modelo en la primera iteración, y en amarillo y gris, las fuerzas axiales de las columnas de esquina en su tercera iteración y el método integral, respectivamente. De manera similar se muestran los elementos mecánicos de las columnas perimetrales en la gráfica 6.2.7b) y las columnas centrales en la gráfica 6.2.7c).



a)



b)



c)

Gráfica 6.2-7 Fuerzas axiales en columnas de edificio de acero de siete niveles

6.3 CAMBIO EN ELEMENTOS MECÁNICOS DE LAS ESTRUCTURAS

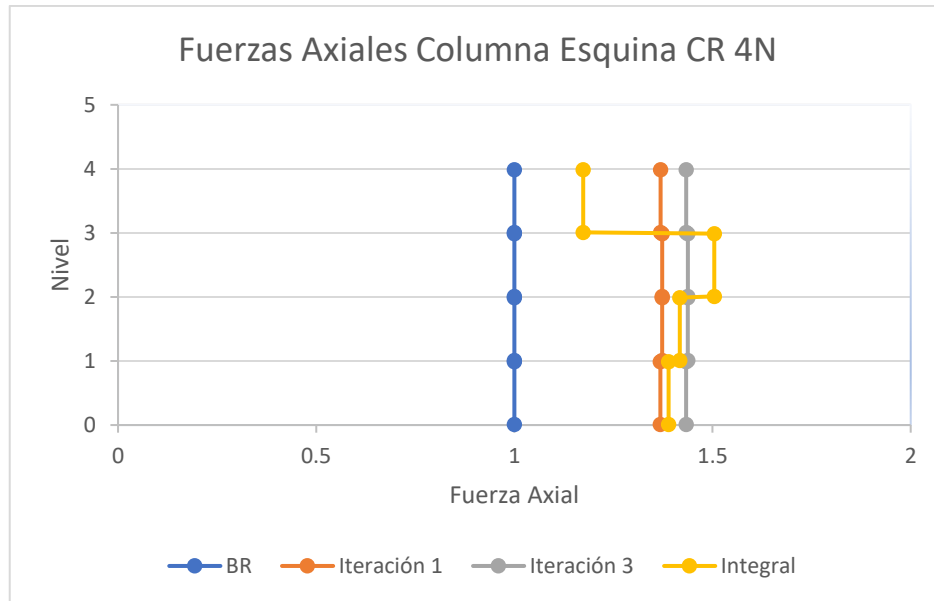
En esta sección se normalizan los elementos mecánicos de las estructuras respecto a los resultados que se obtienen en el análisis con base rígida. Se hace una separación al mostrar los análisis, de manera que se muestran en primer lugar los edificios denominados como bajos (cuatro, seis y siete niveles) y se finaliza mostrando los edificios que se han nombrado como medianos (diez niveles).

6.3.1 Elementos mecánicos edificios bajos

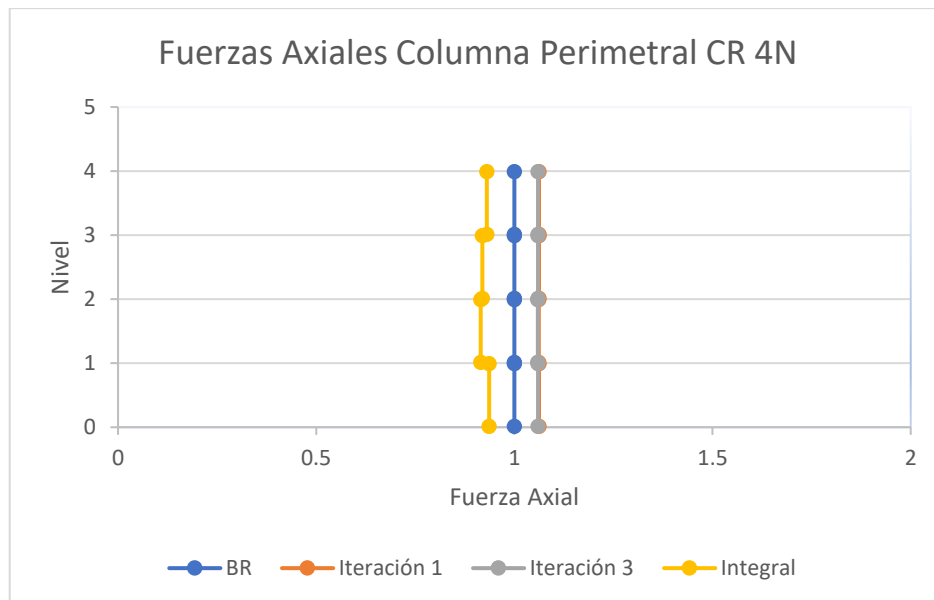
6.3.1.1 *Fuerzas axiales en columnas*

De manera similar a la sección 6.2 se muestran las gráficas de los elementos mecánicos normalizados respecto a los resultados de los modelos realizados con base rígida. En la gráfica 6.3.1a) se muestra en color azul una línea a lo largo de uno, pues es la normalización de los elementos mecánicos del edificio de concreto reforzado de cuatro niveles modelado en base rígida normalizado a los resultados de sí mismo, con colores iguales a la sección 6.2 se muestran los resultados de los modelos primera iteración, tercera iteración e integral, con colores naranja gris y amarillo, respectivamente.

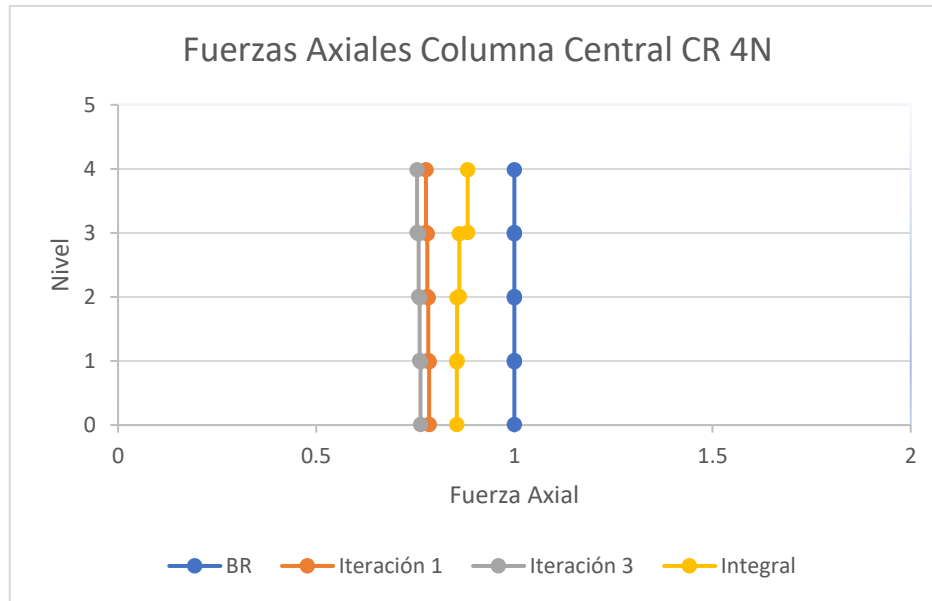
En las gráficas 6.2-1a) y 6.2-2a) se observa que la columna de la esquina, en los dos casos de los edificios denominados en el presente trabajo como edificios bajos, modelando la interacción entre el suelo y la estructura, existe un incremento en las fuerzas axiales de entre 30 y 40% con respecto al modelo con base rígida.



a)



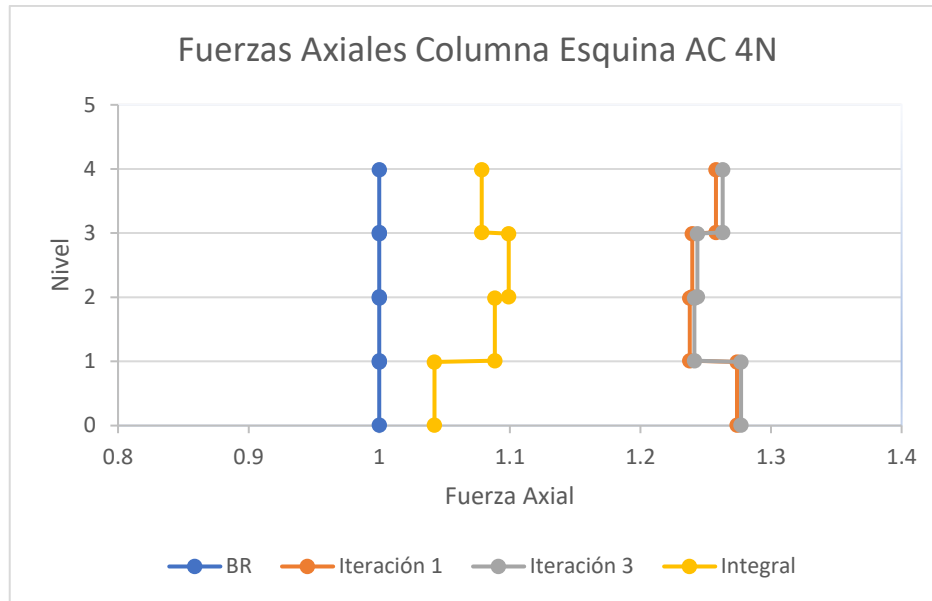
b)



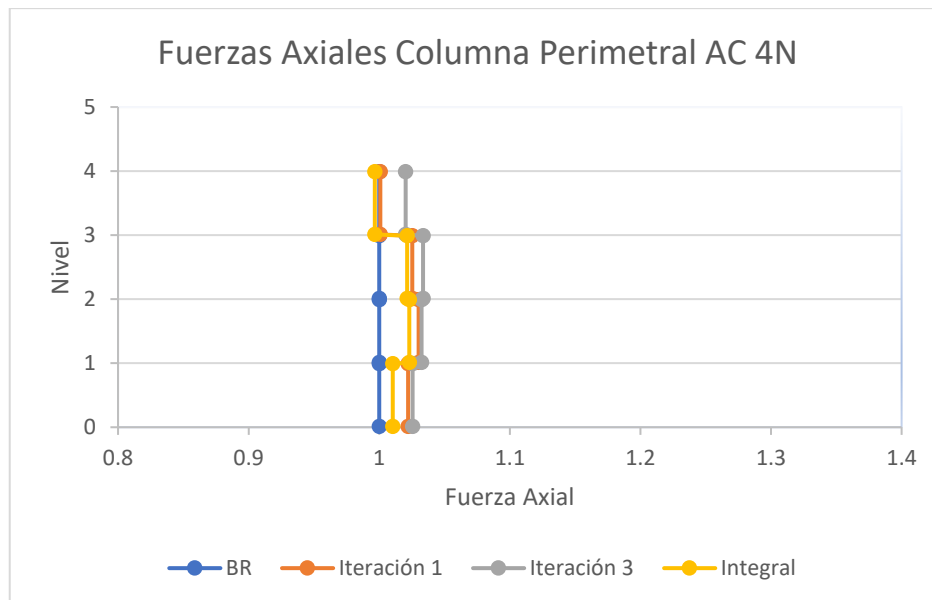
c)

Gráfica 6.3-1 Fuerzas axiales normalizadas edificio CR de 4 niveles

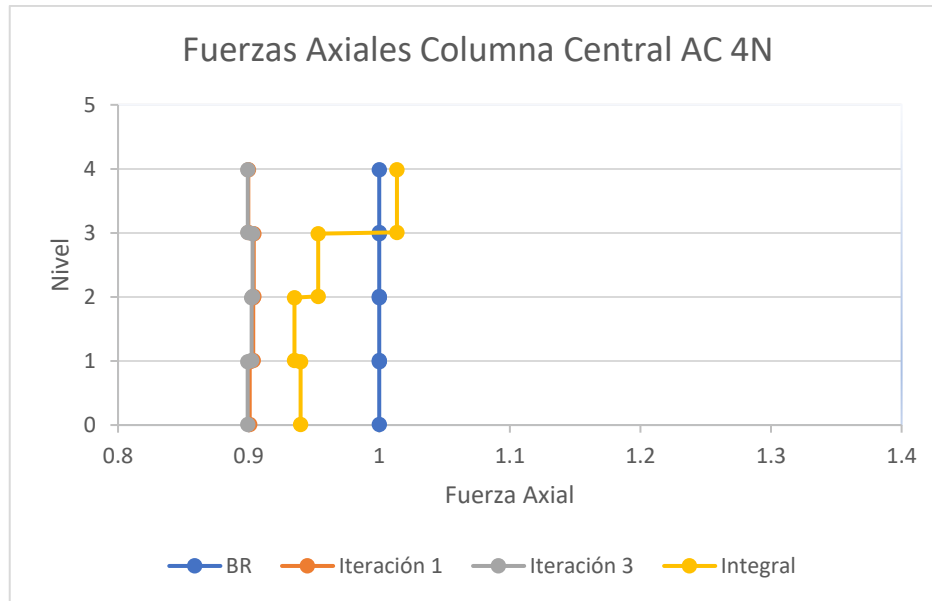
En el caso de las columnas perimetrales (gráficas 6.3-1b y 6.3-2b), se observa un ligero cambio en las fuerzas axiales de las mismas, con máximo de variación de 3%. Los métodos iterativos muestran cambios ligeramente mayores a los de base rígida, mientras que el método integral reduce en la misma proporción las descargas de fuerzas axiales del mismo sistema. Para el caso de las columnas perimetrales, se considera que la variación es mínima y el comportamiento se considera estable en comparación con las variaciones de los elementos mecánicos en las columnas de esquina, o bien, en las columnas centrales donde el edificio de concreto muestra variaciones donde reducen las fuerzas hasta en un 30% mientras que en el de acero se observan variaciones donde reducen las fuerzas hasta en un 10% en los modelos iterativos (gráficas 6.3-1c y 6.3-2c). A excepción de la columna perimetral del edificio de concreto, en el modelo integral siempre se observan resultados entre el modelo con base rígida y los modelos con métodos iterativos.



a)



b)



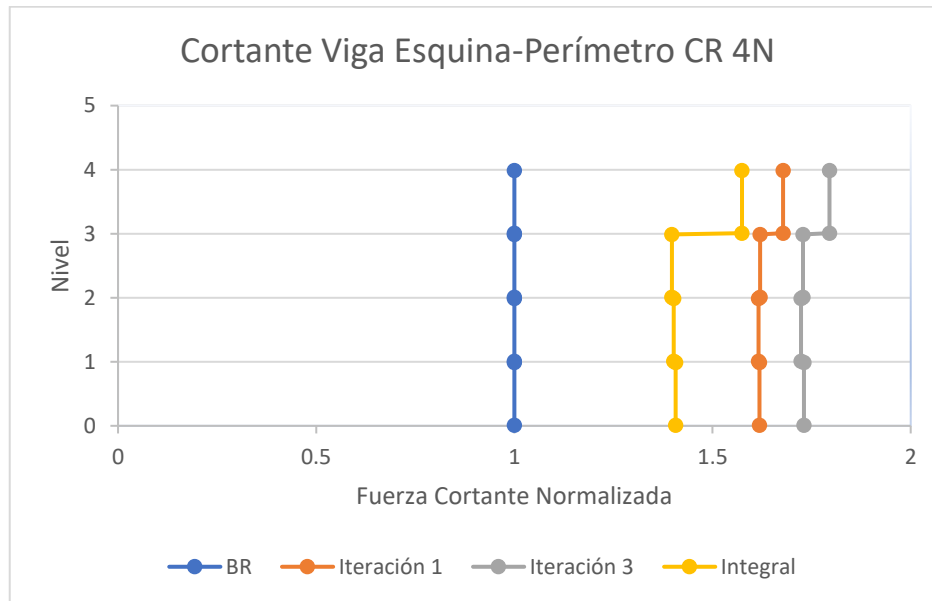
c)

Gráfica 6.3-2 Fuerzas axiales normalizadas edificio acero de 4 niveles

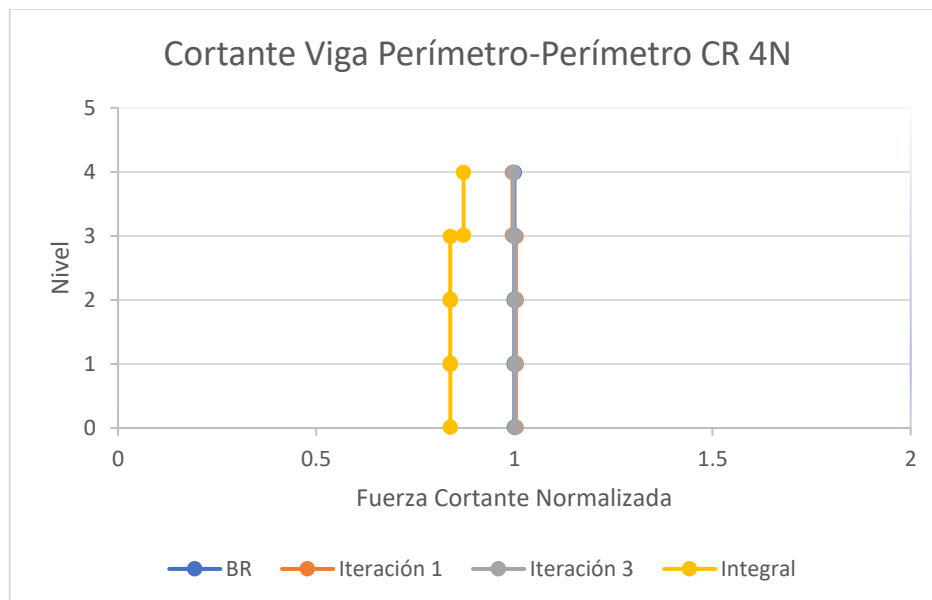
6.3.1.2 Cortante y Momento en vigas

En las gráficas 6.3-3 y 6.3-4 se muestran gráficos correspondientes al edificio de concreto reforzado de cuatro niveles normalizando los elementos mecánicos de cortante y momento, respectivamente. En ambos elementos mecánicos, se observa una estabilidad en las vigas centro – centro y perímetro – perímetro, a excepción de los resultados obtenidos a través del análisis por el método integral donde el cortante se ve disminuido en ambos casos, en los gráficos 6.3-4b y 6.3-4d se muestra también la estabilidad de los elementos mecánicos a momento, pero en este caso, sí se ve una disminución ligera de los elementos mecánicos en los elementos en alrededor de un 4% obtenidos a través de los modelos realizados con procesos iterativos y un 9% menor, obtenido a través del método integral. En las gráficas 6.3-3a y 6.3-3c se muestran los elementos mecánicos correspondientes a cortante de los elementos viga esquina – perímetro y centro perímetro, en ambos casos se muestra un notorio aumento de hasta un 60 % de cortante en el extremo del elemento. En la gráfica 6.3-3c, el

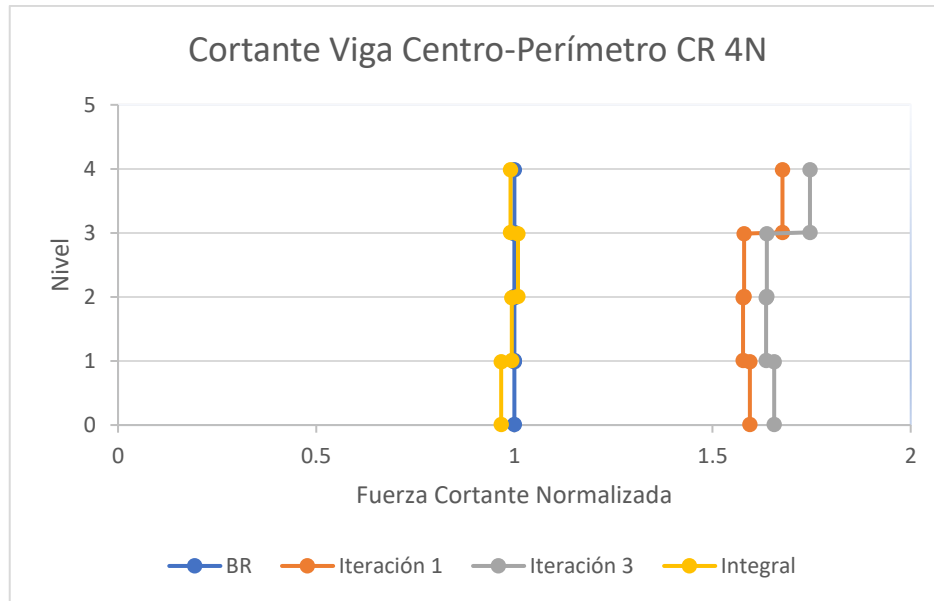
método integral muestra muy pequeños cambios en el elemento mecánico correspondiente al momento flector. Mientras que en el gráfico 6.3-3a se muestra un aumento intermedio entre el modelo con base rígida y los modelos realizados a través de los métodos iterativos.



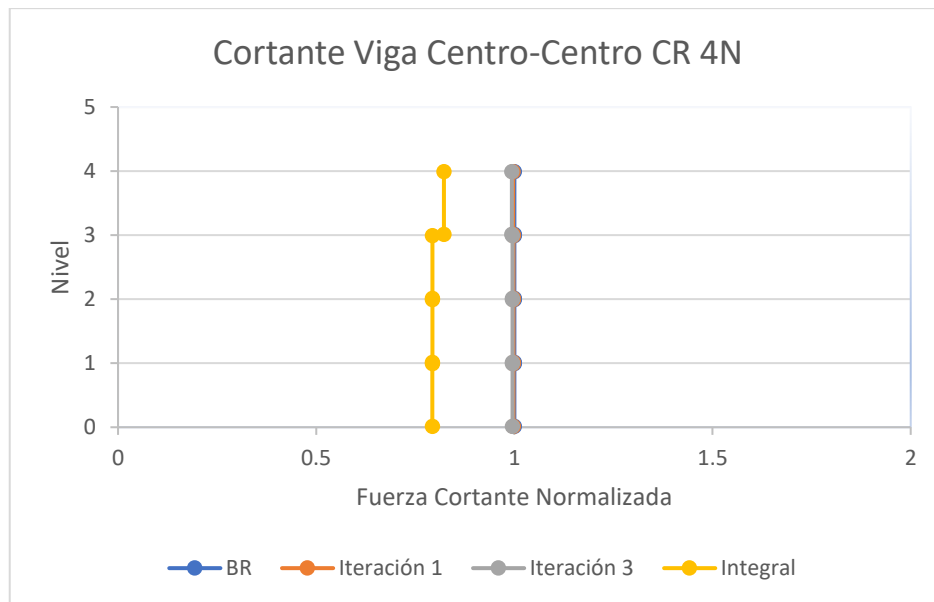
a)



b)

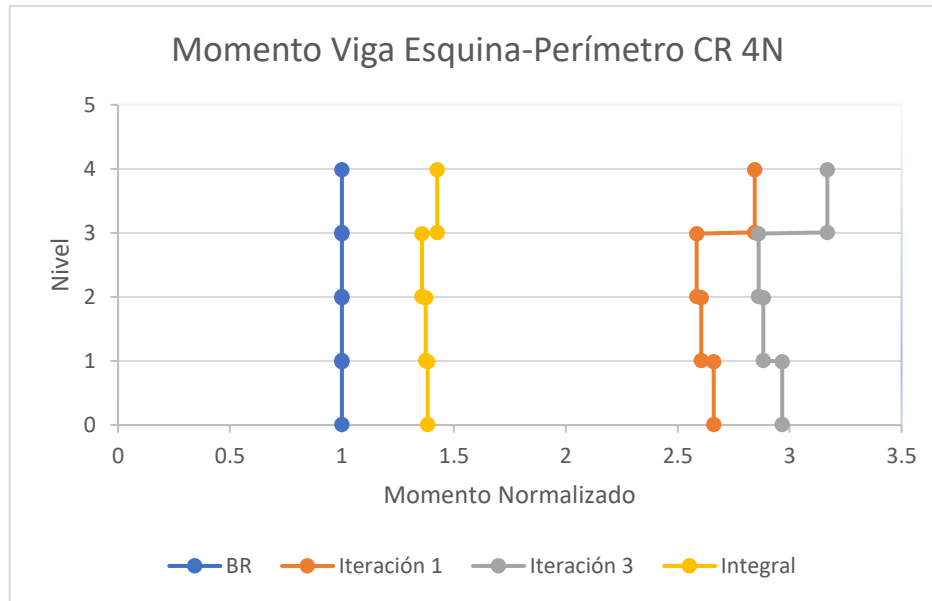


c)

