

**ESTUDIO DE LA INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES
DE MUROS PORTANTES DE CONCRETO**

DARIO GUERRERO MANTILLA

Trabajo de Monografía para obtener el título de especialista en Estructuras

**Director
Ingeniero Luís Enrique Aycardi**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2005

CONTENIDO

	Pag
INTRODUCCION	1
1 ASPECTOS BASICOS DE LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA.....	2
1.1 INCIDENCIA DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES DE CONTACTO EN EL DISEÑO DE FUNDACIONES	2
1.1.1 Rigidez de la fundación.....	3
1.1.2 Forma de la fundación	3
1.1.3 Tipo de suelo	4
1.1.4 Distribución de cargas.....	4
1.2 INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA EN GENERAL.....	5
1.2.1 Fundaciones flexibles.....	5
1.2.2 Fundaciones rígidas.....	7
1.2.3 Suelo cohesivo.....	8
1.2.4 Suelo no cohesivo.....	9
2 MODELOS Y ENFOQUES DEL COMPORTAMIENTO SUELO - ESTRUCTURA.....	11
2.1 MÉTODO RÍGIDO.....	11
2.2 FUNDACIÓN ELÁSTICA CON SUBRASANTE ELÁSTICA SIMPLIFICADA, MODELO WINKLER	12
2.3 FUNDACIÓN ELÁSTICA CON SUBRASANTE ELÁSTICA, MODELO SCOTT, 1981	16
2.4 COMPARACIÓN DEL MODELO DE WINKLER CON EL DEL SEMIESPACIO ELÁSTICO (SCOTT)	19
2.4.1 Ventajas del modelo Winkler.....	22
2.4.2 Desventajas del modelo Winkler	23

2.5	CRITERIOS DE RIGIDEZ RELATIVA FUNDACION – SUELO.....	24
2.5.1	Ecuación diferencial de una viga sobre fundación modelo Winkler.....	24
2.5.2	Criterios de Hetenyi (1946) para identificación de las vigas respecto a su rigidez relativa	27
3	PARAMETROS EMPLEADOS EN EL ANALISIS DE INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA	29
3.1	MODULO DE REACCION DEL TERRENO	29
3.1.1	Aspectos generales.....	29
3.1.2	Métodos para determinar el modulo básico de reacción, k_{s1}	32
3.1.3	Significado y uso de la expresión de Vesic	33
3.1.4	K_s de la fundación en función del k_{s1} de una placa de carga	35
3.2	MODULO ELASTICO DEL SUELO DE SOPORTE	37
3.2.1	Expresiones generales.....	37
3.3	RELACIONES DEL MODULO EDOMETRICO Y DEL MODULO DE REACCION DEL TERRENO CON LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA	41
3.4	PARAMETROS CARACTERISTICOS DEL SUELO DE BUCARAMANGA.....	43
3.4.1	Ejemplo de calculo de Modulo de Reacción	45
3.4.2	Ejemplo de calculo de Modulo de Reacción utilizada en la región.....	47
3.5	MODULOS DE REACCIÓN DE LAS EDIFICACIONES PROPUESTAS.....	47
4	METODOLOGIA PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE MUROS PORTANTES DE CONCRETO	51
4.1	APLICABILIDAD DEL METODO WINKLER EN SISTEMAS DE MUROS.....	51
4.2	CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA DE LAS EDIFICACIONES	52
4.2.1	Determinación de las plantas tipo	53

4.2.2	Determinación de número de pisos.....	58
4.3	MODELAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS	59
4.3.1	Aspectos generales.....	67
4.3.2	Análisis sísmico.....	68
4.3.3	Diseño de muros de concreto y cimentaciones.....	70
5	ANALISIS DE RESULTADOS	73
5.1	ANALISIS DE RESULTADOS DE DESPLAZAMIENTOS.....	73
5.1.1	Comparación entre modelos del Sistema Tradicional	74
5.1.2	Giro en la base de modelos del Sistema Winkler.....	75
5.1.3	Comparación entre modelos del Sistema Winkler.....	78
5.1.4	Verificación de Derivas	79
5.2	ANALISIS DE RESULTADOS DE FUERZAS	86
5.2.1	Análisis de Momentos para muros L=1.00 m, Sentido X.....	88
5.2.2	Análisis de Momentos para muros L=2.00 m, Sentido X.....	89
5.2.3	Análisis de Momentos para muros L=3.00 m, Sentido X.....	91
5.2.4	Análisis de Momentos para muros L=6.00 m, Sentido X.....	92
5.2.5	Análisis de Momentos para muros L=3.00 m, Sentido Y.....	94
6	CONCLUSIONES	107
	BIBLIOGRAFIA	112
	ANEXOS.....	114