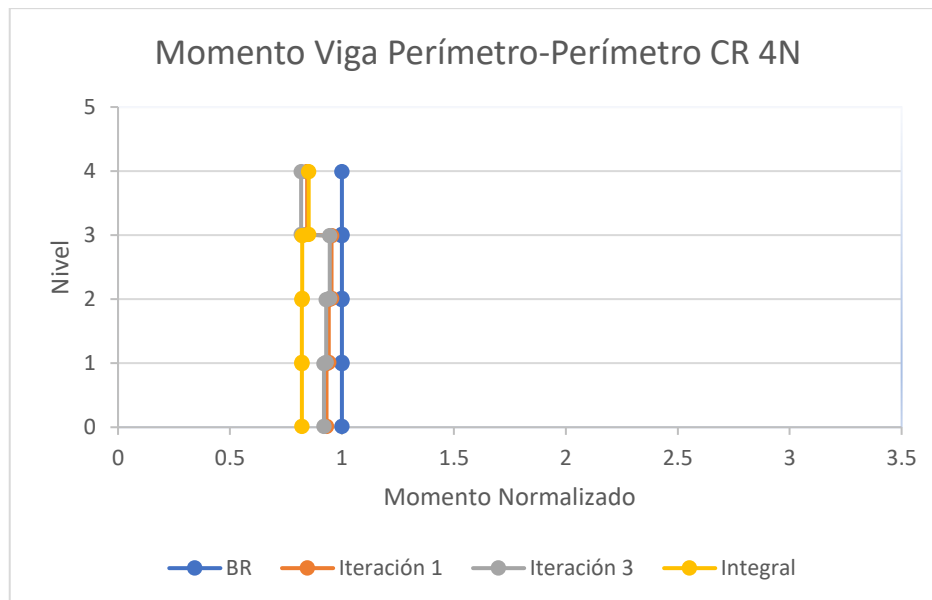


d)

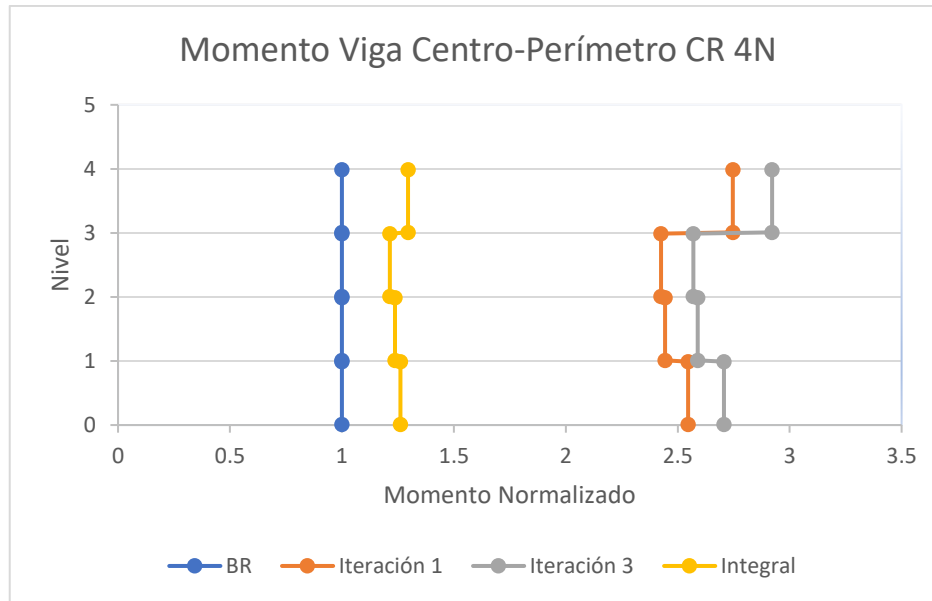
Gráfica 6.3-3 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de CR de cuatro niveles



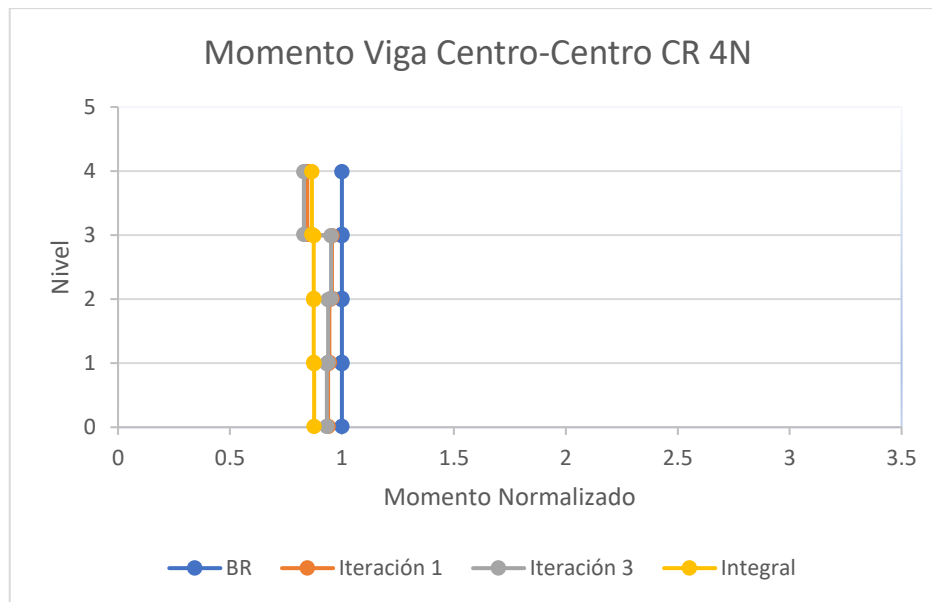
a)



b)



c)

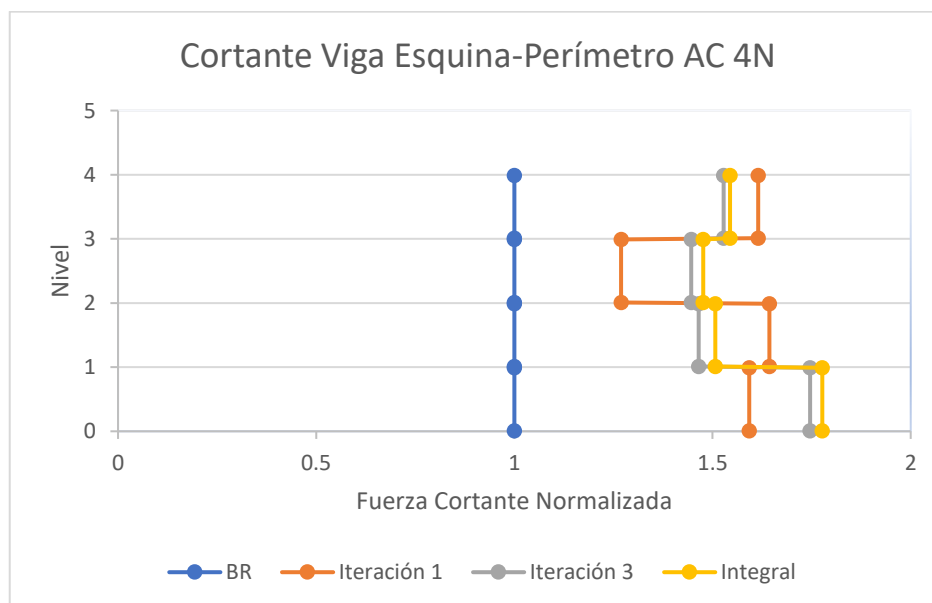


d)

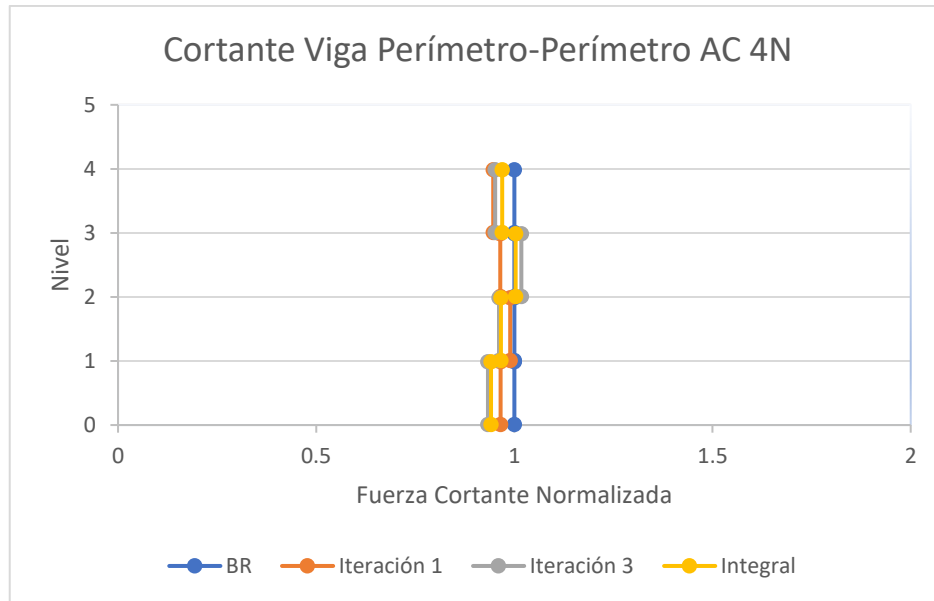
Gráfica 6.3-4 Momentos flectores en vigas normalizados de edificio de CR de cuatro niveles

En los gráficos 6.3-5 y 6.3-6, de manera similar, se muestran los resultados correspondientes a los elementos mecánicos normalizados de cortante y momento flector, respectivamente, del edificio de acero de cuatro niveles. De manera similar a los elementos mecánicos del edificio de concreto reforzado en los gráficos 6.3-5c y 6.3-5d se observan cambios casi nulos en los elementos mecánicos correspondientes al cortante de las vigas centro – centro y perímetro – perímetro, así mismo en los gráficos 6.3-6c y 6.3-6d, que corresponden a los elementos mecánicos correspondientes a los momentos flectores de los mismos elementos.

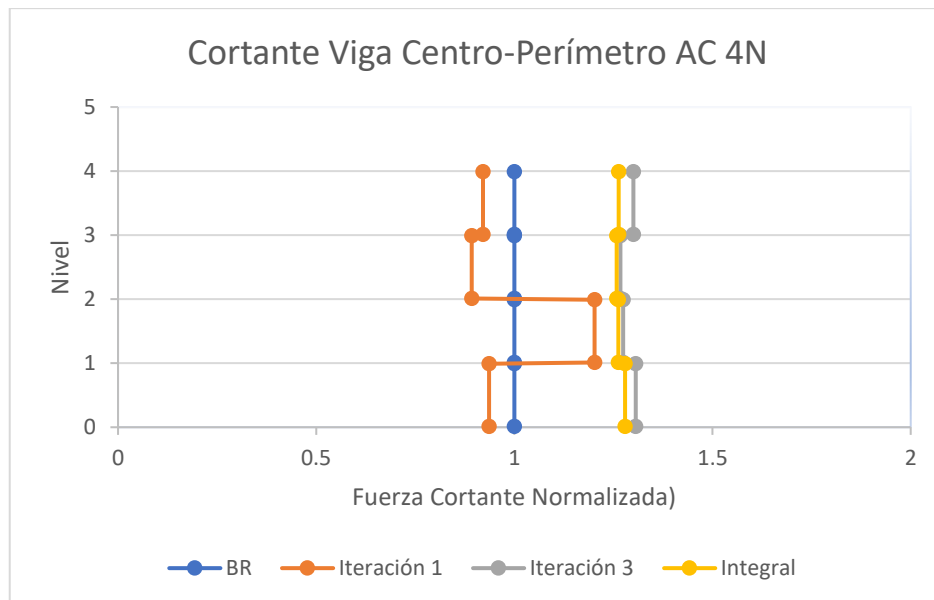
Los cortantes y momentos flectores se observa un aumento de hasta un 70% en el cortante del elemento viga esquina – perímetro, mientras que para el caso del momento flector se observa hasta un aumento máximo de tres veces el momento obtenido a través del método con base rígida.



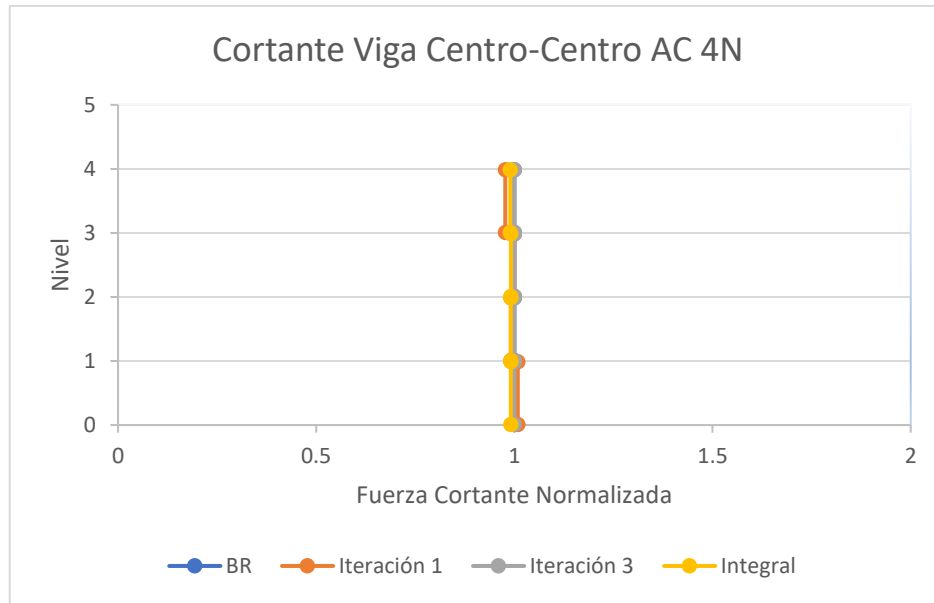
a)



b)

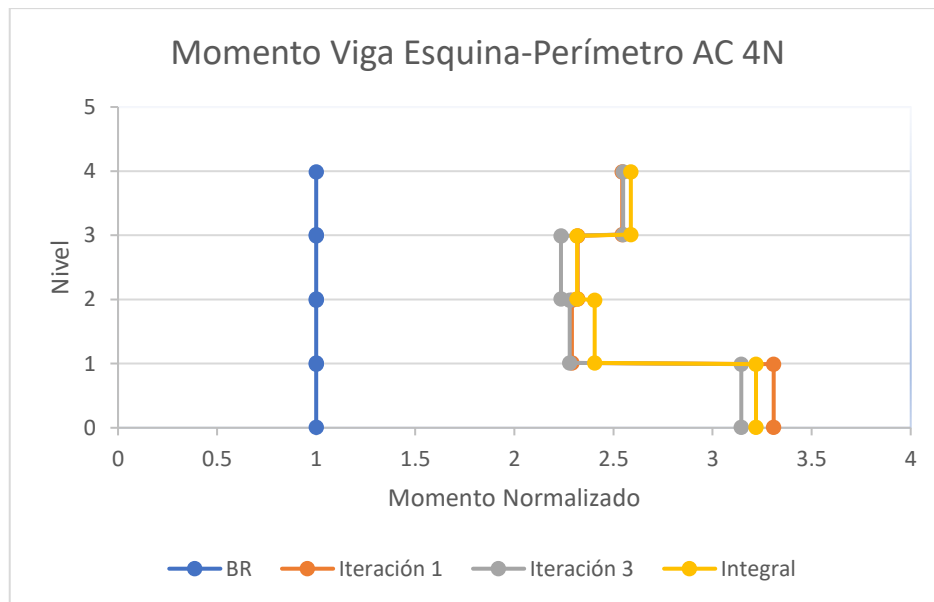


c)

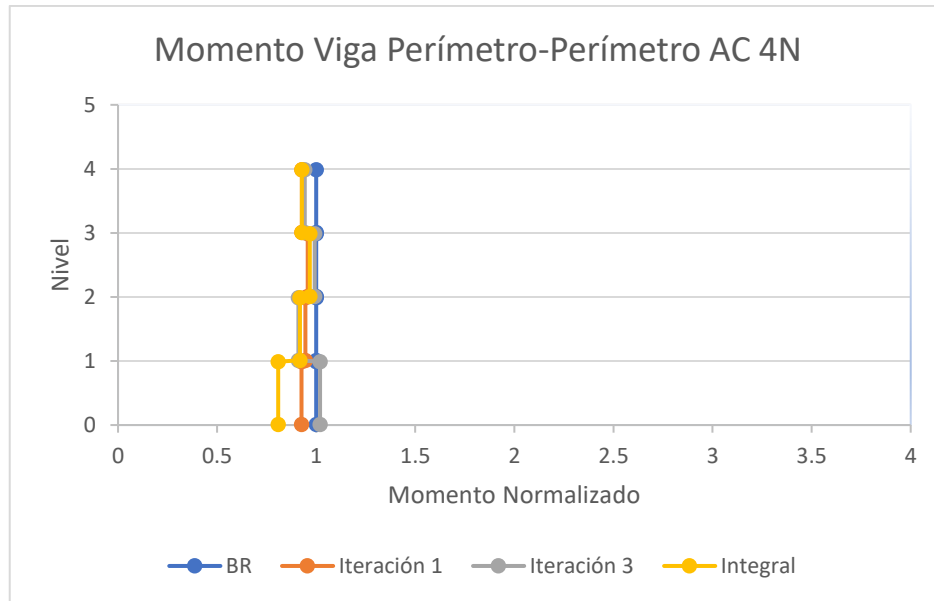


d)

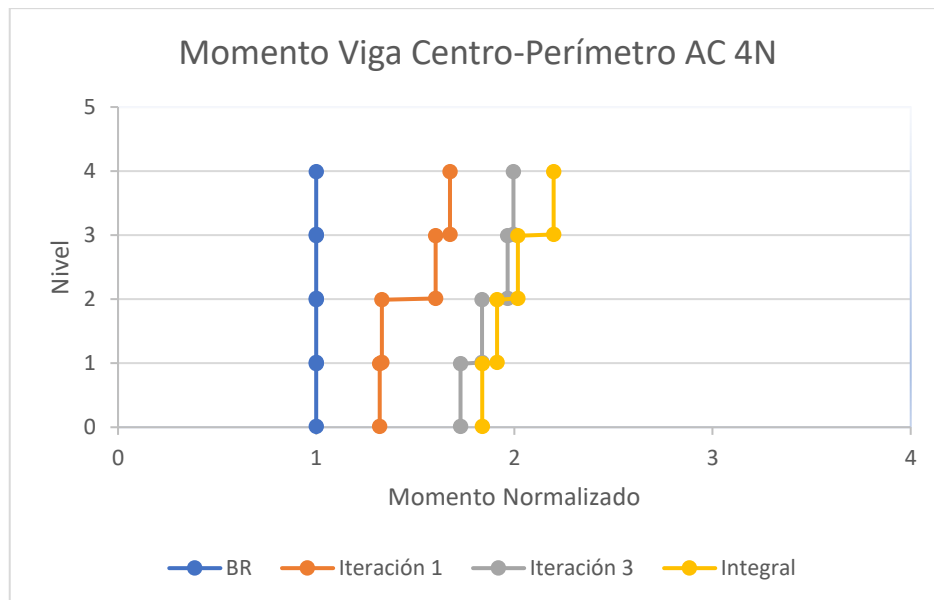
Gráfica 6.3-5 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de acero de cuatro niveles



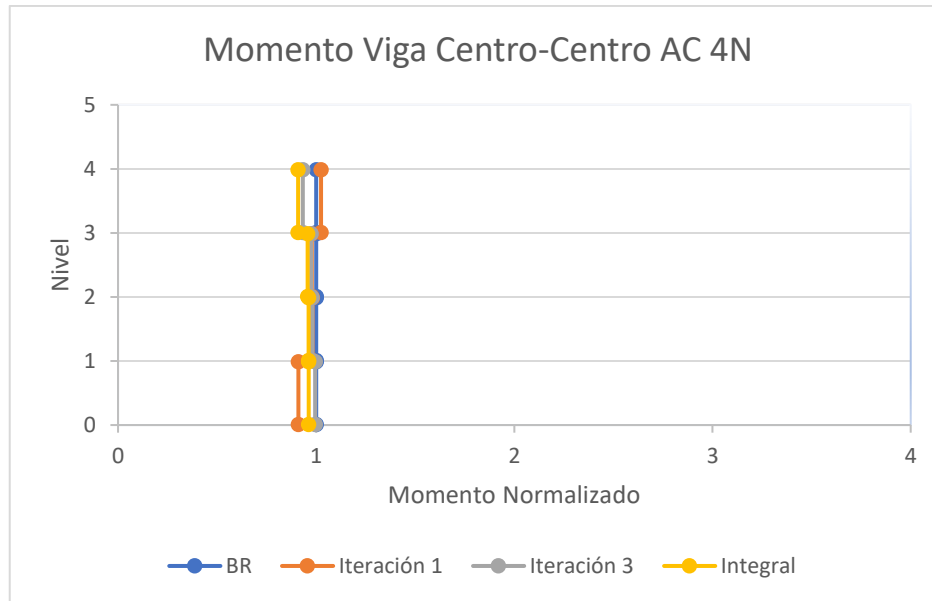
a)



b)



c)



d)

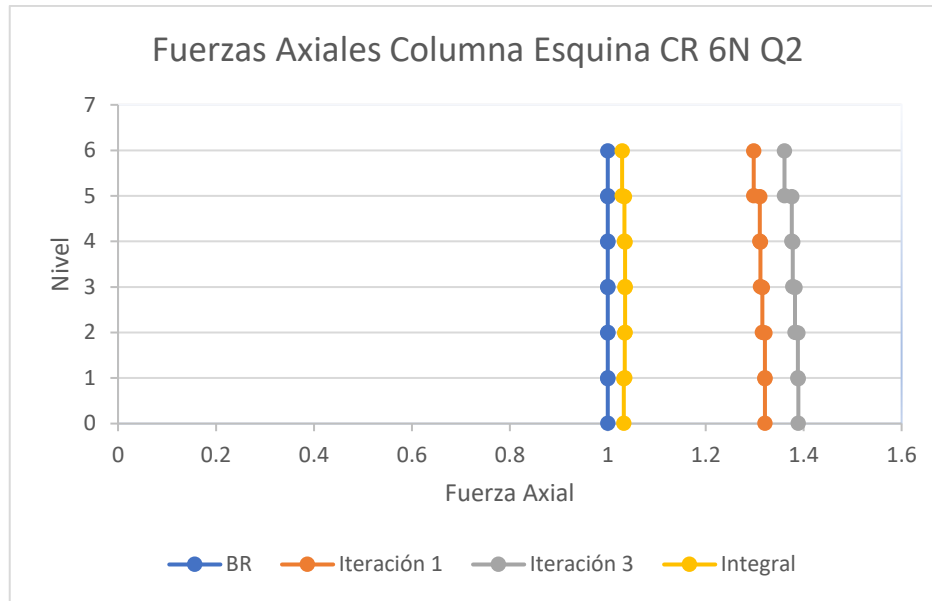
Gráfica 6.3-6 Momentos flectores en vigas normalizados de edificio de acero de cuatro niveles

6.3.2 Elementos mecánicos edificios bajos de seis y siete niveles

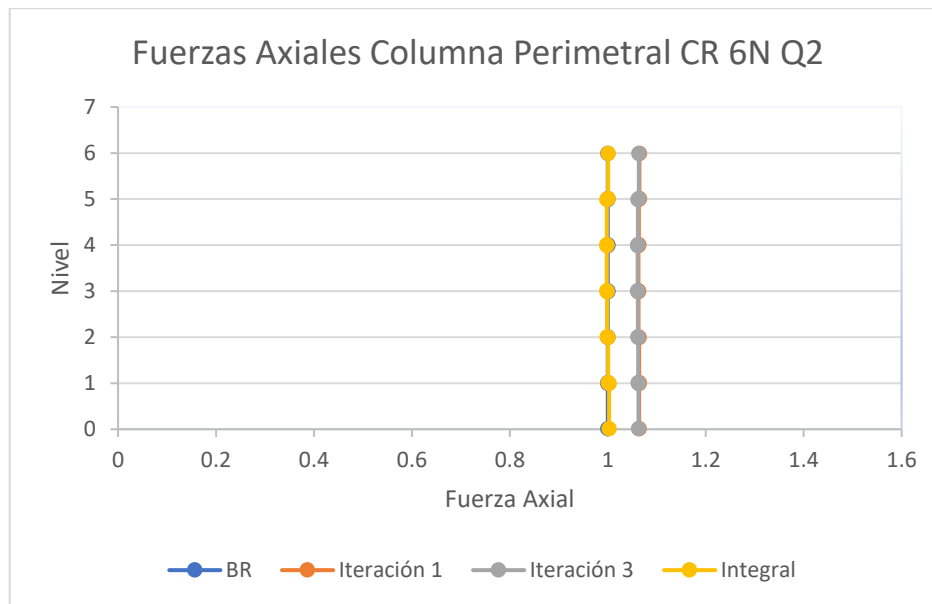
6.3.2.1 Fuerzas axiales en columnas

En la gráfica 6.3.7a) se muestra en color azul una línea a lo largo de uno, pues es la normalización de los elementos mecánicos del edificio de concreto reforzado de seis niveles diseñado con un $Q=2$ y modelado en base rígida normalizado a los resultados de sí mismo, con colores iguales a la sección 6.2 se muestran los resultados de los modelos primera iteración, tercera iteración e integral, con colores naranja gris y amarillo, respectivamente.

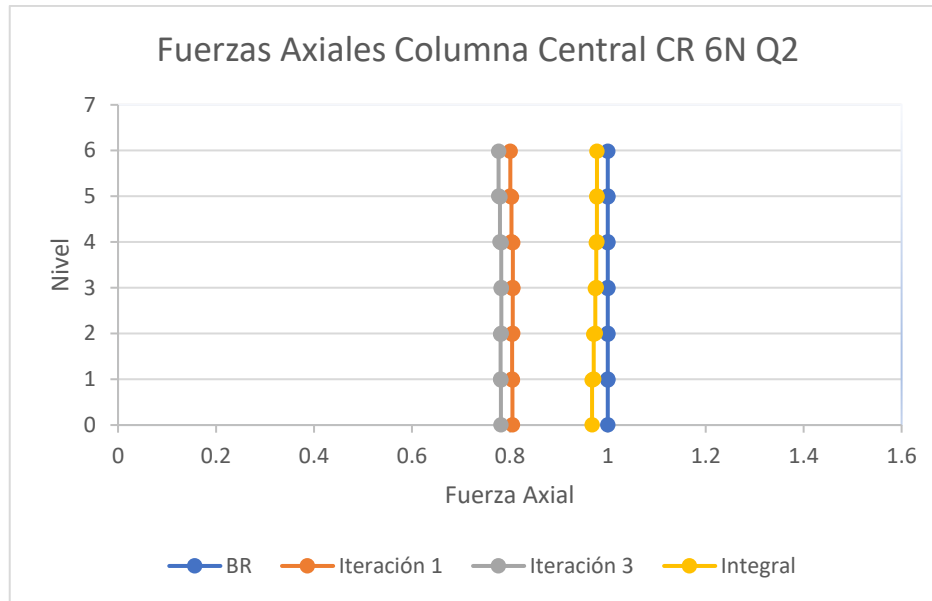
En las gráficas 6.3-7a, 6.3-8a y 6.3-9a, se observa que la columna de la esquina, en los dos casos de los edificios denominados en el presente trabajo como edificios bajos, modelando la interacción entre el suelo y la estructura, existe un incremento en las fuerzas axiales de entre 30 y 40% con respecto al modelo con base rígida.



a)



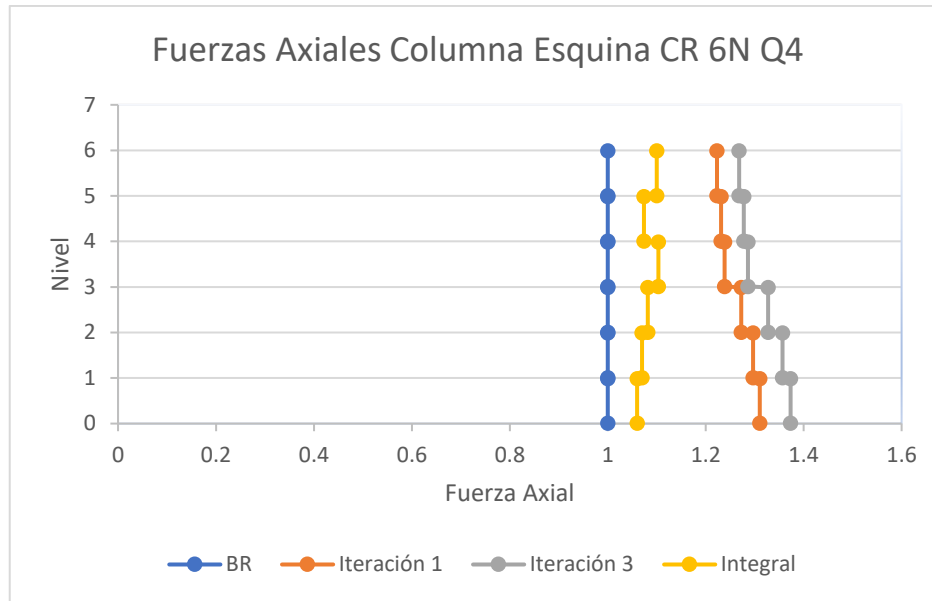
b)



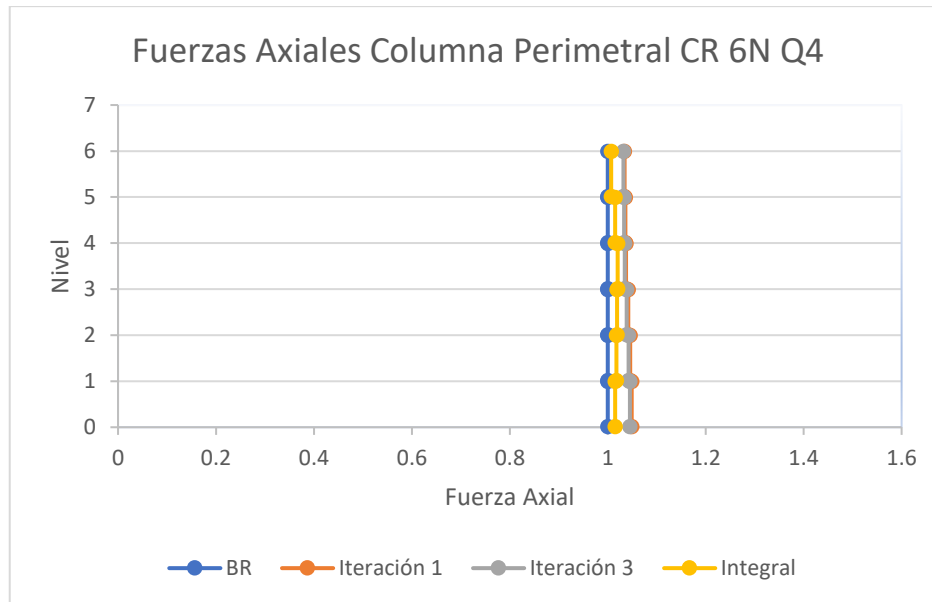
c)

Gráfica 6.3-7 Fuerzas axiales normalizadas edificio CR de seis niveles Q=2

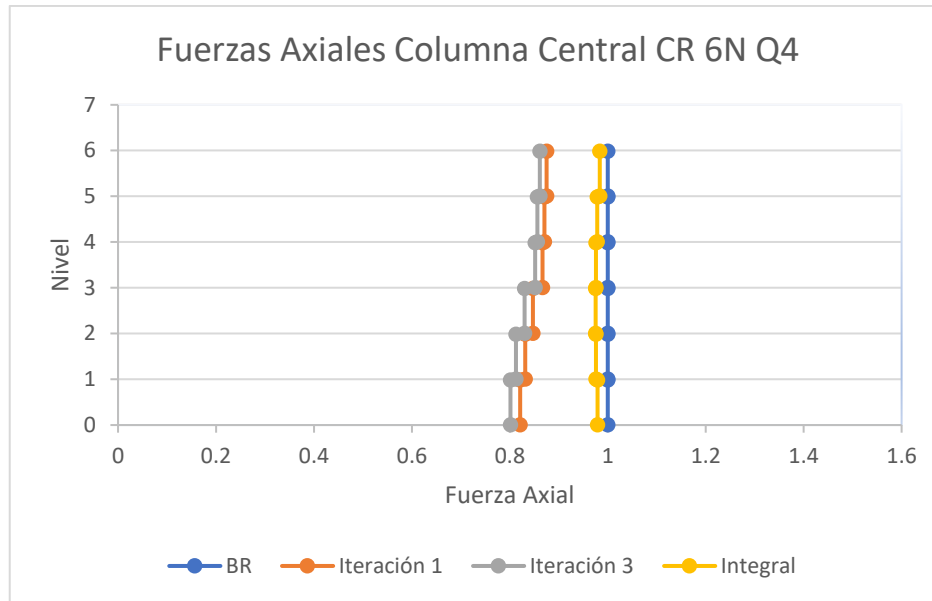
En el caso de las columnas perimetrales (gráficas 6.3-7b, 6.3-8b y 6.3-9b), se observa un ligero cambio en las fuerzas axiales de las mismas, con máximo de variación de 5%. Los métodos iterativos muestran cambios ligeramente mayores a los de base rígida, mientras que el método integral reduce en la misma proporción las descargas de fuerzas axiales del mismo sistema. Para el caso de las columnas perimetrales, se considera que la variación es mínima y el comportamiento se considera estable en comparación con las variaciones de los elementos mecánicos en las columnas de esquina, o bien, en las columnas centrales donde el edificio de concreto muestra variaciones donde reducen las fuerzas hasta en un 20% mientras que en el de acero se observan variaciones donde reducen las fuerzas hasta en un 15% en los modelos iterativos (gráficas 6.3-7c, 6.3-8c y 6.3-9c). A excepción de la columna perimetral del edificio de concreto, en el modelo integral siempre se observan resultados entre el modelo con base rígida y los modelos con métodos iterativos, aunque la mayoría de veces muy pegado a los modelos realizados con base rígida.



a)

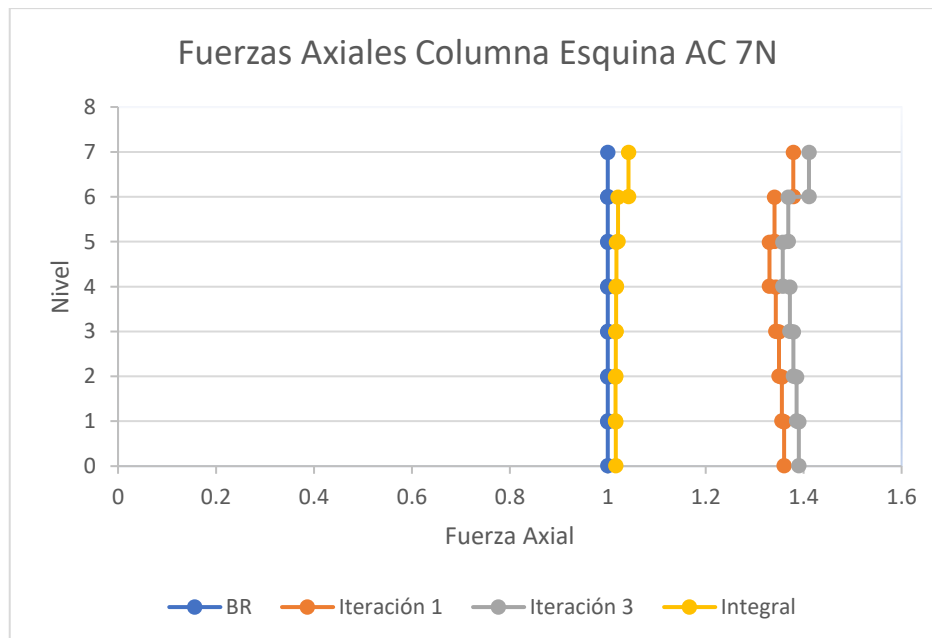


b)

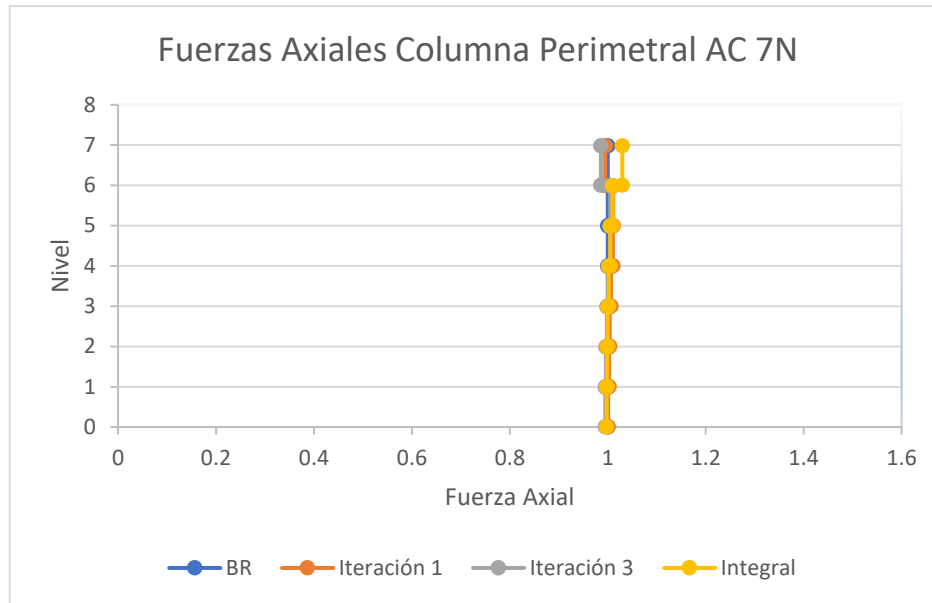


c)

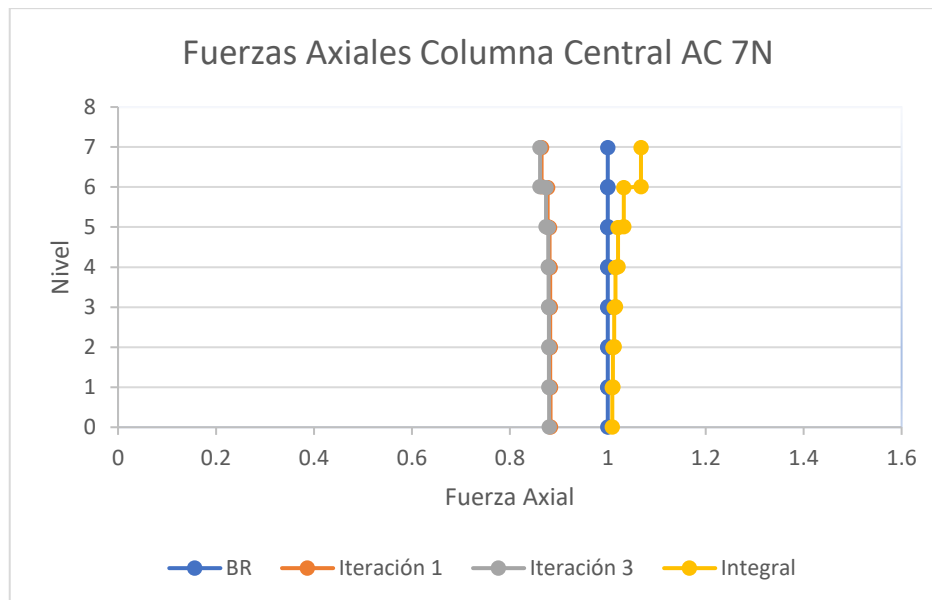
Gráfica 6.3-8 Fuerzas axiales normalizadas edificio CR de seis niveles $Q=4$



a)



b)



c)

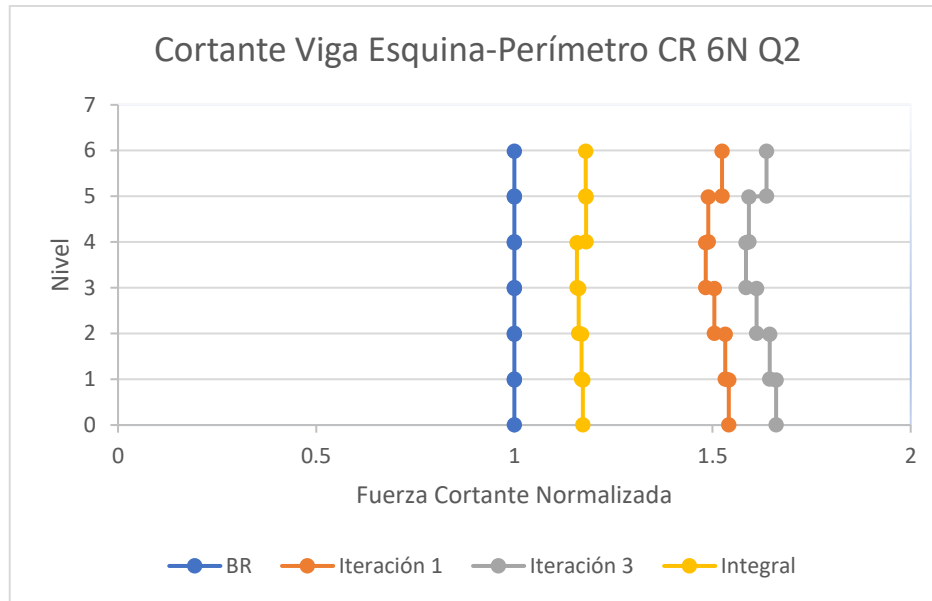
Gráfica 6.3-9 Fuerzas axiales normalizadas edificio de acero de siete niveles

6.3.2.2 Cortante y Momento en vigas

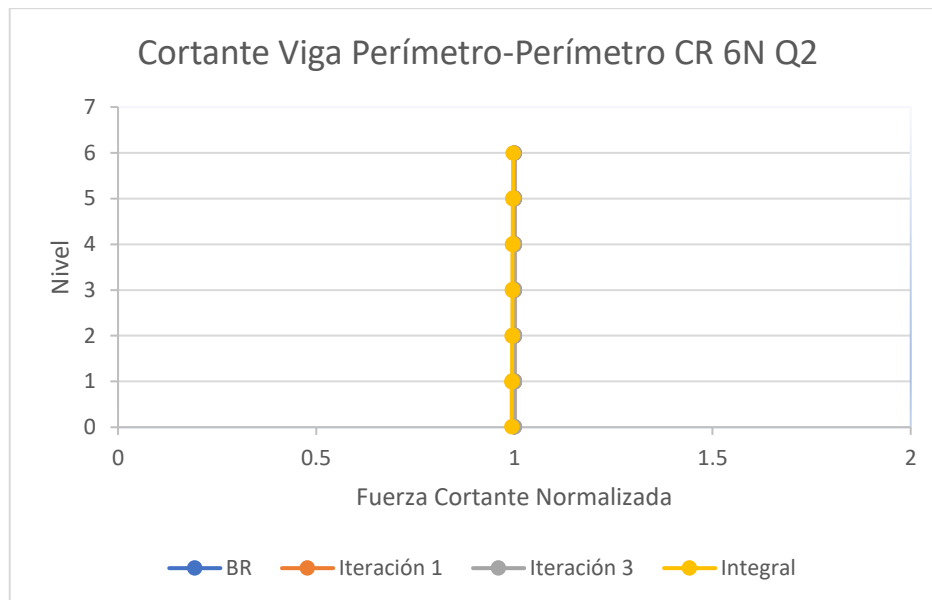
En los gráficos 6.3-10 y 6.3-11 se muestran, igual que en las secciones anteriores, los cortantes normalizados en vigas correspondientes a los edificios de concreto reforzado de

seis niveles diseñados con $Q=2$ y $Q=4$, respectivamente. En el gráfico 6.3-12 se muestran los cortantes normalizados en vigas correspondientes al edificio de acero de siete niveles. En los tres casos, los cortantes en las vigas centro – centro y perímetro – perímetro se observan estables sin variaciones en las magnitudes de los elementos mecánicos, se debe mencionar que en el cortante correspondiente a la viga perímetro – perímetro del edificio de acero de siete niveles, aunque es bastante estable en comparación con los elementos esquina – perímetro y centro – perímetro, muestra ciertos cambios que son notorios si se comparan con los mismos elementos de los edificios de concreto, su máximo cambio se observa en una disminución de hasta el 8%, respecto al modelo con base rígida, en la viga perímetro – perímetro del primer nivel.

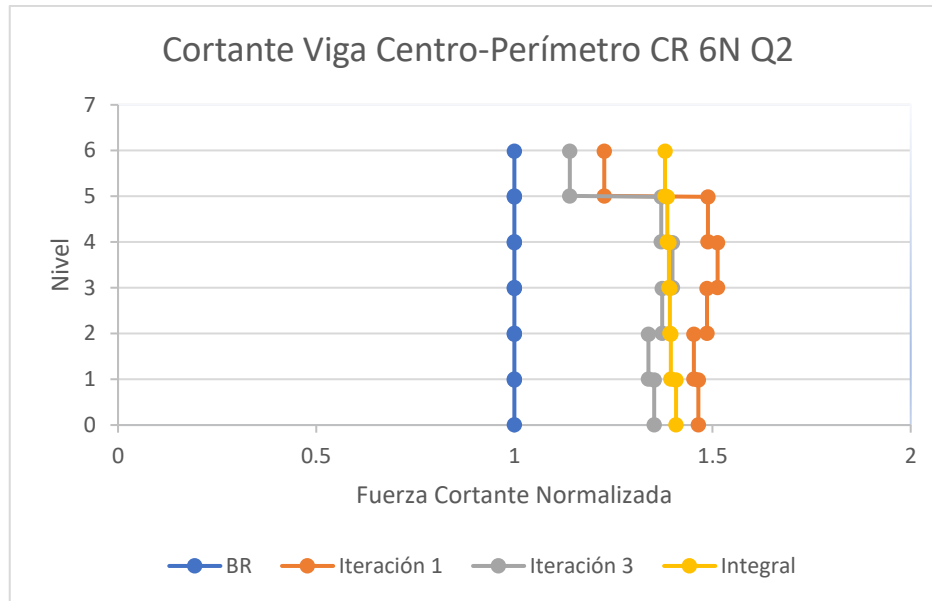
En los tres edificios, el cortante de las vigas centro – perímetro y esquina – perímetro se ve aumentado en un máximo de hasta 50% más debido a la Interacción Suelo - Estructura, respecto a los modelos realizados con base rígida. Lo mismo pasa con los elementos mecánicos correspondientes al momento flector, a excepción de el edificio de acero, en el que, tanto el cortante como el momento flector normalizado correspondiente a la viga esquina – perímetro y centro – perímetro es muy del modelo integral es muy parecida en magnitud, a los resultados obtenidos a través del análisis de la estructura modelada con base rígida.



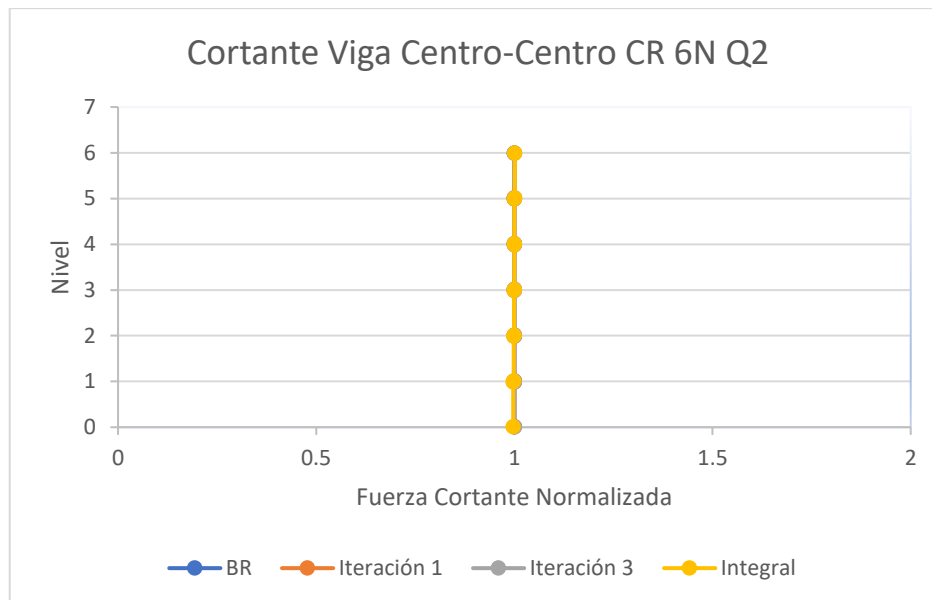
a)



b)

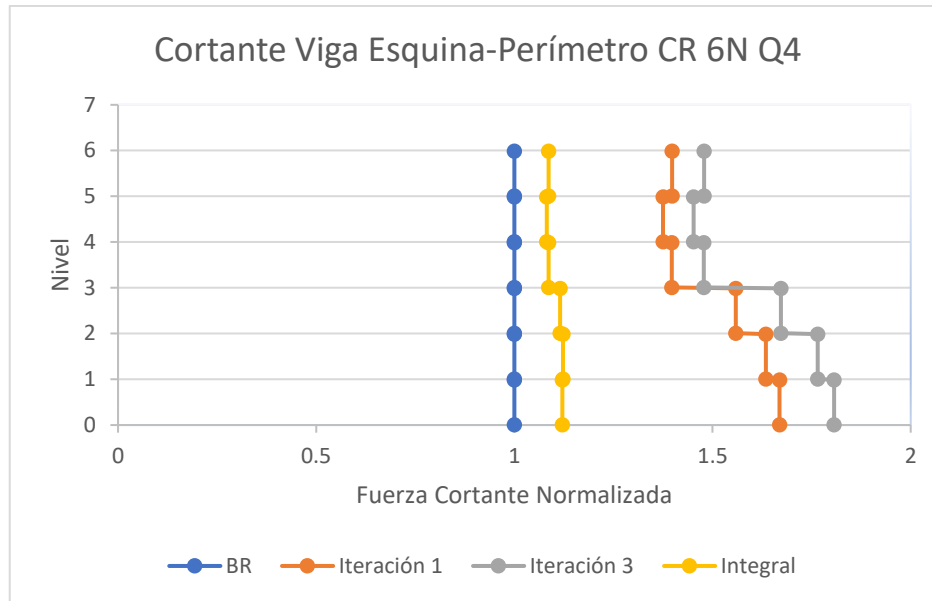


c)