LISTADO DE TABLAS

	Pag
Tabla 1. Identificación de vigas de fundación de acuerdo con intervalos de la relación λL y criterios para determinar la distribución de presiones de contacto	28
Tabla 2. Valores representativos de (I/C_f)	35
Tabla 3. Intervalos de Valores de la relación de Poisson	40
Tabla 4. Intervalos de compresibilidad, modulo edométrico y relación de Poisson.....	41
Tabla 5. Valores empíricos de relaciones del modulo edométrico y modulo de reacción con la resistencia al corte no drenada.....	43
Tabla 6. Columna estratigráfica típica de un suelo de Bucaramanga.	44
Tabla 7. Identificación de la cimentación según Hetenyi.	49
Tabla 8. Resultados de la Fuerza Horizontal Equivalente Sistema Tradicional.	69
Tabla 10. Valores de desplazamiento estructuras de 5 pisos, sentido Y	82
Tabla 12. Valores de desplazamiento estructuras de 10 pisos, sentido Y	83
Tabla 14. Valores de momento, muro L=2.00 m. para 5 pisos, sentido X.....	96
Tabla 15. Valores de momento, muro L=3.00 m. para 5 pisos, sentido X.....	96
Tabla 16. Valores de momento, muro L=6.00 m. para 5 pisos, sentido X.....	97
Tabla 17. Valores de momento, muro L=3.00 m. para 5 pisos, sentido Y	97
Tabla 18. Valores de momento, muro L=1.00 m. para 10 pisos, sentido X.....	98
Tabla 19. Valores de momento, muro L=2.00 m. para 10 pisos, sentido X.....	98
Tabla 20. Valores de momento, muro L=3.00 m. para 10 pisos, sentido X.....	99
Tabla 21. Valores de momento, muro L=6.00 m. para 10 pisos, sentido X.....	99
Tabla 22. Valores de momento, muro L=3.00 m. para 10 pisos, sentido Y	100

LISTADO DE FIGURAS

	Pag
Figura 1. Distribución de presiones de contacto para elementos flexibles de fundación.	6
Figura 2. Forma deflectada de fundaciones flexibles.....	7
Figura 3. Forma deflectada de cimientos perfectamente rígidos sobre cualquier suelo de soporte (arena o arcilla)	7
Figura 4. Distribución esquemática de presiones de contacto en cimientos perfectamente rígidos sobre suelos cohesivos.....	8
Figura 5. Distribución esquemática de presiones de contacto en cimientos perfectamente rígidos sobre suelos no cohesivos.....	10
Figura 6. Hipótesis del método rígido	12
Figura 7. Esquema de hipótesis en el modelo de Winkler (elástica simplificada).....	13
Figura 8. Esquema de la hipótesis en el modelo de Scott.....	17
Figura 9. Distribución esquemática de deflexiones y presiones de contacto para una viga muy rígida.....	26
Figura 10. Distribución esquemática de deflexiones y presiones de contacto para condición intermedia de rigidez relativa.....	26
Figura 11. Distribución esquemática de deflexiones y presiones de contacto para condición muy flexible de rigidez relativa.....	27
Figura 12. Modulo de reacción del terreno en un ensayo de carga.....	30
Figura 13. Planta estructural típica de edificio de vivienda	55
Figura 14. Planta estructural piso tipo, Modulo A	56
Figura 15. Planta estructural piso tipo, Modulo B	57