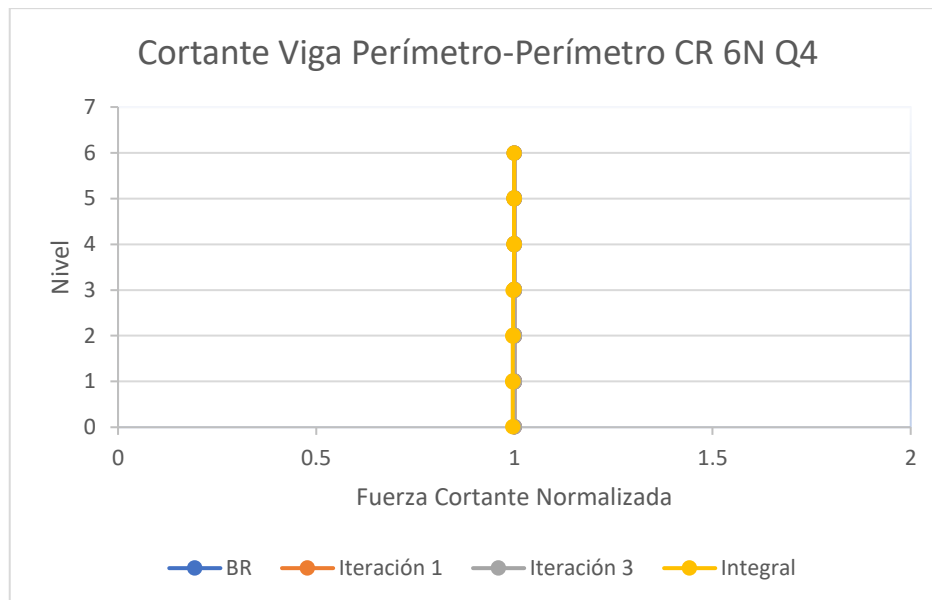


d)

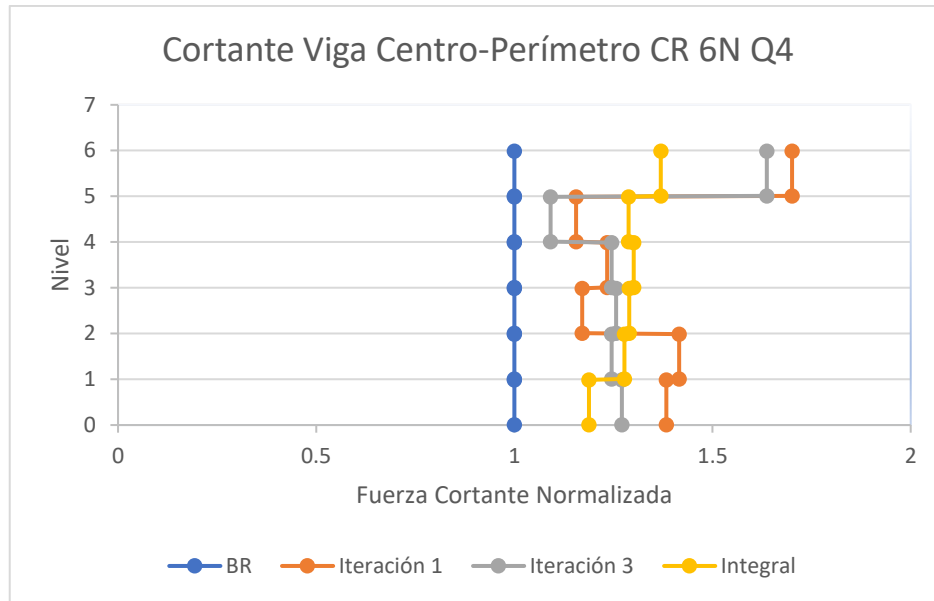
Gráfica 6.3-10 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de CR de seis niveles $Q=2$



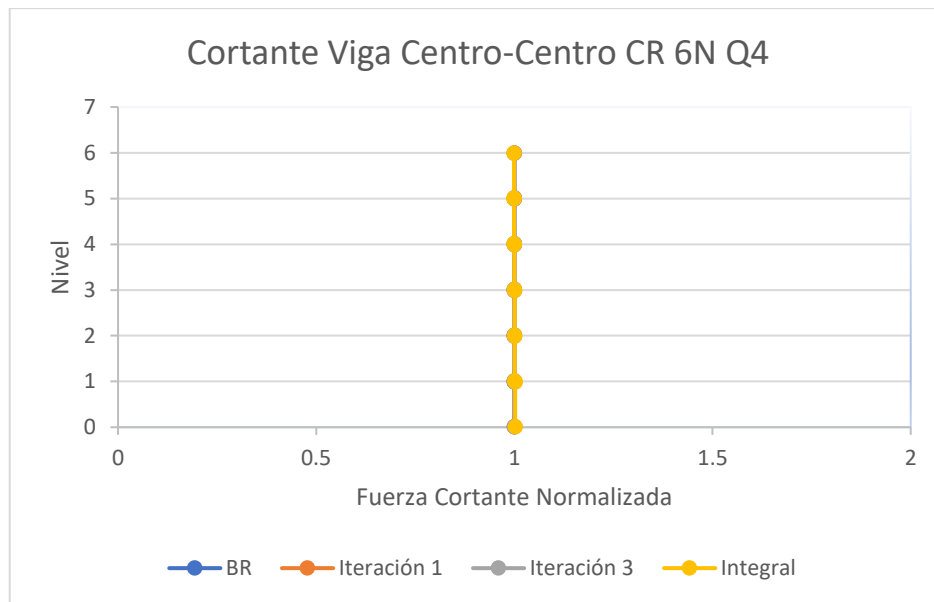
a)



b)

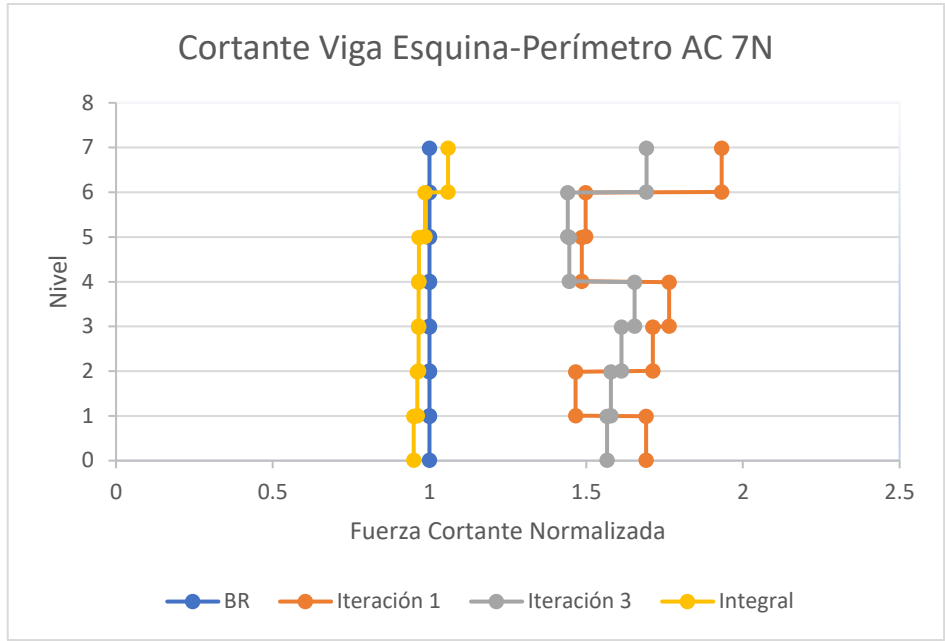


c)

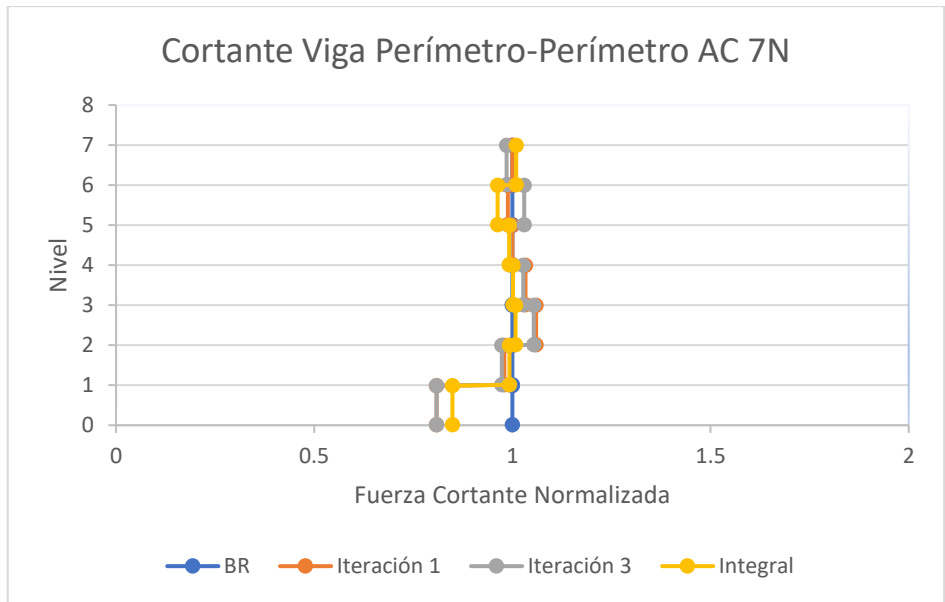


d)

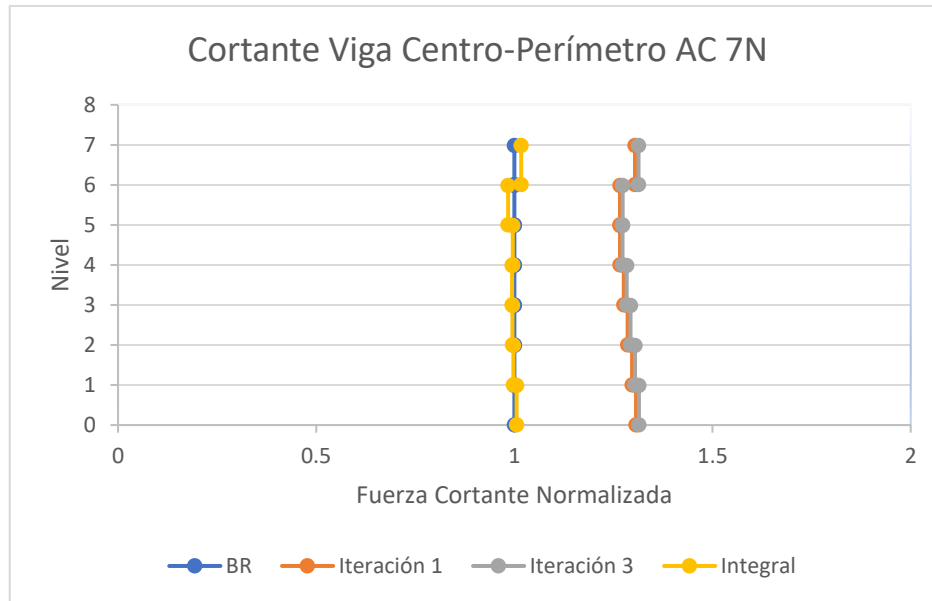
Gráfica 6.3-11 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de CR de seis niveles $Q=4$



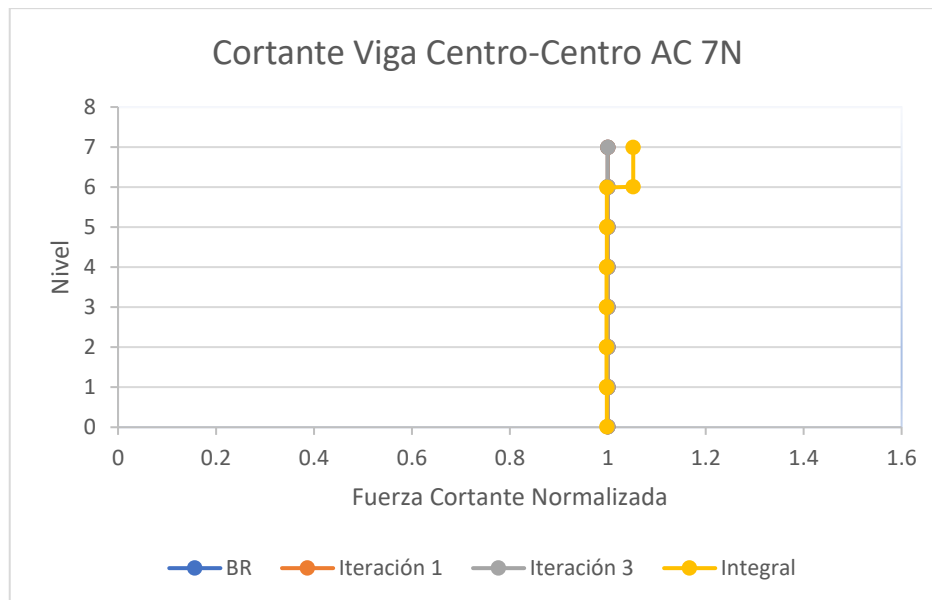
a)



b)



c)

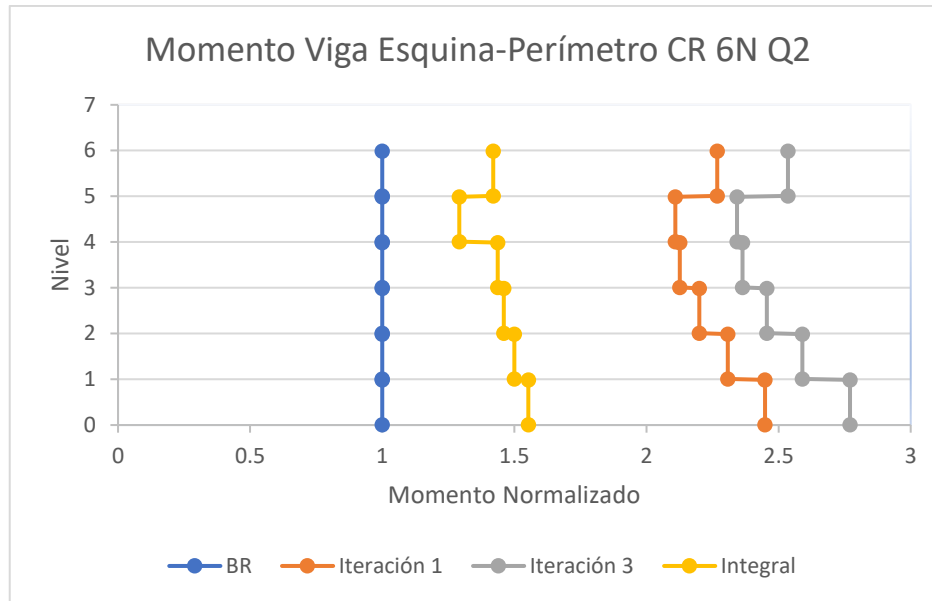


d)

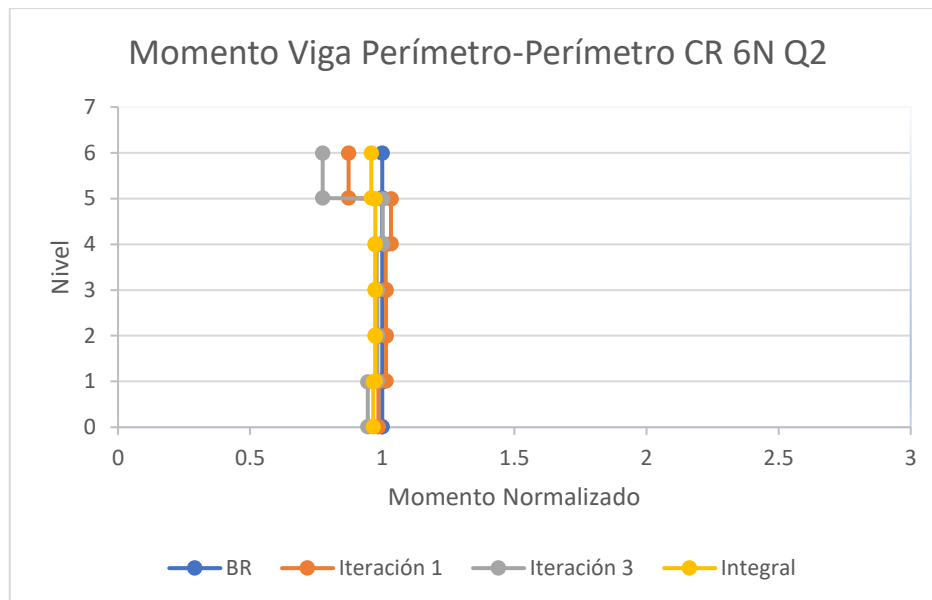
Gráfica 6.3-12 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de acero de siete niveles

En los gráficos 6.3-13 y 6.3-14 se muestran, igual que en las secciones anteriores, los momentos flectores normalizados en vigas correspondientes a los edificios de concreto reforzado de seis niveles diseñados con $Q=2$ y $Q=4$, respectivamente. En el gráfico 6.3-15 se muestran los momentos flectores normalizados en vigas correspondientes al edificio de acero de siete niveles. En los tres casos, los momentos flectores en las vigas centro – centro y perímetro – perímetro se observan estables con ligeras variaciones en las magnitudes de los elementos mecánicos, disminuyendo en un máximo de 5%, se debe mencionar que en el momento flector correspondiente a la viga perímetro – perímetro de los edificios de concreto reforzado de seis niveles, muestra un cambio abrupto en el último nivel en la magnitud del elemento mecánico considerando Interacción Suelo – Estructura disminuyendo su valor en ambos casos, su máximo cambio se observa en una disminución de hasta el 14%, respecto al modelo con base rígida, en la viga perímetro – perímetro del edificio de concreto reforzado de seis niveles diseñado con $Q=4$.

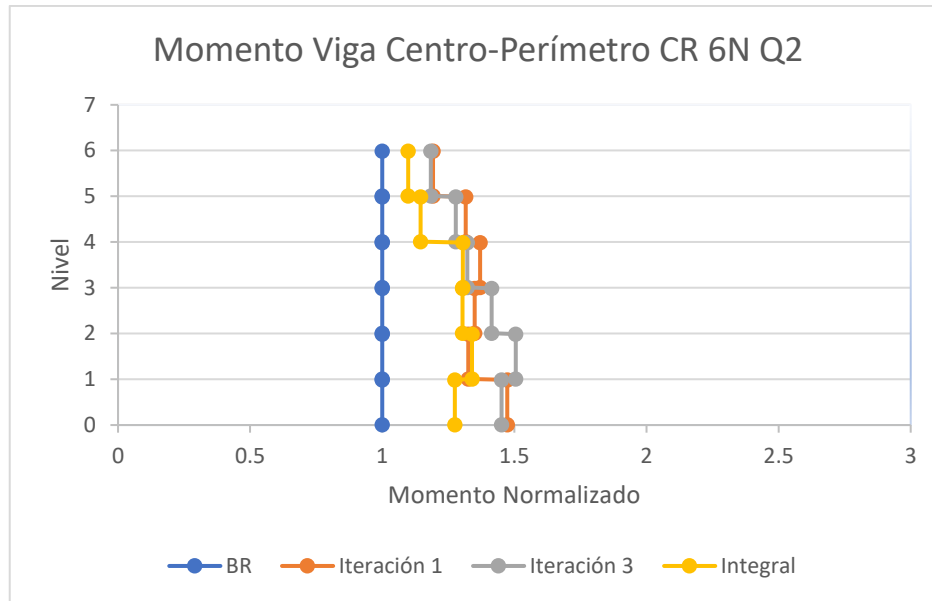
Como se mencionó en los párrafos anteriores, en el edificio de acero no se notan cambios debido a la Interacción Suelo - Estructura comparando el modelo integral respecto al modelo con base rígida.



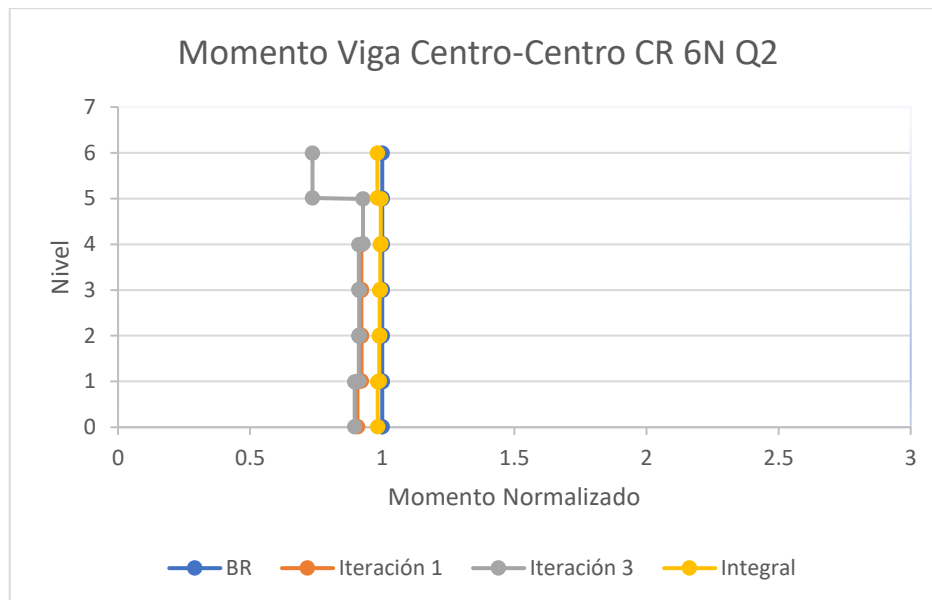
a)



b)

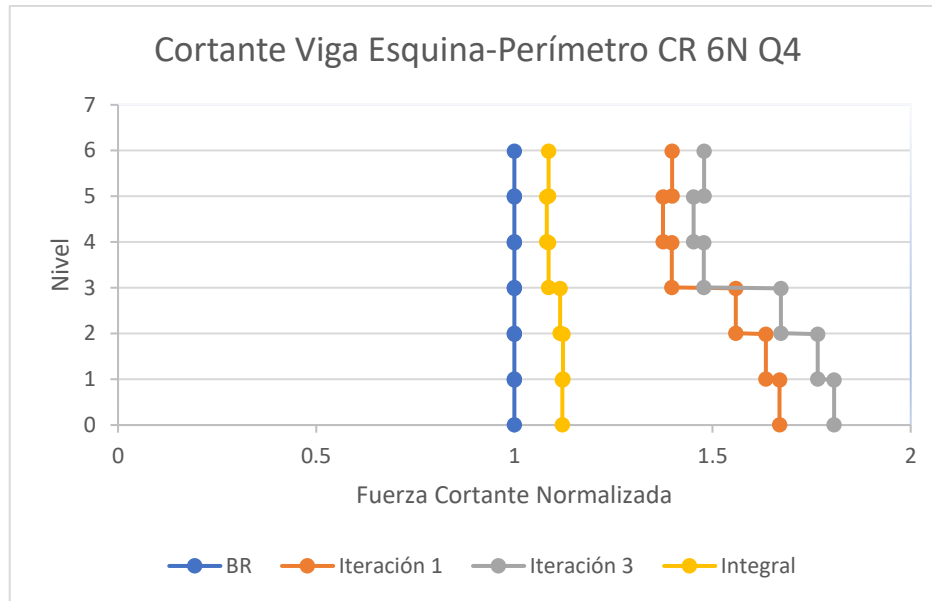


c)

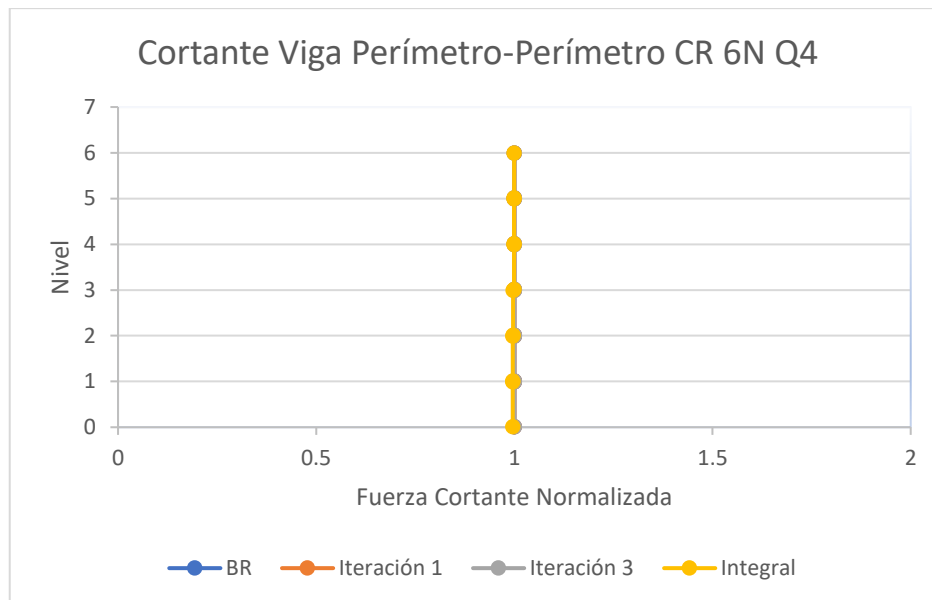


d)

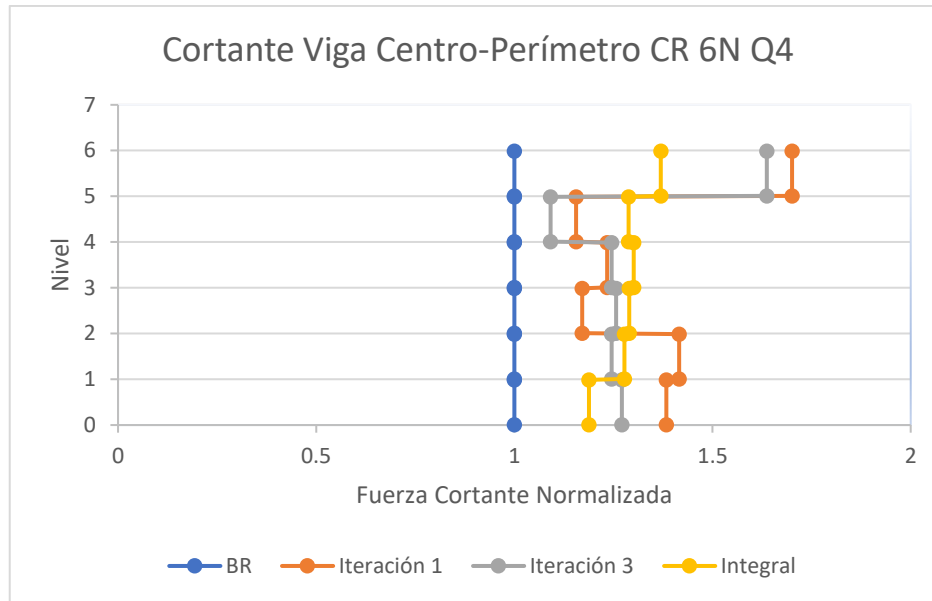
Gráfica 6.3-13 Momentos flectores normalizados en vigas de edificio de CR de seis niveles $Q=2$



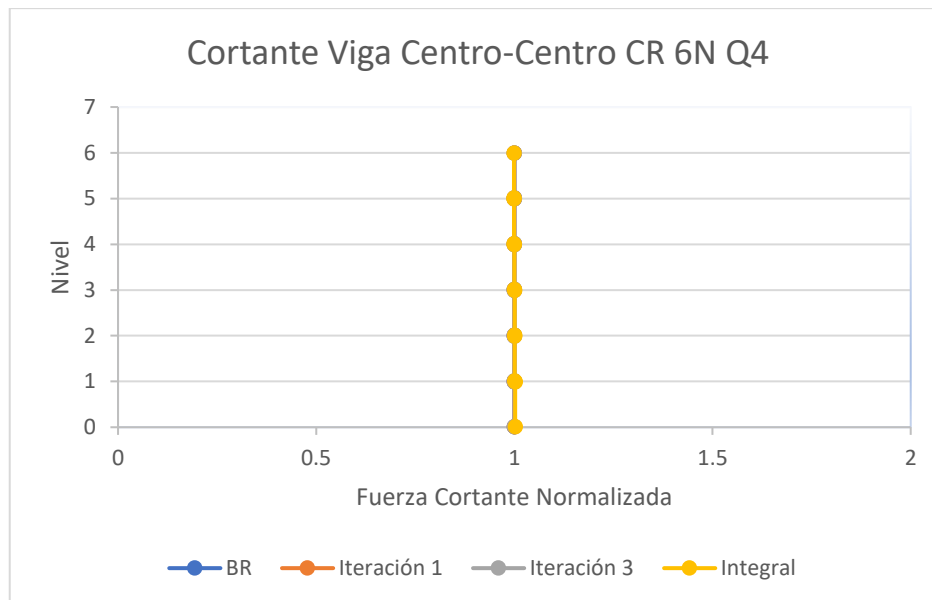
a)



b)

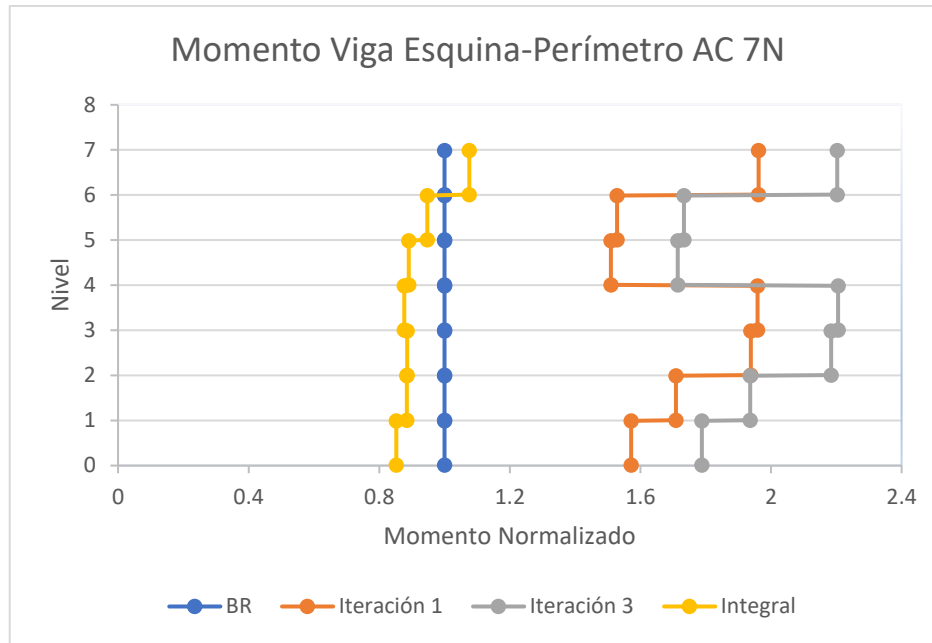


c)

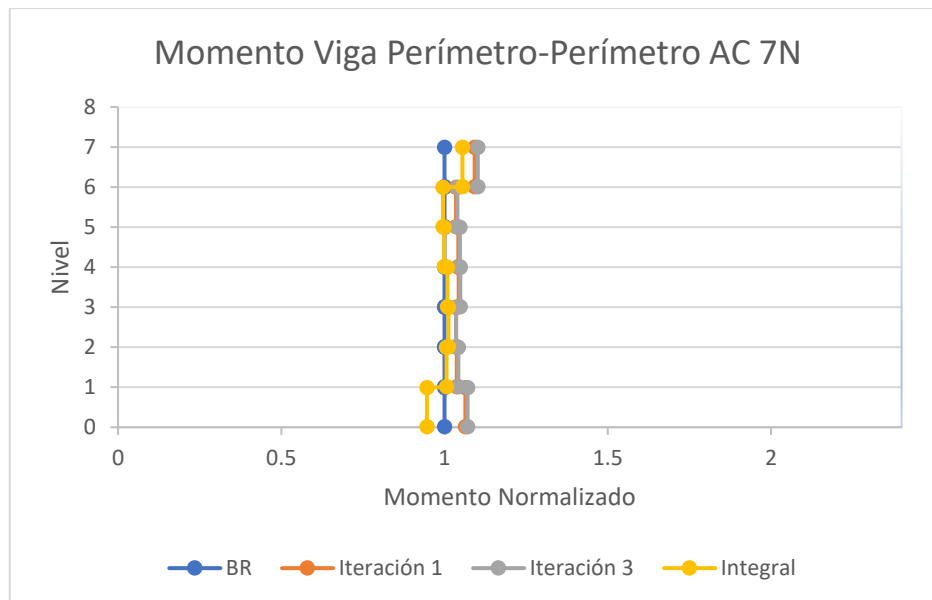


d)

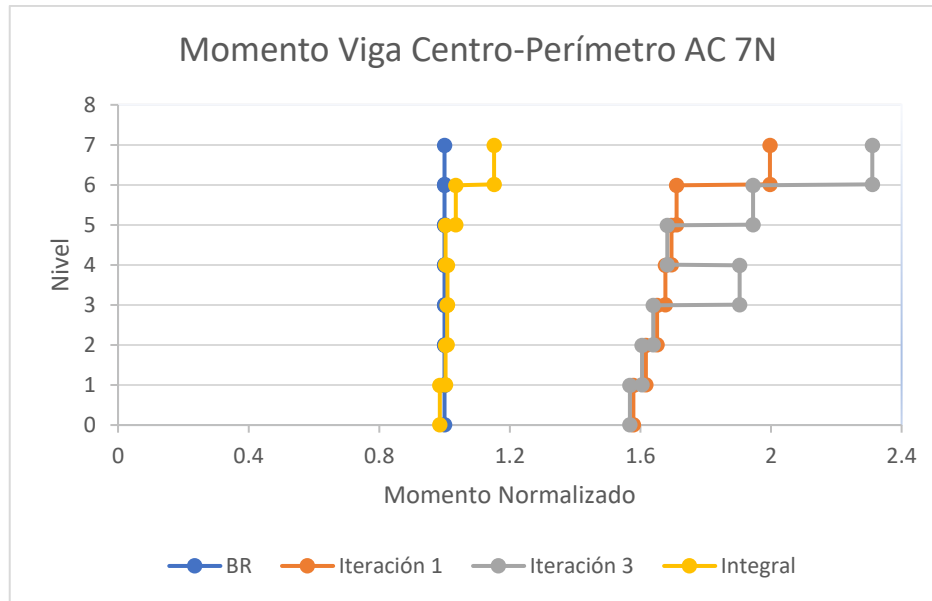
Gráfica 6.3-14 Momentos flectores normalizados en vigas de edificio de CR de seis niveles $Q=4$



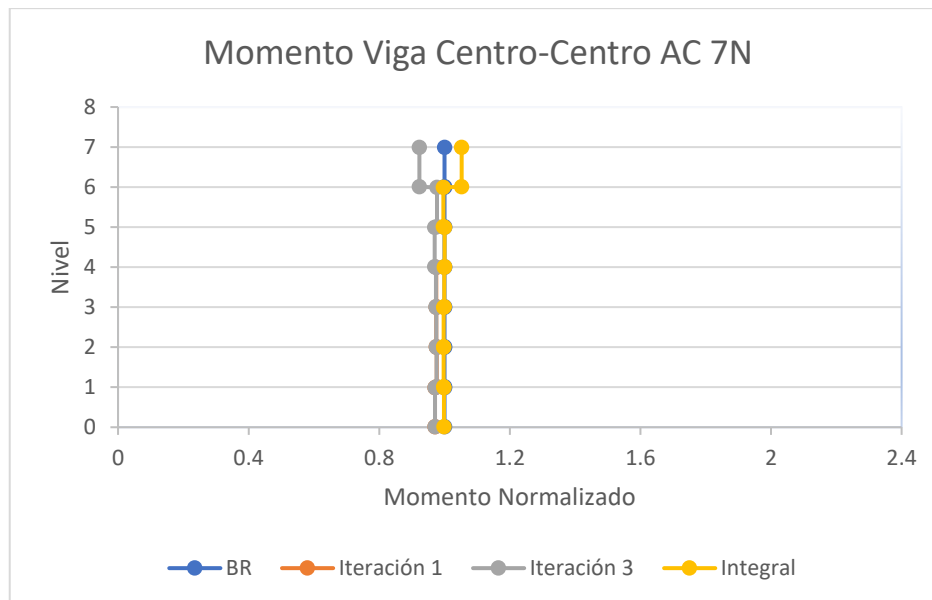
a)



b)



c)



d)

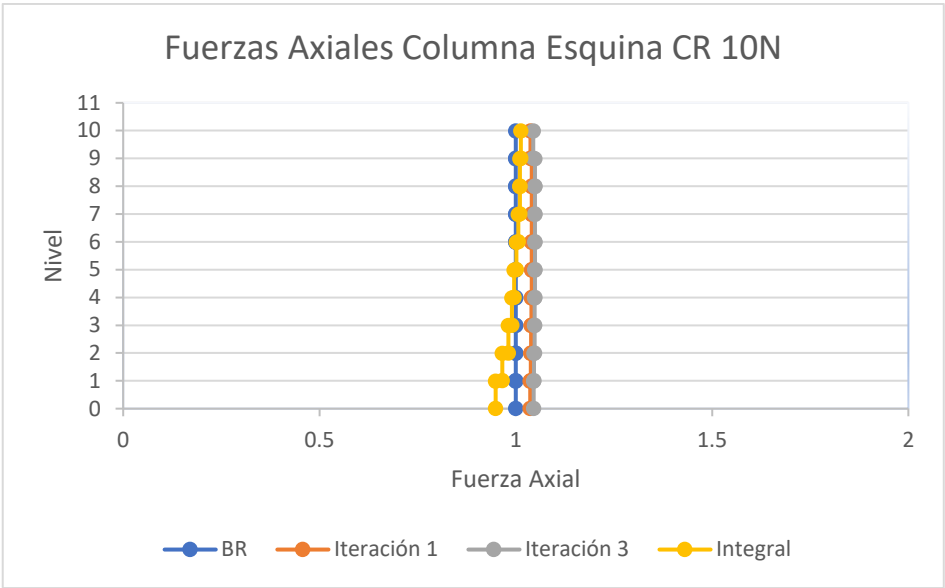
Gráfica 6.3-15 Momentos flectores normalizados en vigas de edificio de acero de siete niveles

6.3.3 Elementos mecánicos edificios medianos

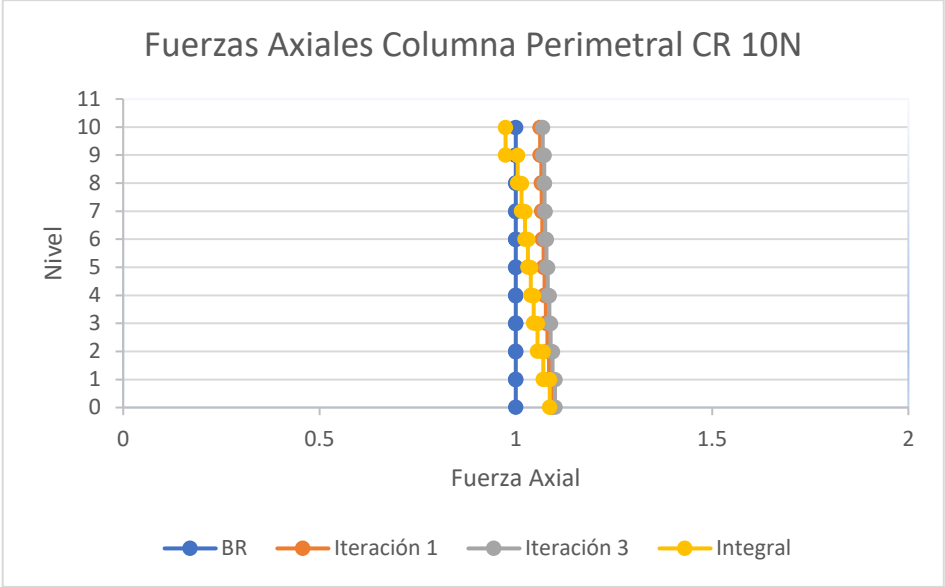
6.3.3.1 *Fuerzas axiales en columnas*

En los gráficos 6.3-16 y 6.3-17, se muestran los resultados de las fuerzas axiales normalizadas de los edificios, denominados en este trabajo como edificios medianos, los cuales son el edificio de concreto reforzado de diez niveles y el edificio de acero de diez niveles.

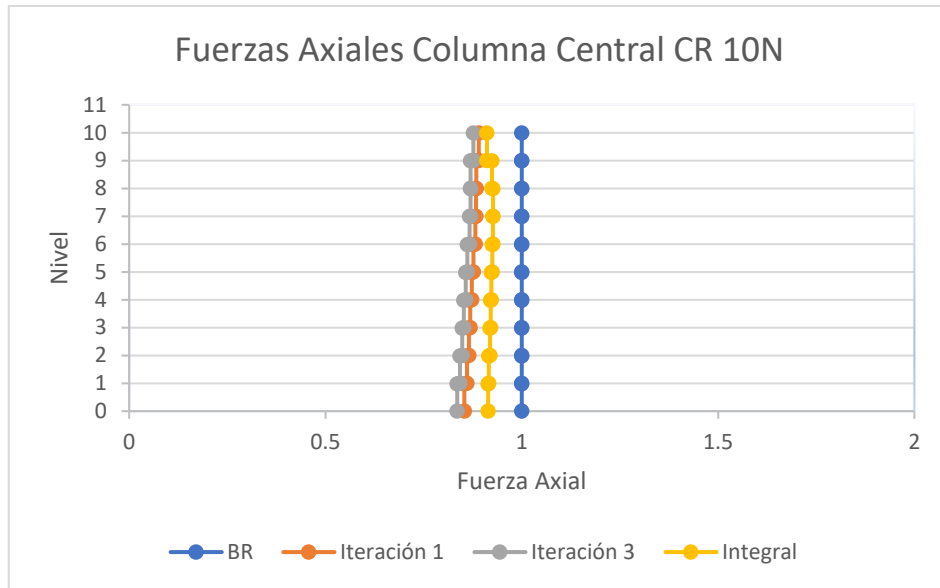
Los resultados del edificio de concreto reforzado de diez niveles se muestran en el gráfico 6.3-16, donde, de manera diferente a los casos anteriores, se observa que tanto la columna de esquina como la columna perimetral aumentan la dimensión de las fuerzas axiales en los elementos oscilando entre un 6 y 13 % de aumento, se observa que en la altura, los cambios van decreciendo en porcentaje comparando con los elementos mecánicos axiales de las columnas obtenidas con el análisis con base rígida. Las columnas centrales que se observan en la figura 6.3-16c muestran una disminución de fuerza axial de hasta en 21% en la columna del primer nivel, disminuyendo el cambio en la altura, donde se observa que en el último nivel se obtiene una disminución de un 10% en la fuerza axial obtenida con Interacción Suelo – Estructura comparando con los resultados obtenidos a través del análisis de la estructura con base rígida.



a)



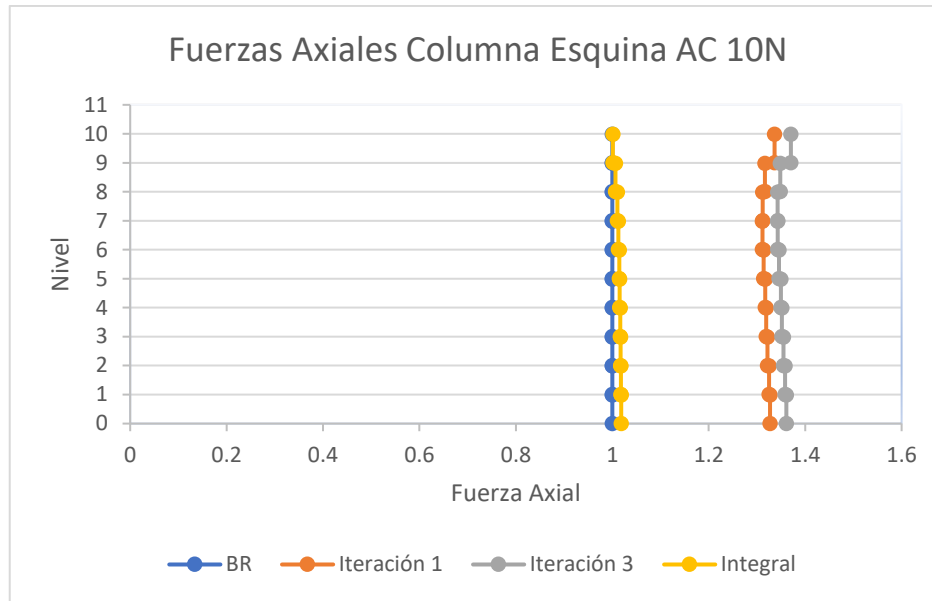
b)



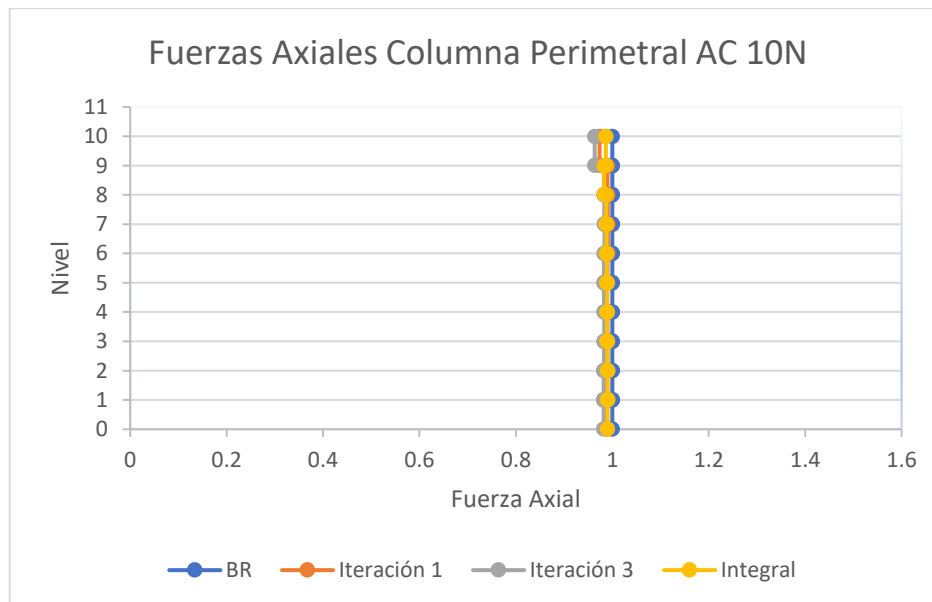
c)

Gráfica 6.3-16 Fuerzas axiales normalizadas edificio CR de diez niveles

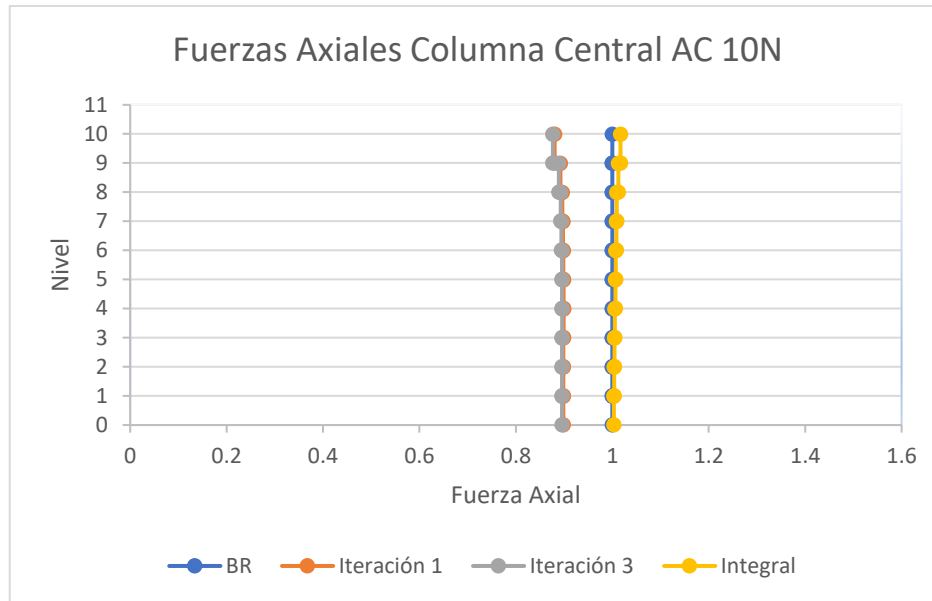
En el edificio de acero, en los gráficos 6.3-17 se muestran cambios un poco más notables, donde se observa un aumento en las fuerzas axiales de la columna de esquina con hasta un 40% de aumento respecto a los resultados obtenidos a través del análisis de la estructura con base rígida. De manera similar a los edificios bajos y medianos, la columna perimetral no presenta cambios que se puedan considerar para determinar que los cambios debido a la Interacción Suelo – Estructura afecten a la columna. En la gráfica 6.3-17c se observa que la columna central presenta una disminución de alrededor de un 12% en elementos mecánicos axiales, cediendo esta carga a la columna de esquina, en una redistribución de fuerzas en el que el sistema se ve obligado a equilibrar la bajada de cargas a través de otros elementos.



a)



b)

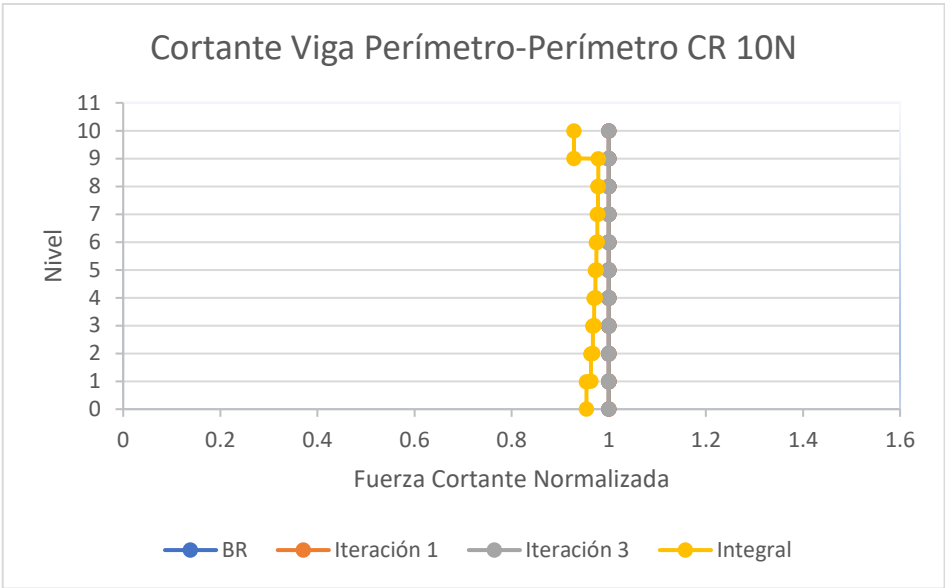


c)