Figura 16. Modelo tridimensional, Modulo A de 5 pisos, Sistema tradicional	61
Figura 17. Modelo tridimensional, Modulo B de 5 pisos, Sistema tradicional	62
Figura 18. Modelo tridimensional, Modulo A de 10 pisos, Sistema tradicional	63
Figura 19. Modelo tridimensional, Modulo B de 10 pisos, Sistema tradicional	64
Figura 20. Modelo tridimensional, Modulo A de 5 pisos, Sistema Winkler	65
Figura 21. Modelo tridimensional, Modulo B de 5 pisos, Sistema Winkler	66
Figura 23. Desplazamiento Muros eje D, Modulo A de 5 pisos, sentido X para Sistema Tradicional y Winkler.....	76
Figura 24. Desplazamiento Muros eje A, Modulo A de 5 pisos, sentido X para Sistema Tradicional y Winkler.....	76
Figura 25. Desplazamiento Muros eje 2, Modulo A de 5 pisos, sentido Y para Sistema Tradicional y Winkler.....	77
Figura 27. Desplazamiento estructuras de 5 pisos, sentido Y	84
Figura 28. Desplazamiento estructuras de 10 pisos, sentido X	85
Figura 29. Desplazamiento estructuras de 10 pisos, sentido Y	85
Figura 30. Diagrama de momentos, muro L=1.00 m. para 5 pisos, sentido X.....	101
Figura 31. Diagrama de momentos, muro L=2.00 m. para 5 pisos, sentido X.....	101
Figura 32. Diagrama de momentos, muro L=3.00 m. para 5 pisos, sentido X.....	102
Figura 33. Diagrama de momentos, muro L=6.00 m. para 5 pisos, sentido X.....	102
Figura 34. Diagrama de momentos, muro L=3.00 m. para 5 pisos, sentido Y.....	103
Figura 35. Diagrama de momentos, muro L=1.00 m. para 10 pisos, sentido X.....	104
Figura 36. Diagrama de momentos, muro L=2.00 m. para 10 pisos, sentido X.....	104
Figura 37. Diagrama de momentos, muro L=3.00 m. para 10 pisos, sentido X.....	105
Figura 38. Diagrama de momentos, muro L=6.00 m. para 10 pisos, sentido X.....	105
Figura 39. Diagrama de momentos, muro L=3.00 m. para 10 pisos, sentido Y.....	106

RESUMEN

TITULO:

ESTUDIO DE LA INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES DE MUROS PORTANTES DE CONCRETO

AUTOR:

DARIO GUERRERO MANTILLA

PALABRAS CLAVES:

INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA, MODELAMIENTO MUROS PORTANTES

DESCRIPCION

El proyecto comprende el modelamiento de edificaciones de muros de concreto para hacer la comparación entre la metodología tradicional (empotrado en la base y una dirección de análisis) y los modelos tridimensionales aplicando la interacción suelo – estructura con el método Winkler.

Las edificaciones propuestas se plantearon de la siguiente manera: en primer lugar se busco una planta estructural tipo en donde los muros están independientes y otra planta estructural donde se desplazan los muros ortogonales para integrarlos monolíticamente, en segundo lugar debido a la incertidumbre de los suelos se tomaron dos valores de parámetros del suelo con el fin de abarcar un rango, y en tercer lugar se tomaron alturas de 5 y 10 pisos igualmente para tener un rango de análisis; estas combinaciones dio por resultado 2 modelos del Sistema Tradicional los cuales se analizaron y diseñaron con el Método de la fuerza Horizontal equivalente y 10 modelos del sistema Winkler en donde se aplico la geometría y fuerzas sísmicas del Sistema Tradicional, con el fin de garantizar de manera confiable la interpretación de los resultados finales de desplazamientos y fuerzas.

Se encontró que el Sistema Tradicional presenta graves deficiencias, puesto que no tiene en cuenta la integración monolítica entre los muros por lo tanto arroja errores considerables, tanto en los desplazamientos horizontales como en las fuerzas; de otro lado este sistema no representa el comportamiento real de la estructura ya que se produce un giro en la base debido a la elasticidad del suelo, lo que genera una redistribución de las fuerzas en los muros que depende de su rigidez. Por estas razones el análisis y diseño de edificaciones de muros portantes de concreto se debe de realizar con metodologías que garanticen el comportamiento real del modelo y además que tengan en cuenta la Interacción suelo – estructura.

SUMMARY

TITLE:

STUDY OF THE INTERACTION FLOOR - STRUCTURES IN EDIFICATION OF WALLS AMBLES OF CONCRETE

AUTHOR:

DARIO GUERRERO MANTILLA

KEY WORDS:

INTERACTION FLOOR - STRUCTURES, MODELAMIENTO WALLS AMBLES

DESCRIPTION

The project understands the model of edification of concrete walls to make the comparison among the traditional methodology (embedded in the base and an analysis address) and the three-dimensional models applying the interaction floor - structures with the method Winkler.

The proposed edification thought about in the following way: in the first place you looks for a plant structural type where the walls are independent and another structural plant where they move the walls orthogonal to integrate them monolithically, in second place due to the uncertainty of the floors took two values of parameters of the floor with the purpose of embracing a range, and in third place they took heights of 5 and 10 floors equally to have an analysis range; these combinations gave for result 2 models of the Traditional System which were analyzed and they designed with the Method of the equivalent Horizontal force and 10 models of the system Winkler where you applies the geometry and seismic forces of the Traditional System, with the purpose of guaranteeing in a reliable way the interpretation of the final results of displacements and forces.