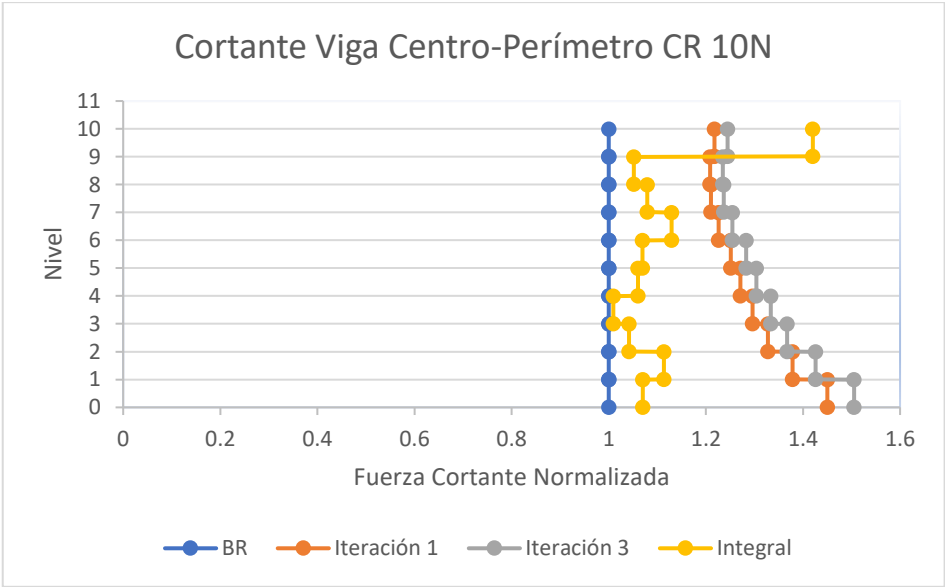
Gráfica 6.3-17 Fuerzas axiales normalizadas edificio acero de diez niveles

6.3.3.2 Cortantes y Momentos en vigas

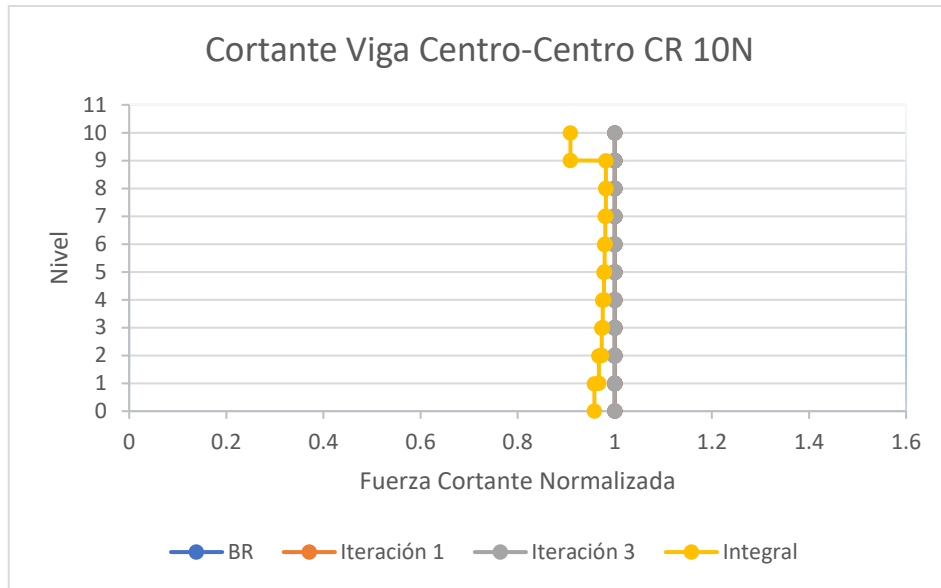
En las gráficas 6.3-18 y 6.3-19 se muestran los resultados de las fuerzas cortantes normalizadas respecto a las estructuras modeladas con base rígida, de los edificios de concreto reforzado y de acero de diez niveles, respectivamente. De la misma manera que todos los edificios anteriores, los elementos mecánicos correspondientes al cortante de las vigas centro – centro y perímetro – perímetro no presentan cambios para considerar que la Interacción Suelo – Estructura los afecta, aunque en el nivel de azotea de ambos edificios, el elemento mecánico tiene un cambio ligero en comparación al elemento mecánico de la misma viga realizado con el modelo de la estructura con base rígida.



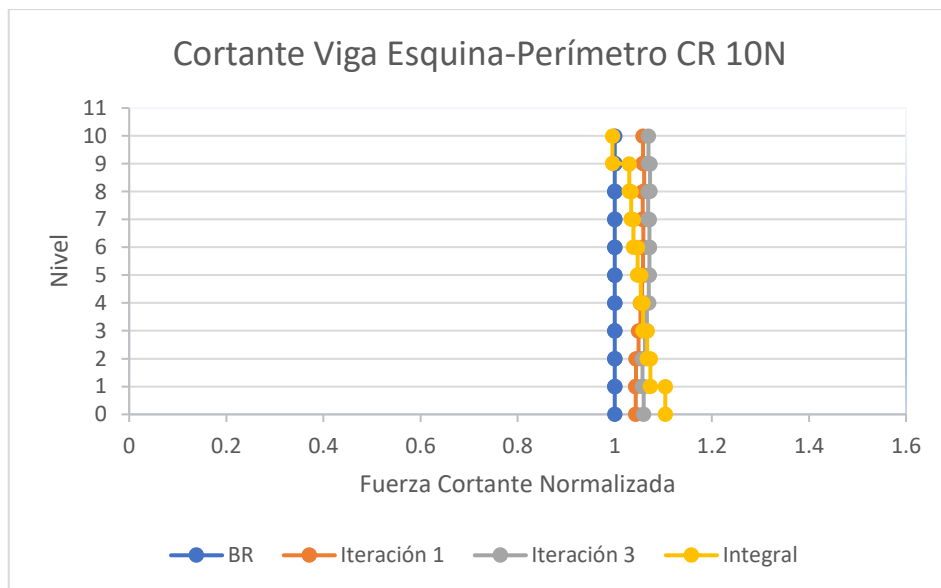
a)



b)



c)



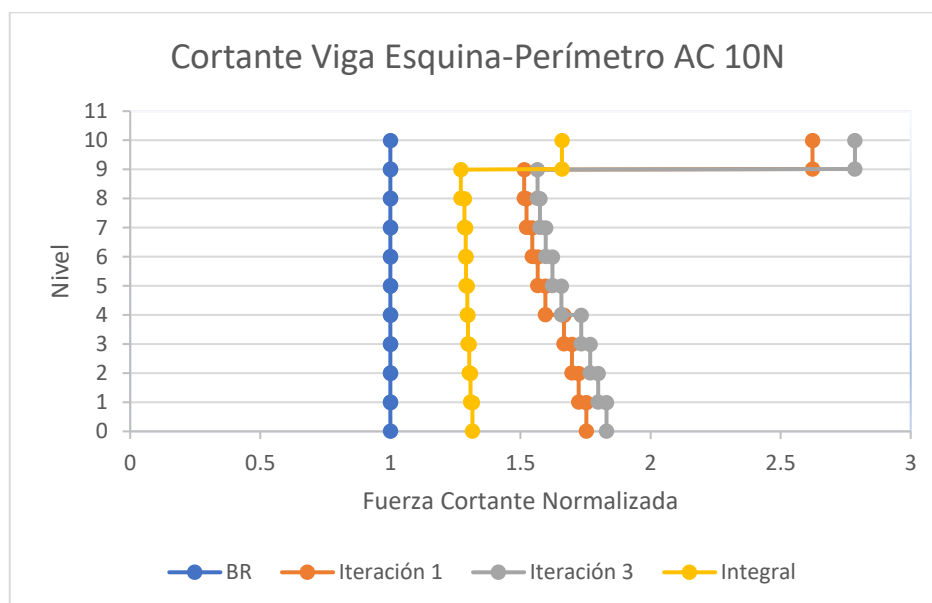
d)

Gráfica 6.3-18 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de CR de diez niveles

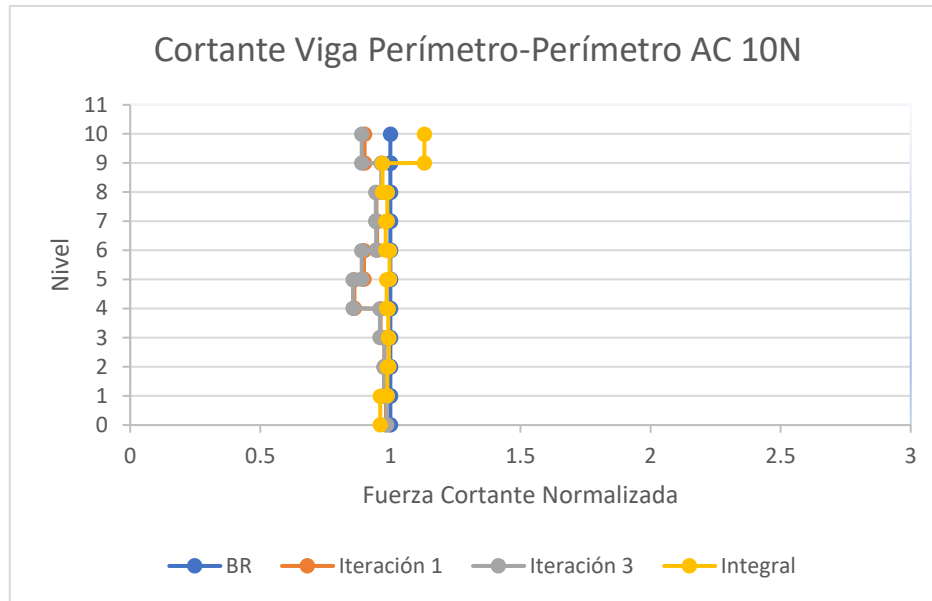
En las gráficas 6.3-18a y 6.319a se observa el aumento en el cortante debido a la Interacción suelo estructura en la viga esquina – perímetro de los edificios de concreto

reforzado y de acero, respectivamente. La viga esquina – perímetro del edificio de acero de diez niveles muestra un aumento de cortante de hasta 1.8 veces el cortante obtenido mediante el modelo con base rígida, mientras que la misma viga del edificio de concreto reforzado de diez niveles muestra un aumento máximo en el nivel inferior de un 17%.

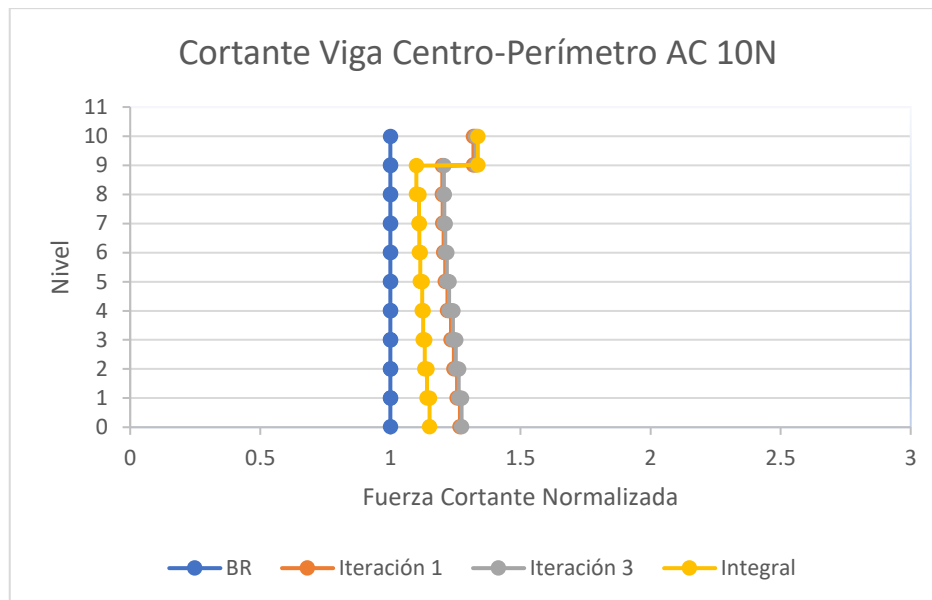
Los cortantes en la de la viga perímetro – centro (gráficas 6.18c y 6.319c), en el caso de el edificio de concreto reforzado presentan un aumento máximo de 48% en el elemento mecánico correspondiente a la fuerza cortante a la que está sometida la viga, mientras que, para el caso del edificio de acero, se observa un aumento de un 32% en el mismo elemento mecánico. Ambos, disminuyendo su cambio en la altura.



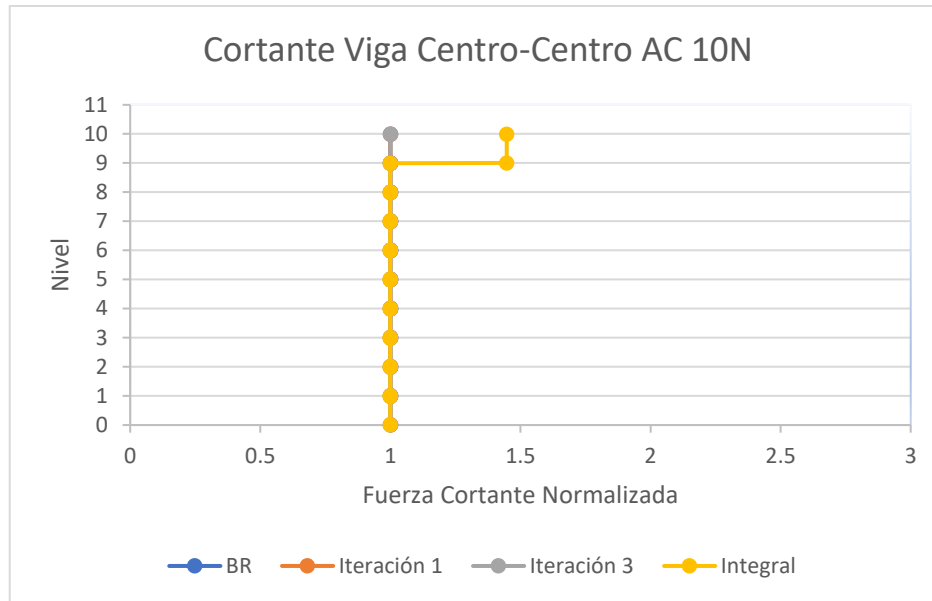
a)



b)



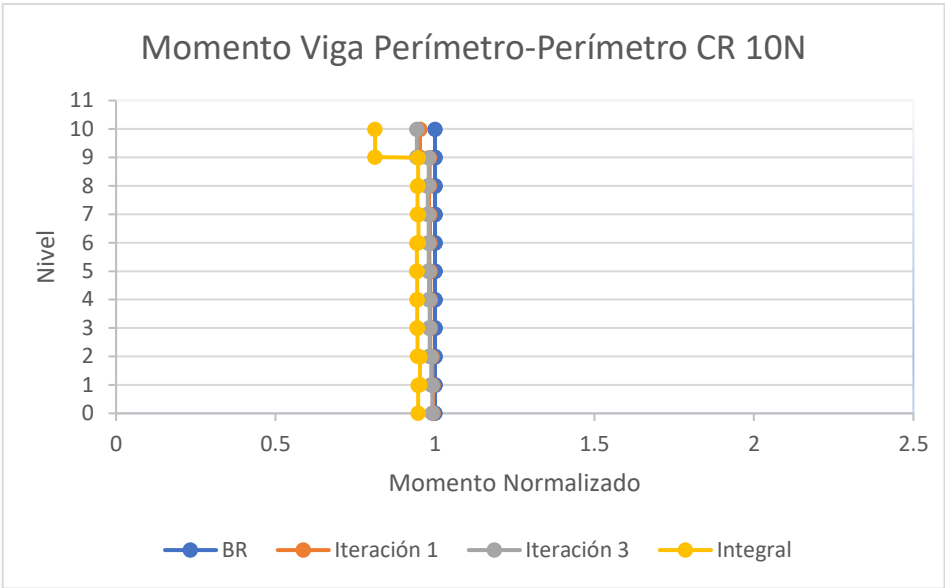
c)



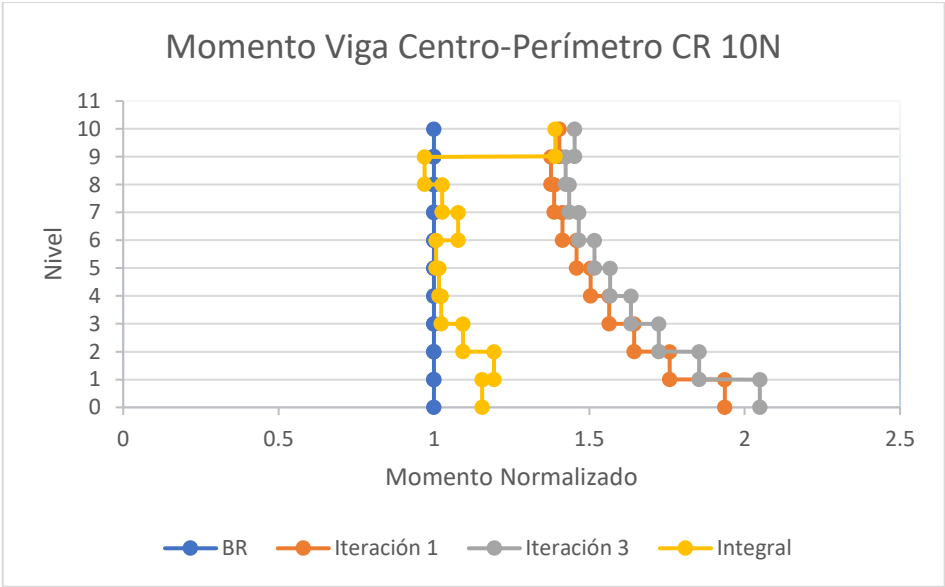
d)

Gráfica 6.3-19 Fuerzas cortantes en vigas normalizadas de edificio de acero de diez niveles

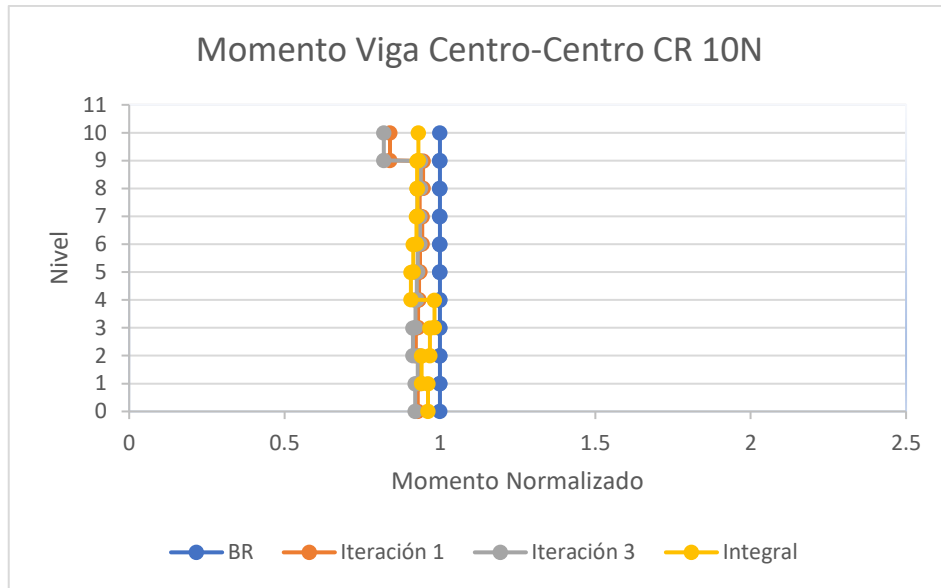
En los gráficos 6.3-20 y 6.3-21 se observa el aumento en el momento flector debido a la Interacción Suelo - Estructura en la viga esquina – perímetro de los edificios de concreto reforzado y de acero, respectivamente. La viga esquina – perímetro tanto del edificio de acero de diez niveles como el de concreto muestran un incremento en los elementos mecánicos correspondientes al momento flector de hasta tres veces su magnitud en relación con el análisis de los modelos con base rígida.



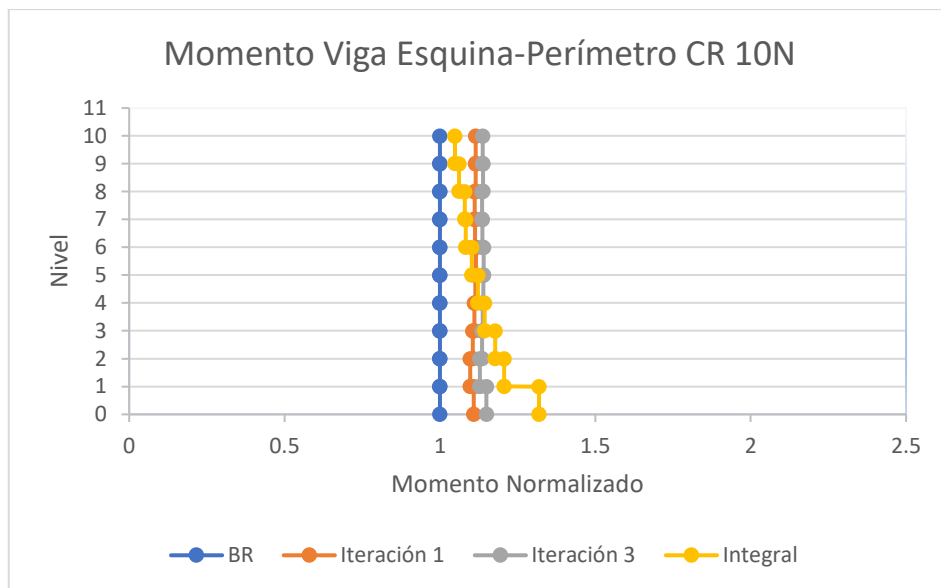
a)



b)



c)

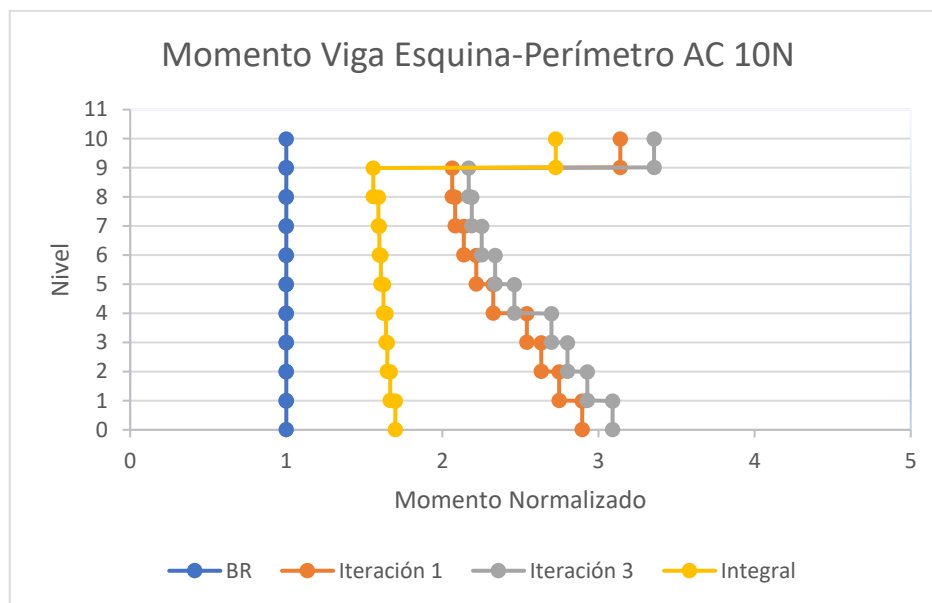


d)

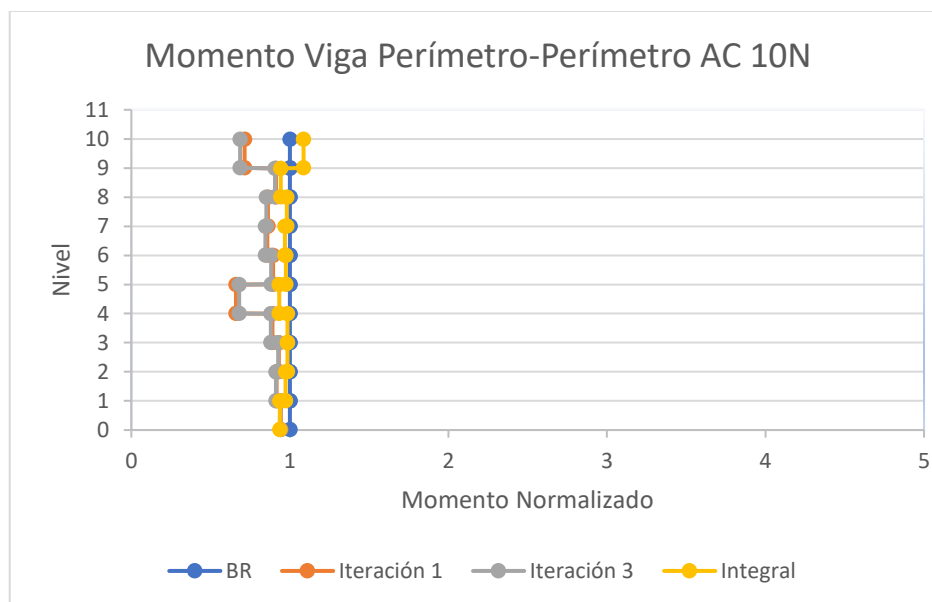
Gráfica 6.3-20 Momentos flectores en vigas normalizadas de edificio de CR de diez niveles

Los momentos flectores en la de la viga perímetro – centro (gráficas 6.3-20c y 6.3-21c), en el caso del edificio de concreto reforzado presentan un aumento máximo de hasta

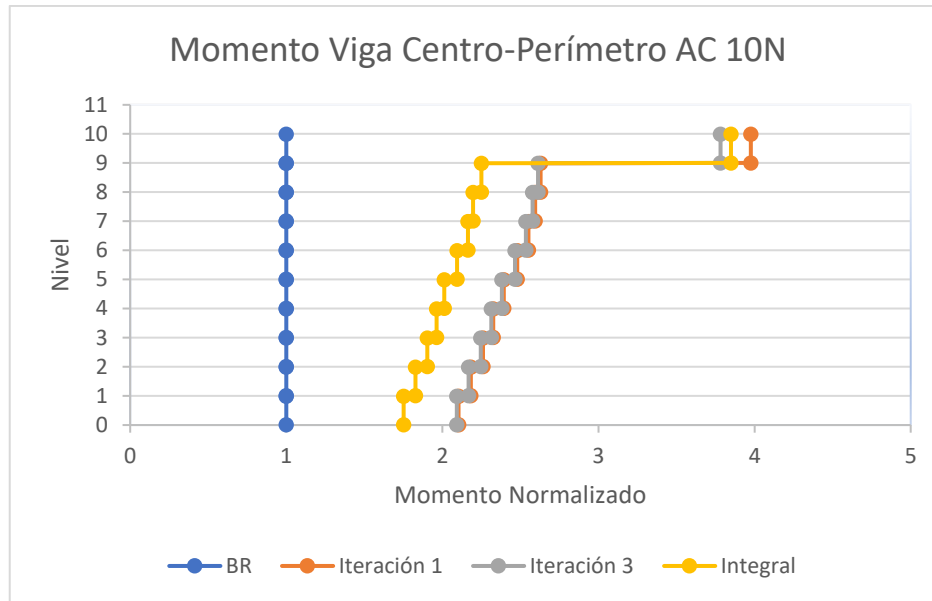
dos veces su magnitud en el elemento mecánico correspondiente al momento flector al que está sometida la viga, mientras que, para el caso del edificio de acero, se observa un aumento de hasta 2.5 veces su magnitud en el mismo elemento mecánico.



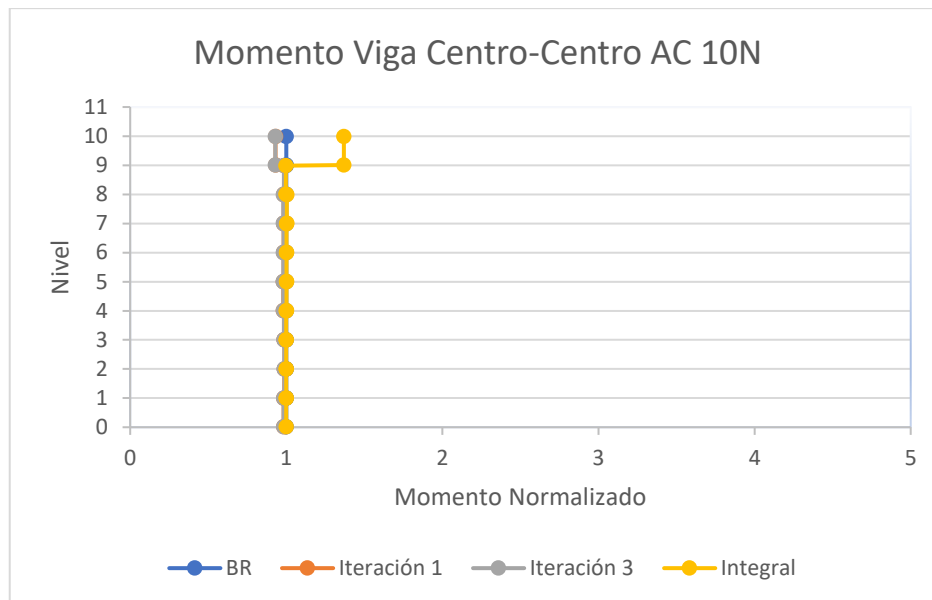
a)



b)



c)



d)

Gráfica 6.3-21 Momentos flectores en vigas normalizadas de edificio de acero de diez niveles

6.4 Asentamientos

En las tablas 6.4-1 a la 6.4-7 se muestran los resultados obtenidos de los asentamientos calculados con los distintos tipos de análisis, en algunos los casos, se muestra que en el cálculo de asentamientos obtenidos en centímetros se observa de una manera más conservadora no utilizar los efectos de interacción suelo – estructura, ya que sin considerarla resultan asentamientos diferenciales y asentamientos máximos mayores a los obtenidos con interacción suelo – estructura, sin embargo, esto no se puede decir que es determinante, pues en cinco de los casos método integral arroja asentamientos máximos más desfavorables, aunque en seis de los siete edificios los asentamientos diferenciales considerando ISE son más pequeños que los resultados obtenidos con la metodología sin considerar ISE. Es necesario mencionar, que el nivel de asentamientos es proporcional al peso del edificio, aunque la excavación del terreno sea de manera compensada al peso del edificio.

6.4.1 Edificios Bajos

6.4.1.1 Concreto Reforzado 4 Niveles

Asentamientos edificio CR 4N Sin ISE (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
12.28	6.2	6.94	9.14	12.01
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0037	0.0048	

Asentamientos edificio CR 4N ISE iteración 1 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
10.521	9.157	9.473	9.893	10.521
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0007	0.0010	

Asentamientos edificio CR 4N ISE iteración 3 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
10.471	8.976	9.271	9.776	10.471
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0008	0.0012	

Asentamientos edificio CR 4N ISE integral (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
8.882	5.1204	5.995	7.027	8.033
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0017	0.0017	

Tabla 6.4.1 Asentamientos del edificio de CR de cuatro niveles según su método de análisis

6.4.1.2 Acero 4 Niveles

Asentamientos edificio AC 4N Sin ISE (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
9.34	4.79	5.34	7.01	8.82
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0028	0.0030	

Asentamientos edificio AC 4N ISE iteración 1 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
7.583	5.426	5.62	6.377	7.583
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0013	0.0020	

Asentamientos edificio AC 4N ISE iteración 3 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
7.801	5.595	5.801	6.565	7.801
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0013	0.0021	

Asentamientos edificio AC 4N Integral (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
9.02	5.56	6.18	7.31	8.78
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0019	0.0025	

Tabla 6.4.2 Asentamientos del edificio de acero de cuatro niveles según su método de análisis

6.4.2 Edificios Medianos

6.4.2.1 Concreto Reforzado 6 Niveles Q2

Asentamientos edificio CR 6N Q2 Sin ISE (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
12.152	10.528	11.13	11.547	12.152
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0007	0.0010	

Asentamientos edificio CR 6N Q2 ISE iteración 1 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
12.278	10.779	11.384	11.733	12.278
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0006	0.0009	

Asentamientos edificio CR 6N Q2 ISE iteración 3 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
12.139	10.503	11.103	11.533	12.139
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0007	0.0010	

Asentamientos edificio CR 6N Q2 ISE Integral (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
14.12	8.02	8.55	10.81	14.01
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0038	0.0053	

Tabla 6.4.3 Asentamientos del edificio de CR de seis niveles Q=2 según su método de análisis

6.4.2.2 Concreto Reforzado 6 Niveles Q4

Asentamientos edificio CR 6N Q4 Sin ISE (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
13.45	7.66	8.18	10.42	13.36
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0037	0.0049	

Asentamientos edificio CR 6N Q4 ISE iteración 1 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
11.832	10.256	10.88	11.261	11.832
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0006	0.0010	

Asentamientos edificio CR 6N Q4 ISE iteración 3 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
11.72	10.01	10.628	11.087	11.72
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0008	0.0011	

Asentamientos edificio CR 6N Q4 ISE Integral (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
13.84	8.02	10.74	12.66	13.84
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0032	0.0020	

Tabla 6.4.4 Asentamientos del edificio de CR de seis niveles $Q=4$ según su método de análisis

6.4.2.3 Acero 7 Niveles

Asentamientos edificio AC 7N Sin ISE (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
11.91	5.82	6.47	8.76	11.59
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0038	0.0047	

Asentamientos edificio AC 7N ISE iteración 1 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
10.575	8.632	8.889	9.382	10.575
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0008	0.0020	

Asentamientos edificio AC 7N ISE iteración 3 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
10.557	8.548	8.801	9.335	10.557
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0009	0.0020	

Asentamientos edificio AC 7N ISE Integral (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
13.76	8.801	8.94	10.694	13.115
Diferenciales		Esq.-Per.	Per.-Centro	
		0.0029	0.0040	

Tabla 6.4.5 Asentamientos del edificio de acero de siete niveles según su método de análisis

6.4.3 Edificios Altos

6.4.3.1 Concreto Reforzado 10 Niveles

Asentamientos edificio CR 10N Sin ISE (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
21.82	15.82	15.82	18.32	21.63
Diferenciales	Esq.-Per.	Per.-Centro		
	0.0042	0.0055		

Asentamientos edificio CR 10N ISE iteración 1 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
19.319	18.134	18.996	19.006	19.319
Diferenciales	Esq.-Per.	Per.-Centro		
	0.0000	0.0005		

Asentamientos edificio CR 10N ISE iteración 3 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
19.072	17.863	18.704	18.722	19.072
Diferenciales	Esq.-Per.	Per.-Centro		
	0.0000	0.0006		

Asentamientos edificio CR 10N ISE Integral (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
19.927	14.569	19.927	18.127	19.741
Diferenciales	Esq.-Per.	Per.-Centro		
	0.0030	0.0027		

Tabla 6.4.6 Asentamientos del edificio de concreto reforzado de diez niveles según su método de análisis

6.4.3.2 Acero 10 Niveles

Asentamientos edificio AC 10N Sin ISE (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
14.15	10.943	11.46	11.935	13.708
Diferenciales	Esq.-Per.	Per.-Centro		
	0.0008	0.0030		

Asentamientos edificio AC 10N ISE iteración 1 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
11.488	9.387	9.781	10.279	11.488
Diferenciales	Esq.-Per.	Per.-Centro		
	0.0008	0.0020		

Asentamientos edificio AC 10N ISE iteración 3 (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
11.449	9.271	9.657	10.0209	11.449
Diferenciales	Esq.-Per.	Per.-Centro		
	0.0006	0.0024		

Asentamientos edificio CAC 10N ISE Integral (cm)				
máx	mín.	Col. Esq.	Col. Per.	Col. Centro
14.579	11.586	12.393	12.65	14.493
Diferenciales	Esq.-Per.	Per.-Centro		
	0.0004	0.0031		

Tabla 6.4.7 Asentamientos del edificio de acero de diez niveles según su método de análisis

6.5 Elementos mecánicos en losas de cimentación

Se obtuvieron los elementos mecánicos correspondientes a los momentos máximos y mínimos para diferenciar y comparar sus magnitudes del elemento correspondiente a las franjas de un marco exterior del edificio y un marco interior del edificio como se muestra en la figura 6.5.1.

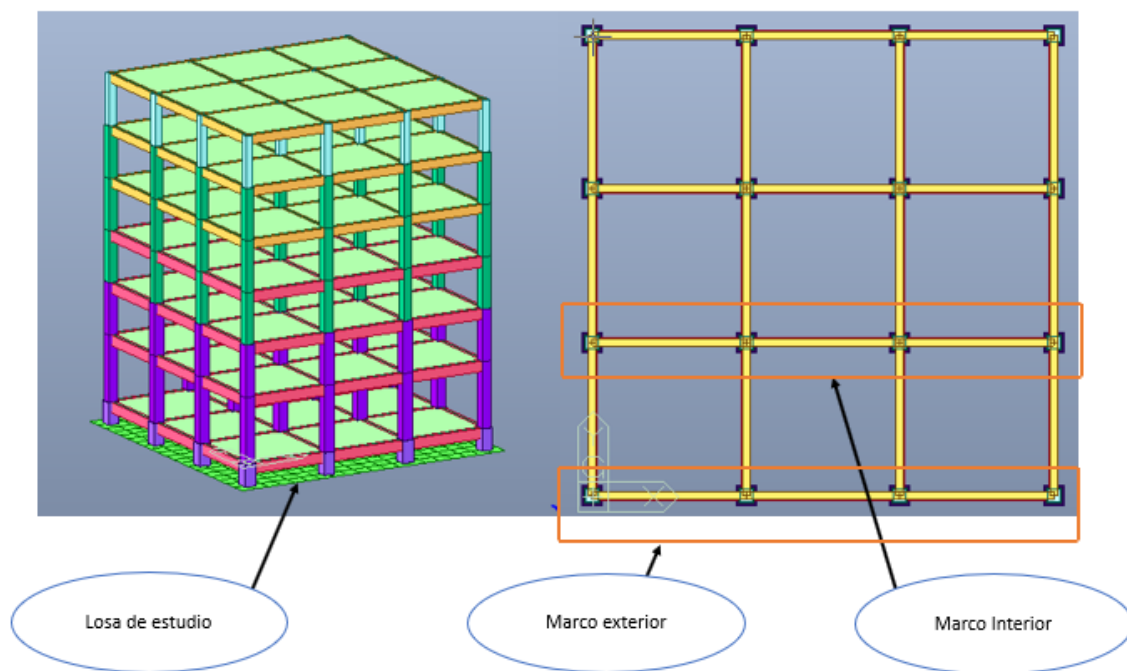
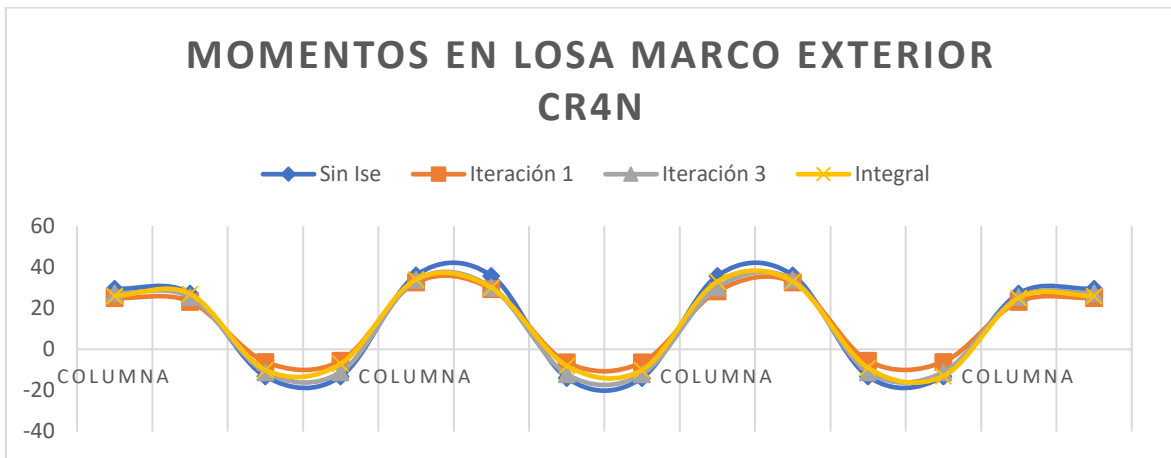
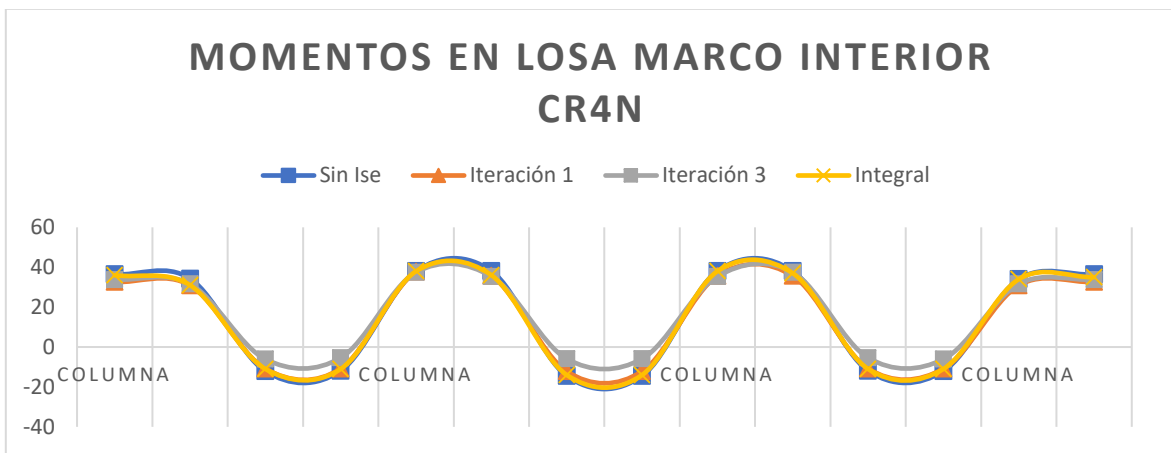


Figura 6.5.1 Losa y marcos de estudio para momentos

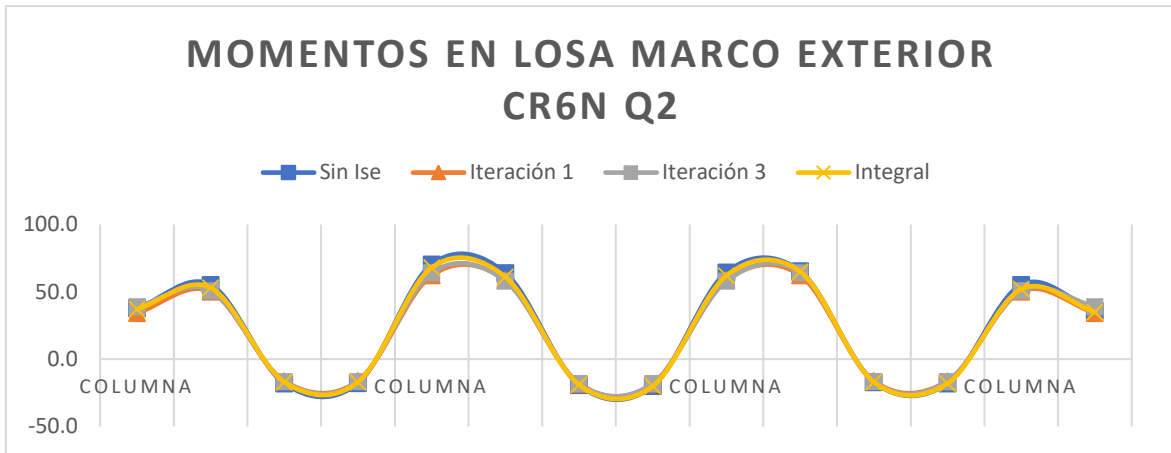
Se decidió graficar los momentos en todo lo largo de la losa correspondiente a los marcos exterior e interior mostrados, para los edificios de concreto, en las gráficas 6.5.1 a 6.5.8 ordenados en forma ascendente en cuanto al número de pisos. De la misma manera, se muestran las gráficas 6.5.9 a 6.5.14 para los edificios de acero.



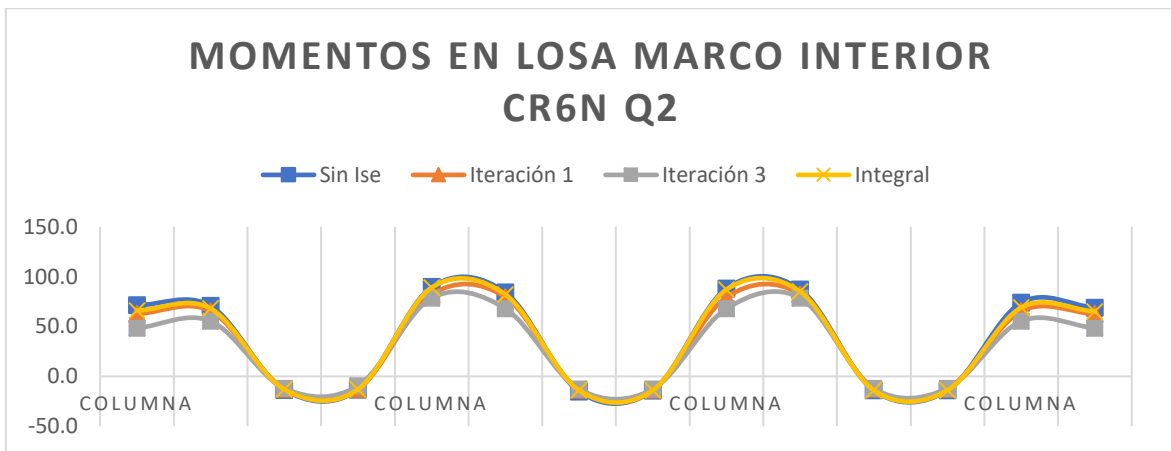
Gráfica 6.5-1 Momentos en losa marco exterior CR4N



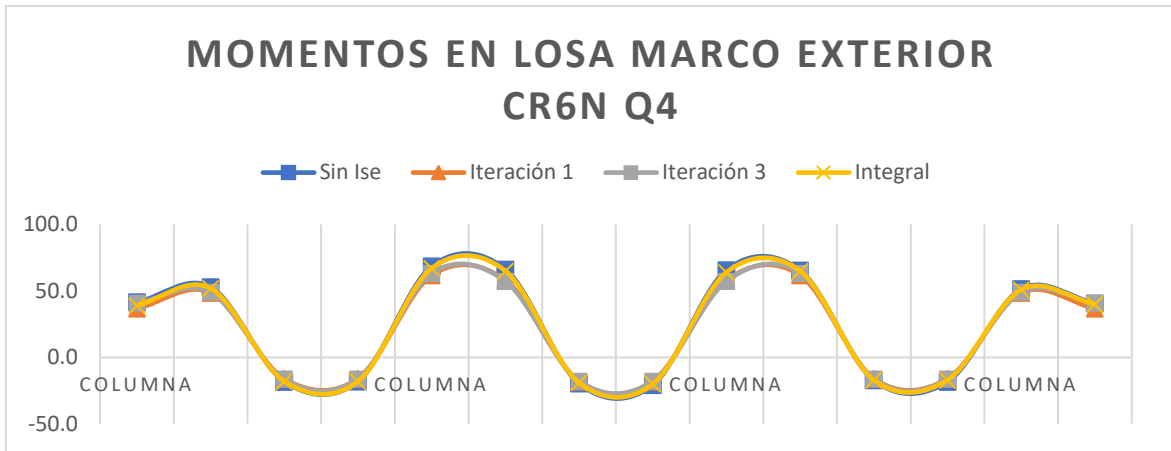
Gráfica 6.5-2 Momentos en losa marco interior CR4N



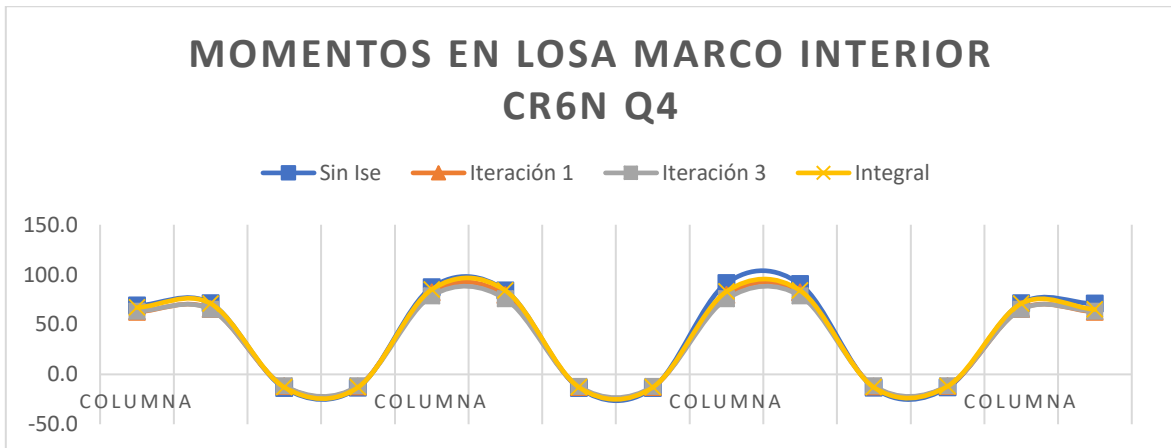
Gráfica 6.5-3 Momentos en losa marco exterior CR6N Q2