It was found that the Traditional System presents serious deficiencies, since he/she doesn't keep in mind the monolithic integration among the walls therefore it throws considerable errors, so much in the horizontal displacements as in the forces; of another side this system doesn't represent the real behavior of the structure since a turn he/she takes place in the base due to the elasticity of the floor, what generates a redistribution of the forces in the walls that it depends on its rigidity. For these reasons the analysis and design of edification of walls ambles of concrete should be carried out with methodologies that guarantee the real behavior of the model and also that they keep in mind the Interaction floor - structures.

INTRODUCCION

En la actualidad se dispone de una gran variedad de software que desarrollan el cálculo y diseño de estructuras de una manera muy versátil, amable y ágil lo que le permite al Ingeniero Calculista, elaborar los modelos de la edificaciones con mayor precisión en un menor tiempo y con un mejor entendimiento de los resultados. A pesar de de esto se continúan elaborando los modelos idealizando el empotramiento de los muros portantes, desconociendo que en la realidad la estructura en su totalidad con el suelo trabaja como un conjunto.

Puesto que el estudio de interacción suelo – estructura aplicado a edificaciones esta en proceso de desarrollo y con el fin dar el primer paso en este tipo de modelamientos, el presente proyecto plantea realizar sus análisis dentro Rango Elástico y análisis sísmico con el método de la Fuerza Horizontal Equivalente ya que estos métodos son los mas prácticos y sencillos de aplicar, por lo que los resultados que este arroje serian de igual forma de fácil interpretación garantizando así un estudio confiable.

Se Modelaran edificaciones de muros portantes, teniendo en cuenta en el modelo toda la estructura incluida la cimentación y las propiedades geotecnias del terreno para analizar la interacción suelo – estructura y así determinar su incidencia en toda la estructura ante eventos sísmicos. Para lograr esto se tendrá en cuenta en el análisis del modelo, el Método Winkler el cual utiliza como parámetro el Modulo de Reacción del suelo de fundación (K_s). Finalmente se Analizaran los resultados de los desplazamientos y resultados las fuerzas sobre los muros portantes y asi determinar la variación y su afectación ante la redistribución de fuerzas que se presentan, respecto al modelo convencional.

1 ASPECTOS BASICOS DE LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

Las deflexiones y rigidez de un elemento estructural de fundación, la distribución de presiones en el contacto fundación suelo, y las deformaciones del suelo de soporte, están vinculadas en una condición de interdependencia de efectos que se acostumbra denominar interacción suelo-estructura. Su análisis es fundamental para el diseño porque para determinar los momentos flectores, fuerzas de corte, desplazamientos y rotaciones, se requiere conocer la distribución de presiones de contacto fundación-suelo.

1.1 INCIDENCIA DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES DE CONTACTO EN EL DISEÑO DE FUNDACIONES

La función esencial de una fundación es transmitir la acción de las cargas, concentradas o repartidas, sobre el suelo o roca de soporte en condiciones de seguridad y asentamientos tolerables. En el contacto entre el suelo y la base del elemento estructural de fundación se movilizan presiones q que constituyen la reacción del suelo a las cargas transmitidas. Sobre cualquier sector a lo largo de la fundación, las mencionadas presiones reactivas q , son equivalentes respecto a condiciones de equilibrio estático, a fuerzas resultantes reactivas, Q . No obstante que estas resultantes reactivas y las cargas aplicadas estén en equilibrio global, es su desbalance, R , sobre sectores a lo largo de la fundación lo que genera los momentos flectores y fuerzas cortantes; que, como es evidente, dependen directamente de la distribución de presiones reactivas de contacto a lo largo del elemento estructural de fundación.

Se hace posible diseñar una fundación, es decir, decidir sobre las dimensiones y cantidad de refuerzo requerido, una vez se conozcan los valores de fuerzas-cortantes y momentos flectores en secciones críticas. Por ello, un paso esencial en el diseño de la fundación, consiste en determinar una distribución razonable de la mencionada presión de contacto q . La forma de la distribución de las presiones de contacto depende de varios factores, tales como:

- El grado de rigidez de la fundación
- La forma o disposición de la fundación
- El tipo de suelo
- La distribución de cargas aplicadas

1.1.1 Rigidez de la fundación

Es una propiedad estructural que se acostumbra caracterizar como el producto EI ; del modulo elástico E de la fundación, por el momento de inercia I de la sección de la misma. Una fundación rígida bajo carga exhibe variación lineal de las deflexiones, en cambio, una fundación flexible no ofrece resistencia a la flexión y su forma deflectada sigue todas las depresiones del contacto de la fundación con el suelo de soporte. Una medida de la interacción entre la fundación y el suelo de soporte la proporciona la denominada - *longitud característica* que crece en la "dirección" menor a mayor rigidez, y es función de la rigidez relativa fundación-suelo.