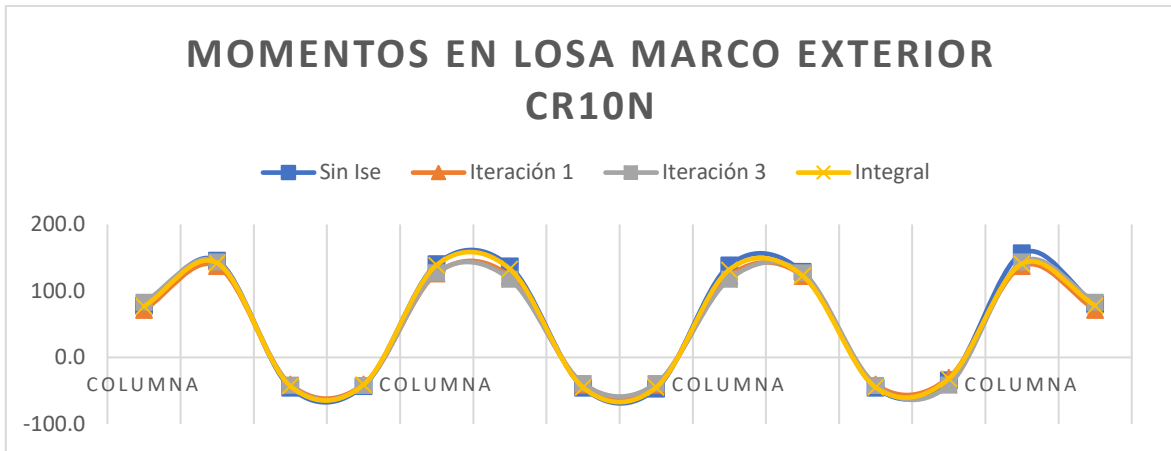
Gráfica 6.5-4 Momentos en losa marco interior CR6N Q2



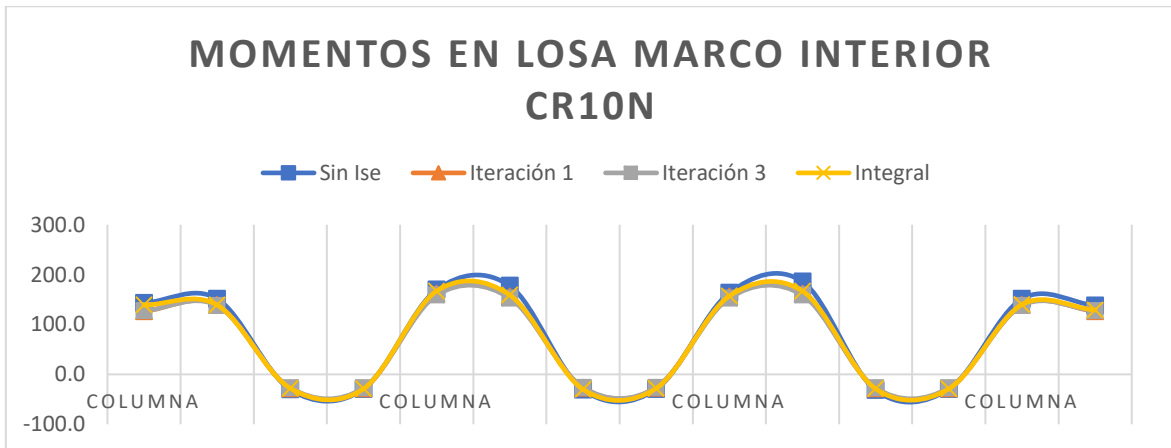
Gráfica 6.5-5 Momentos en losa marco exterior CR6N Q4



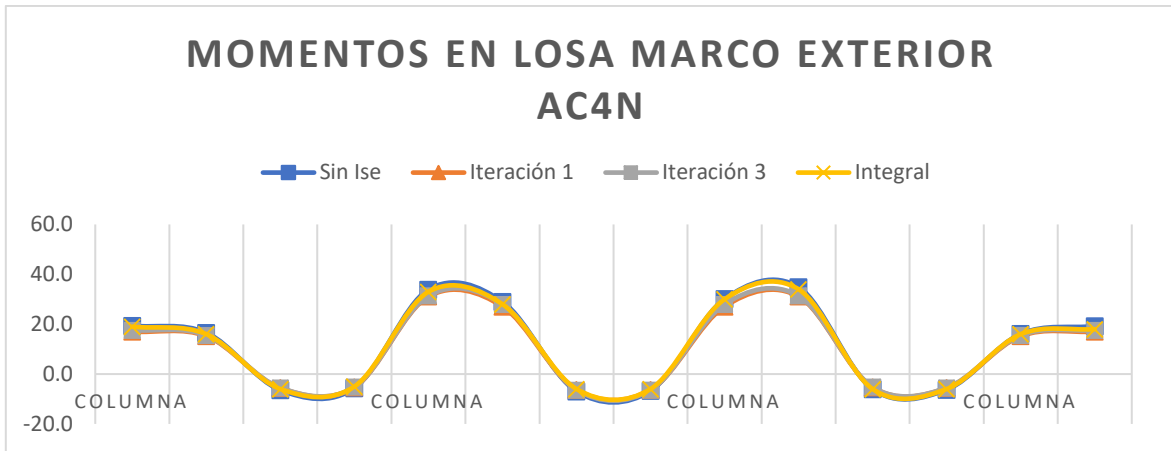
Gráfica 6.5-6 Momentos en losa marco interior CR6N Q4



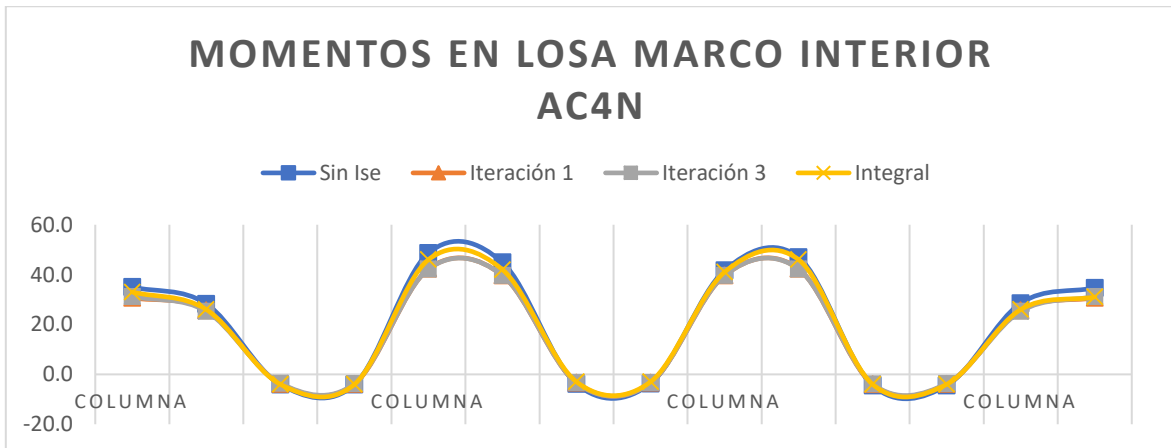
Gráfica 6.5-7 Momentos en losa marco exterior CR10N



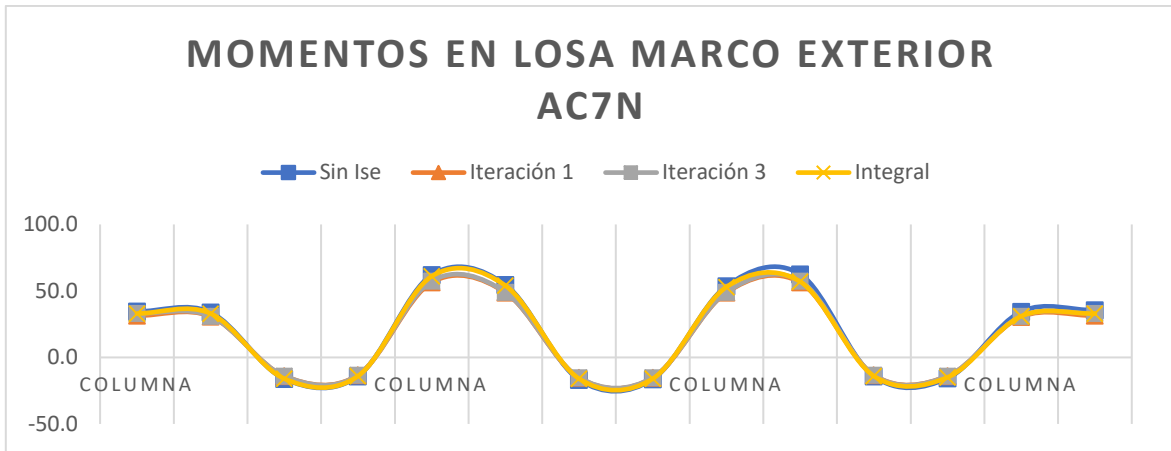
Gráfica 6.5-8 Momentos en losa marco interior CR10N



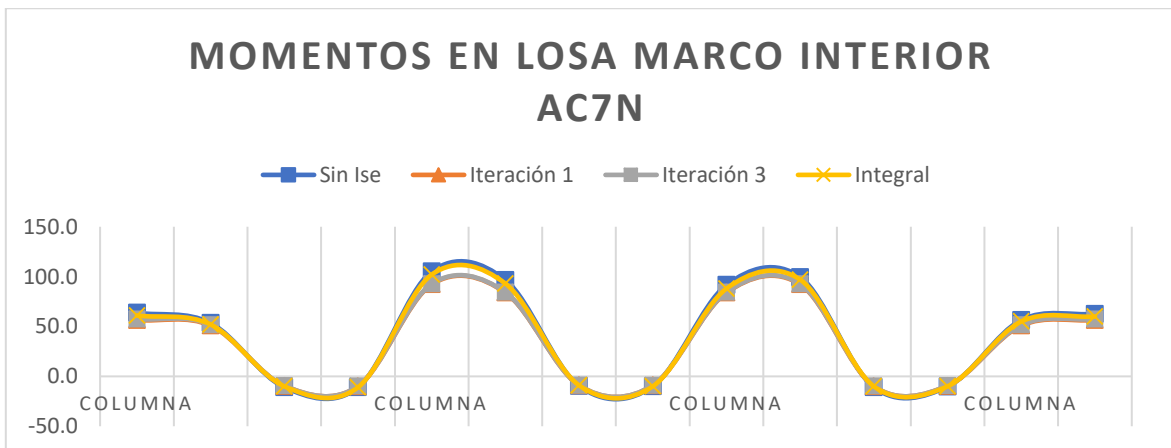
Gráfica 6.5-9 Momentos en losa marco exterior AC4N



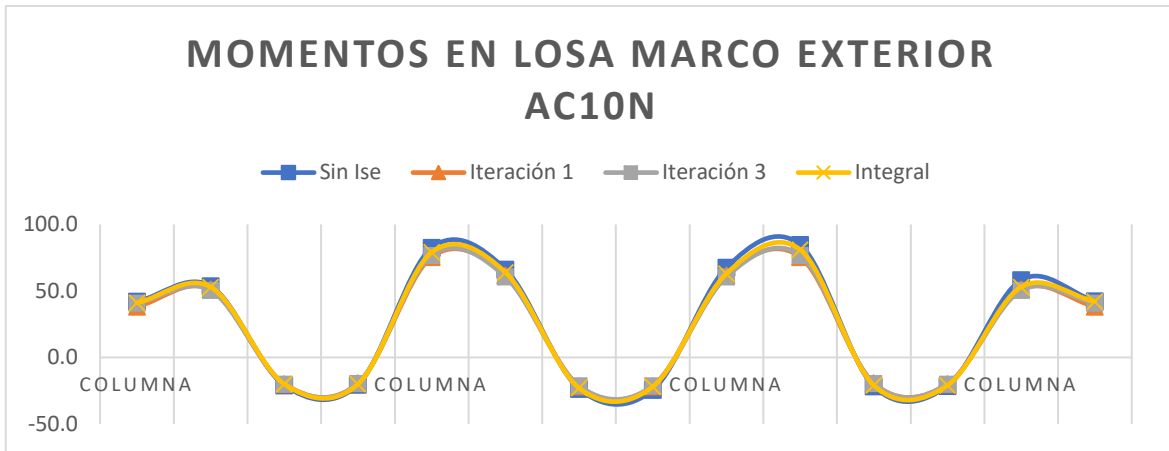
Gráfica 6.5-10 Momentos en losa marco interior AC4N



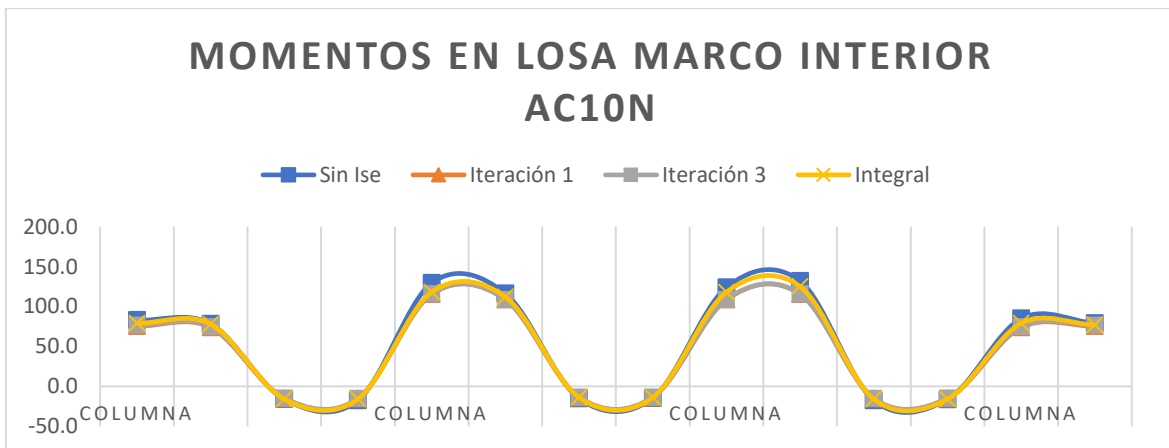
Gráfica 6.5-11 Momentos en losa marco exterior AC7N



Gráfica 6.5-12 Momentos en losa marco interior AC7N



Gráfica 6.5-13 Momentos en losa marco exterior AC10N



Gráfica 6.5-14 Momentos en losa marco interior AC10N

En la mayoría de las gráficas, se muestra un valor de momentos mayor cuando no se considera la ISE. Al mismo tiempo, se muestra que, en general, bajo las columnas extremas de los marcos, no importando si es un marco exterior o interior, la magnitud de los momentos es inferior a los momentos correspondientes bajo las columnas interiores. En términos de valores absolutos, los momentos negativos correspondientes a los centros entre columna y

columna son menores que los valores absolutos de los momentos bajo las columnas concentrando la necesidad de refuerzo en la zona.

Si comparamos los edificios agrupándolos en tamaños, los edificios de cuatro niveles, tienen momentos en la losa similares, siendo los elementos mecánicos de la losa del edificio de concreto ligeramente mayores en un 10%. Haciendo lo mismo para los edificios de seis y siete niveles, se tienen datos similares en cuanto a magnitud de elementos mecánicos, pero, en este caso, el edificio de acero tiene un nivel más que los edificios de concreto, se intuye que, en igualdad de número de pisos, el edificio de acero presentaría magnitudes de momentos menores que los de concreto. Por último, los edificios de 10 niveles presentan una diferencia, en que, al igual que los edificios más pequeños los elementos mecánicos de la losa que pertenece al edificio de concreto son mayores que los elementos mecánicos de la losa del edificio de acero, en este caso en un aproximado del 25 %.

7 CAPÍTULO.

CONCLUSIONES

En el presente capítulo se dan las observaciones generales del trabajo presentado. Los efectos de interacción suelo estructura sí afectan de manera general a los elementos mecánicos de las estructuras.

En el caso de las fuerzas axiales en las columnas ocurre una redistribución de fuerzas diferente, siendo las columnas de esquina sometidas a cargas mayores de las que se consideran sin los efectos de la interacción suelo – estructura estática. Las columnas de la esquina, en porcentaje respecto a sí mismas se ven forzadas en alrededor de un 40 por ciento más respecto a los modelos realizados con base rígida, la cual es adquirida por la descarga que ocurre en las columnas centrales, a pesar de que las columnas centrales muestran un decremento no mayor al diez por ciento, ese diez por ciento de la fuerza axial en una columna central es equivalente al 40 por ciento de la fuerza axial que se descarga en la columna de esquina. Las columnas, que en este trabajo se denominan como columnas perimetrales, no sufren, en términos de fuerzas axiales actuantes, un cambio del cual se pueda considerar que es representativo para el elemento, ya que ninguno de los cambios en dicho elemento aumenta o disminuye en más del 6% comparado con el análisis realizado en los modelos con base rígida.

En el caso de las vigas, las vigas centro – centro y perímetro – perímetro no sufren algún cambio significativo de cambio de elementos mecánicos ni en cortante ni en momento flector actuantes, ya que, debido a la simetría de la estructura, las dos columnas a las que conecta cada viga sufren un asentamiento casi igual, debido a la simetría de la estructura y las cargas. Es debido a que al no existir deformaciones diferenciales en las columnas que

conecta una viga que la viga no sufra cambios en los elementos mecánicos afectados por la interacción suelo – estructura.

Las vigas que se ven más afectadas por la interacción suelo estructura, donde su cortante y momento flector aumentan hasta tres veces su magnitud en referencia a los análisis de los modelos realizados con la base rígida, son las vigas centro – perímetro y esquina - perímetro. Esto es debido a la inclinación que sufre la barra por efectos de la interacción suelo estructura, ya que esta deformación le induce elementos mecánicos al sistema.

Los asentamientos de la estructura siempre mantienen su perfil de deformaciones similar al que se obtiene en el análisis sin la interacción suelo – estructura, con la diferencia que en los modelos iterativos realizados en el software estructural (MIDAS GEN, 2016) los asentamientos máximos ocurren justo debajo de las columnas centrales haciendo algún tipo de curvatura doble en la losa de cimentación. El perfil de deformaciones va desde las esquinas con asentamientos más pequeños e incrementa en dirección al centro, tanto en el eje x como en el eje y, así como en el eje diagonal que cruza el centroide de la estructura. Los asentamientos con interacción suelo – estructura, se ven mejorados por la redistribución de rigideces en el suelo y cargas ya que, en la columna de esquina, por ejemplo, donde antes había una carga menor, ahora hay una carga mayor, por lo tanto, el asentamiento en esa esquina es ahora ligeramente mayor reduciendo los diferenciales entre columna y columna. Las distorsiones angulares se comparan con la distorsión angular permisible igual a 0.003 en el caso de los marcos de concreto y 0.004 para los edificios estructurados a base de marcos de acero como lo requieren las Normas Técnicas Complementarias, en ninguno de los casos del presente trabajo no se supera dicha magnitud permisible.

Si se comparan los resultados de los asentamientos, se puede observar que, relacionando directamente los edificios al compararlos por material con alturas similares, los asentamientos máximos del edificio de concreto son ligeramente mayores siempre en un promedio de 10% para los edificios de 4, 6 y 7 niveles, para el caso de los edificios de 10 niveles la diferencia está alrededor del 20%, cumpliéndose que el edificio de concreto presenta mayores asentamientos que el de acero.

Los asentamientos diferenciales también son menores en los edificios de acero haciendo las mismas comparaciones entre edificios de alturas similares.

En relación a su altura, los edificios marcan una tendencia ascendente, entre mayor altura, mayores asentamientos, a pesar de ser cimentaciones compensadas, los asentamientos siempre crecen con la altura del edificio.

En el caso de los momentos que se obtuvieron en las losas se considera que el decremento en las magnitudes empata con la reducción de deformaciones angulares que se muestran en la diferencia de asentamientos cuando se realizan los métodos iterativos, así mismo, el método integral obtiene resultados de deformaciones más grandes que los métodos iterativos, pero más pequeños que sin la consideración de la ISE, convergiendo con los resultados mostrados. Los edificios que son un poco más pesados en comparación, muestran mayor diferencia en su normalización, reduciendo los resultados hasta en un 24% respecto a los obtenidos en los modelos sin ISE en los métodos iterativos, los edificios de 4 niveles, muestran una reducción en alrededor del 12.5% en los métodos iterativos. Sin embargo, se necesitaría una muestra más grande para determinar si el peso de los edificios es factor para estos resultados.

8 REFERENCIAS

- Alvarado Figueroa, A. (2016). *Diseño de una cimentación bajo distintas condiciones de carga*. Ciudad de México: Universidad Autónoma Metropolitana.
- Aoki, N. (1975). Un método aproximado para estimar la capacidad de cargas. *Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol 1*. 377, 386.
- Budhu, M. (2010). *Soil Mechanics and Foundations*. John Wiley & Sons, Inc.
- Dávalos-Chávez, D. y Fernández-Sola, L. R. (2013). *Influencia de la interacción dinámica suelo estructura en el comportamiento estático no lineal de marcos de acero con y sin contraviento*. Ciudad de México: Universidad Autónoma Metropolitana.
- Demeneghi, A. (1996). Interacción estática suelo-estructura, considerando efectos de torsión y acortamiento. *XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, (págs. 303-310). Morelia.
- Demeneghi, A. (2003). *Apuntes de cimentaciones: Interacción suelo-estructura*.
- Díaz, J. (2008). *Apuntes de Mecánica de Suelos Teórica: El método de elementos finitos como herramienta de análisis*. México: Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Dimitris Pitilakis, D. C. (2009). Equivalent linear substructure approximation of soil-foundation-structure interaction: model presentation and validation. *Springer Science+Business Media*, 257-282.
- Franco Camilo, Omar; Fernandez Sola, Luciano Roberto; Rangel Nuñez, José Luis. (2016). *Análisis de Interacción Suelo-Estructura estática empleando técnicas numéricas 3D*

para edificios regulares de hasta 8 pisos desplantados en suelos arcillosos del Valle de México. Mérida, Yucatán.

Franco-Camilo, O., Fernández-Sola, L. y Rangel Nuñez, J. (2016). Análisis de interacción suelo-estructura estática empleando técnicas. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A.C.*

Franco-Camilo, O., Fernandez-Sola, L. y Rangel-Nuñez, J. (2016). *Modelado de interacción suelo-estructura estático con métodos numéricos acoplados integrales*. Ciudad de México: Universidad Autónoma Metropolitana.

GEOTEC. (2016). *Computer Analysis of Foundations: Theory for the calculation of shallow foundation by ELPLA*. Germany.

Gibbens y Briaud. (1999). Direct methods for prediction of shallow foundation settlements in sand and numerical modeling.

Gorbunov-Posadov, M. I. (1953). *Analysis of structures on elastic foundation*. Moscow.

Huerta-Ecatl, J. (2017). Inelastic behavior of RC building considering dynamic soil-structure interaction.

Huerta-Ecatl, J. y Fernández-Sola, L. (2017). Inelastic behavior of RC building considering dynamic soil-structure interaction. *16th World Conference on Earthquake*. Santiago de Chile.

Huerta-Ecatll, J. y Fernánez-Sola, L. (2015). *Evaluación de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en el Comportamiento Inelástico de un edificio de concreto reforzado*. Ciudad de México: Universidad Autónoma Metropolitana.

- I. Anastasopoulos, G. G. (2010). Soil failure can be used for seismic protection. *Bull Earthquake Eng*, 309-326.
- inGeum Ingeniería, S. d. (2010). *Estudio de mecánica de suelos y diseño geotécnico de la cimentación para alomajiento PFP*. México D.F.
- Jesús-Martínez, Y. d., Fernández-Sola, L. R. y Tapia_Hernández, E. (2016). Dynamic Soil-Structure of Ductile Steel Frames in Soft Soils. *Advanced Steel Construction*.
- Kausel, E. (2009). Early story of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Martínez Galindo, G. y Fernández-Sola, L. (2014). *Participación de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en la respuesta Dinámica de Marcos con Disipadores de Energía Histeréticos*. Ciudad de México: Universidad Autónoma Metropolitana.
- Medina, J. (2005). Análisis de zapatas aisladas combinadas considerando la rigidez de la trabe de cimentación. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica*.
- Meli, R. (1985). *Diseño Estructural*. México: LIMUSA.
- Menglin, L. (2011). Structure-soil-structure interaction: Literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1724-1731.
- MIDAS GEN. (2017). *MIDAS GEN, Programa de modelado de estructuras*.
- MIDAS GTS-NX. (2017). *MIDAS GTS-NX, Programa de modelado geotécnico*.
- NTC. (2004). *Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Cimentaciones*. México.

- NTC. (2004). *Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. México.
- Orekhov, V. (2015). Analysis of interaction between structures and saturated soil beds subject to static and seismic effects. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 68-73.
- Rodríguez. (2001). Mexico City soil behavior at different strains: observations and physical interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 783-789.
- Rodríguez, A. (2005). *Dinámica de Suelos*. Ciudad de México: Limusa.
- Rodríguez, L. F. (2016). *Acciones de Diseño sobre la Cimentación para garantizar un adecuado comportamiento por capacidad en edificios de concreto reforzado*. Ciudad de México: Universidad Autónoma Metropolitana.
- Rodríguez, L. F. y Sola, L. R. (2015). *Acciones de diseño sobre las cimentaciones para asegurar un comportamiento estructural débil cimentación fuerte*. Ciudad de México: Universidad Autónoma Metropolitana.
- Tamez, E. (2001). *Ingeniería de Cimentaciones: Conceptos básicos de la práctica*. . México: TGC Geotécnica.
- Tsodik, E. (2012). *Analysis of Structures on Elastic Foundations*. J.. Ross Publishing.
- Wood, D. (1990). *Soil behavior and critical state soil mechanics*. Nueva York: Cambridge University.
- Zeevaert, L. (1980). *Interacción Suelo-Estructura de Cimentaciones Superficiales y Profundas, Sujetas a Cargas Estáticas y Sísmicas*. México: LIMUSA.