1.1.2 Forma de la fundación

Siempre que sea posible, es ventajoso usar fundaciones de forma regular. Para la mayor parte de los casos prácticos las formas usuales son la circular, la cuadrada,

la rectangular o la trapezoidal. La distribución de la presión de contacto varia con la relación entre la mayor dimensión en planta de la fundación (la del lado largo en las rectangulares) y la longitud característica indicada arriba.

1.1.3 Tipo de suelo

Los suelos cohesivos: limos y arcillas saturados, exhiben muchas veces un modulo elástico constante relativamente independiente del régimen de esfuerzos en la masa de suelo. En estas condiciones se pueden modelar razonablemente bien para su análisis, como un medio elástico homogéneo. Por lo tanto, si se pueden ignoran los efectos de consolidación en el tiempo, una fundación sobre tal suelo se puede analizar mediante la teoría elástica. Los suelos no cohesivos: gravas y arenas tanto secas como sumergidas, al soportar una fundación sobre ellos, exhiben una respuesta no modelable mediante la teoría elástica, principalmente porque el modulo elástico depende en forma compleja del régimen de esfuerzos. Por ello, los análisis de fundaciones deben recurrir a enfoques empíricos basados en observaciones del comportamiento de obras reales en el terreno

1.1.4 Distribución de cargas

La distribución de las cargas a la cual se somete una fundación depende de la disposición geométrica de las cargas actuantes y de la rigidez de la estructura soportada. La determinación de la magnitud de estas fuerzas es parte importante del diseño, particularmente respecto a la decisión sobre que proporción de las cargas impuestas se puede suponer que actúa sobre una determinada fundación o sector de ella. El acierto en esta decisión determina la validez de la predicción de los asentamientos diferenciales de la fundación. Las discrepancias con la realidad

pueden llegar a ser graves en fundaciones sobre suelos cohesivos al generar problemas de asentamientos diferenciales imprevistos. Las consecuencias en los suelos no cohesivos son menos críticas respecto a los asentamientos pero podría conducir al sobre diseño de la fundación.

1.2 INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA EN GENERAL

La curva elástica de un elemento de fundación bajo carga exhibe deflexiones cuya distribución depende tanto de las características elásticas del propio elemento como de la deformabilidad del suelo de soporte. Esta dependencia puede denominarse *interacción fundación-suelo de soporte*, cuya incidencia en los valores de los esfuerzos y deformaciones en el elemento de fundación, es significativa en un amplio intervalo de rigideces relativas de dicho elemento, a veces identificado como de rigidez intermedia. Es conveniente señalar que la vinculación de la estructura soportada con la propia estructura de fundación conduce a que en la interdependencia señalada juegue una rigidez conjunta estructura-fundación, en cuyo caso puede hablarse de una *interacción suelo-estructura*.

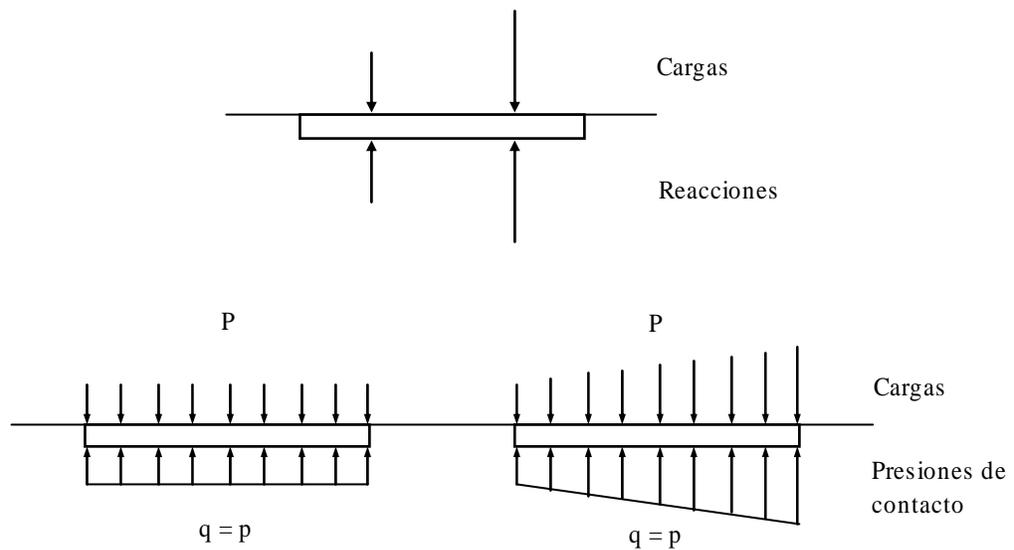
Los límites opuestos del intervalo de rigidez intermedia son la completa flexibilidad y la perfecta rigidez, dentro de los cuáles la distribución de la presión en el contacto fundación-suelo depende significativamente del mecanismo de interacción fundación-suelo.

1.2.1 Fundaciones flexibles

En la condición límite de perfecta flexibilidad las fundaciones no ofrecen resistencia a la flexión y por ello las presiones de contacto y fuerzas, reactivas,

tienen similar distribución a las cargas concentradas o distribuidas sobre la fundación pero con sentido contrario, tal como lo ilustra la Figura 1. Tal idealización puede concebirse como una situación limite en la cual la concentración de la distribución de presiones alcanza una magnitud extrema debajo de la carga.

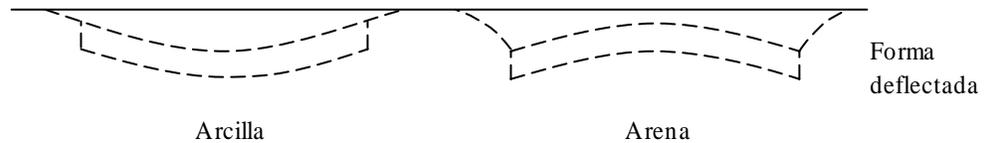
Figura 1. Distribución de presiones de contacto para elementos flexibles de fundación.



La forma deflectada de un cimiento flexible bajo carga dependerá del tipo de suelo de soporte. En un cimiento superficial sobre arena sin cohesión la presión por peso del terreno en los bordes es tan pequeña que la resistencia al corte, función de la anterior, resulta insignificante, en cambio la arena debajo de la zona central adquiere rápidamente resistencia tan pronto se apliquen las cargas. El resultado será que el asentamiento alrededor de los bordes será apreciablemente mayor que hacia el centro y la forma deflectada de la fundación exhibirá convexidad hacia arriba. En el caso de un cimiento flexible sobre arcilla con una resistencia

independiente de la presión por peso del terreno, el asentamiento en el centro puede ser hasta $1\frac{1}{2}$ veces el del borde y la forma deflectada de la fundación tendera a ser cóncava hacia arriba Figura 2.

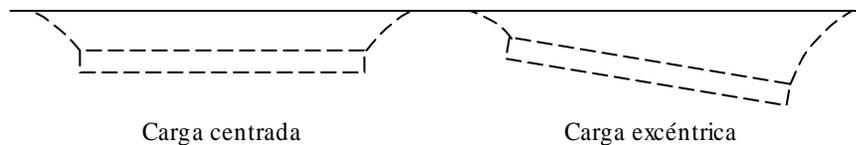
Figura 2. Forma deflectada de fundaciones flexibles



1.2.2 Fundaciones rígidas

La característica de perfecta rigidez relativa en una fundación impone un desplazamiento uniforme debajo de la fundación para una resultante de cargas cuya línea de acción pase por el centroide del área de soporte, o una variación lineal del asentamiento para resultante excéntrica de las cargas actuantes (Figura 3).

Figura 3. Forma deflectada de cimientos perfectamente rígidos sobre cualquier suelo de soporte (arena o arcilla)



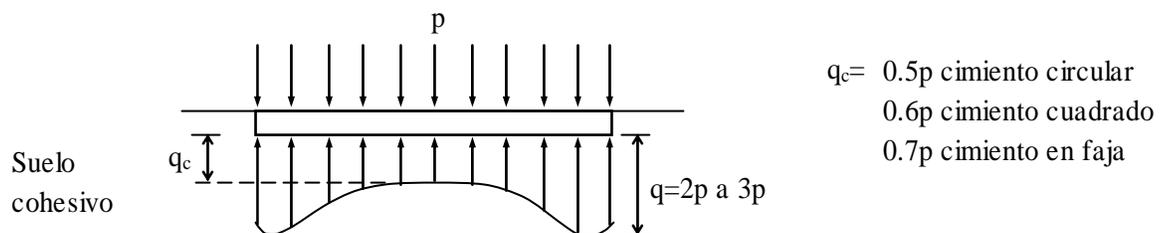
Esta situación significa que, contrariamente a una fundación flexible, la presión de contacto debajo de un cimiento relativamente rígido depende del tipo de suelo y de la hipótesis usada para caracterizar la respuesta del suelo de soporte, que como

se vera las mas comúnmente empleadas son la del semiespacio elástico y la hipótesis de Winkler (ver sección 2).

1.2.3 Suelo cohesivo

Si la respuesta de un suelo cohesivo de soporte se asimila a la de un medio elástico semiinfinito, homogéneo e isótropo, la teoría elástica ofrece soluciones para determinar la distribución de la presión de contacto fundación-suelo. Así, una fundación circular rígida cimentada sobre dicho medio, sometida a una carga uniformemente distribuida, p , experimenta una presión de contacto, q , que alcanza debajo del centro una magnitud de $0.5p$. En teoría, el valor de la presión de contacto aumenta parabolicamente hasta una magnitud infinita en los bordes de la fundación. Sin embargo, como el máximo valor de q no puede exceder la resistencia al corte de la arcilla, se presenta algún grado de flujo local en forma tal que la distribución probable de la presión de contacto será mas como la que se muestra en la Figura 4.

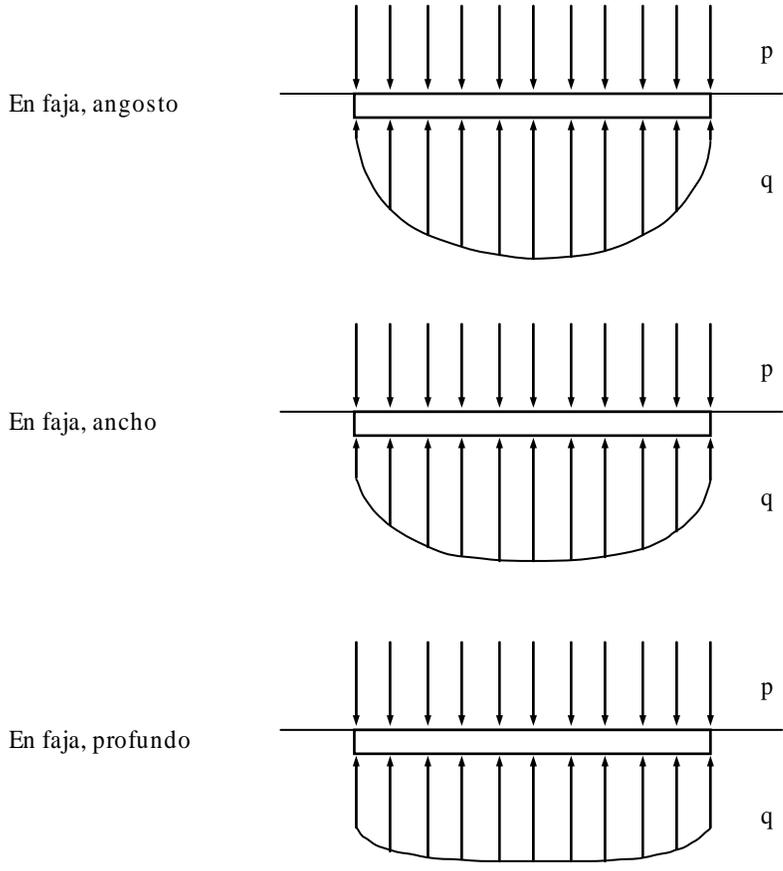
Figura 4. Distribución esquemática de presiones de contacto en cimientos perfectamente rígidos sobre suelos cohesivos



1.2.4 Suelo no cohesivo

En forma similar a un cimiento flexible, la arena sin cohesión inmediatamente debajo del centro de una fundación rígida superficialmente cimentada puede alcanzar una resistencia considerable, en cambio el suelo en los bordes virtualmente no presenta resistencia. Por consiguiente, la máxima resistencia a la compresión tiene lugar debajo del centro de la fundación y esta resistencia se reduce hasta una magnitud virtualmente nula en los bordes. Debido a la rigidez de la fundación el suelo sufre un asentamiento uniforme lo que conduce a que se originen valores altos de la presión de contacto debajo del centro y estos se reduzcan, de manera sensiblemente parabólica, hasta cero en los bordes (Figura 5. arriba). Para un valor dado de la presión aplicada, la distribución de la presión de contacto varía con el tamaño del cimiento con tendencia a presentar un pico tanto menos acentuado en el centro cuanto mayor sea el ancho del cimiento (Figura 5. centro). En el caso de cimientos rígidos más profundamente fundados, el suelo en los bordes alcanzaría cierta resistencia de tal manera que la distribución de la presión de contacto podría llegar a ser como la mostrada en la Figura 5, abajo.

Figura 5. Distribución esquemática de presiones de contacto en cimientos perfectamente rígidos sobre suelos no cohesivos



2 MODELOS Y ENFOQUES DEL COMPORTAMIENTO SUELO - ESTRUCTURA

En labores de rutina, que involucran el diseño de zapatas circulares o cuadradas ha sido practica común suponer que la distribución de la presión de contacto es o bien uniforme o bien varia linealmente. Todas las distribuciones que acaban de describirse son aplicables a casos limite; la fundación es o bien flexible o bien rígida, el suelo es o cohesivo o no cohesivo. Pero las fundaciones tienen algún grado de flexibilidad y la mayor parte de los suelos son mezclados, por lo tanto, para la mayoría de los casos prácticos la distribución real de la presión de contacto tendrá una forma intermedia entre los dos casos límites y presentara cierto grado de uniformidad.

Para obtener resultados cuantitativos en el análisis de interacción suelo-estructura es indispensable disponer de expresiones matemáticas que relacionen las variables comprometidas. El comportamiento del suelo de soporte es determinante en estas relaciones, por lo tanto, es fundamental involucrar las respuestas del mismo mediante modelos mecánicos de su comportamiento bajo cambios de esfuerzo.

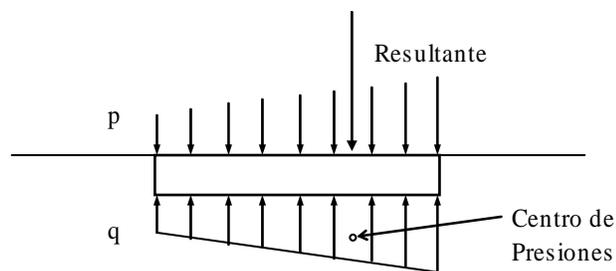
Para los cimientos se puede recurrir a tres enfoques, cada uno de los cuales esta basado en una suposición diferente, que se describirán brevemente a continuación

2.1 MÉTODO RÍGIDO

Este es el procedimiento más común que a menudo se identifica como “método convencional”. Se basa en dos suposiciones:

- La fundación es perfectamente rígida en forma tal que las deflexiones relativas no afectan la distribución de la presión de contacto,
- La variación de la presión de contacto es una línea recta obtenida de tal manera que la línea de acción de la resultante de las cargas aplicadas pase por el centroide del diagrama de presión de contacto (Figura 6).

Figura 6. Hipótesis del método rígido



2.2 FUNDACIÓN ELÁSTICA CON SUBRASANTE ELÁSTICA SIMPLIFICADA, MODELO WINKLER

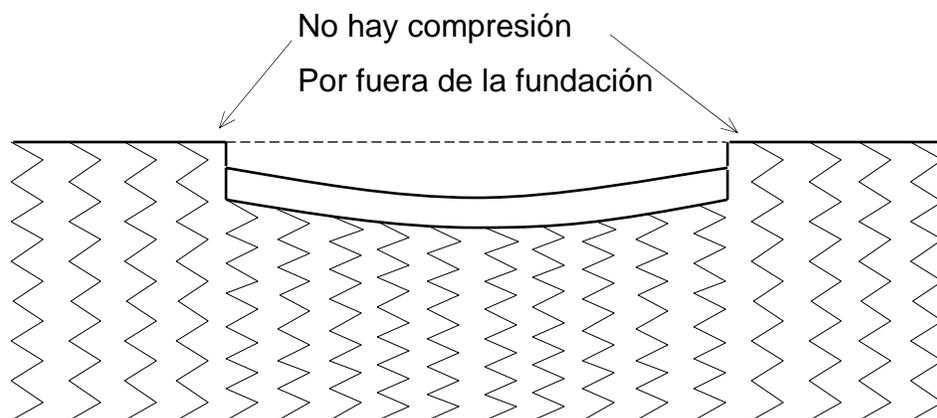
El suelo de soporte de un cimiento es en la realidad un continuo, generalmente ni homogéneo ni isótropo. Sin importar que el mismo suelo se presente bastante uniforme hasta gran profundidad, el crecimiento de la presión geostática (por peso del terreno) con la misma hace que la rigidez del material aumente con dicha profundidad, condiciones como esta, entre muchas otras, son motivos por los cuales, en general, no se dispone de un modelo que permita describir en términos estrictos el comportamiento de un material real de fundación tan complejo como el suelo; no obstante, para fines de diseño y en determinadas condiciones particulares es posible utilizar modelos que permiten hacer predicciones satisfactoriamente aproximadas para fines prácticos, de tal comportamiento.

Entre la variedad de modelos propuestos para representar la respuesta del suelo de soporte bajo diversas estructuras de fundación, el atribuido usualmente a Winkler (1867) ha recibido la mayor atención y ha sido el más utilizado en la práctica corriente de diseño. En efecto, este modelo de Winkler constituye un modelo mecánico que permite involucrar la respuesta del suelo de soporte en la solución de problemas de interacción fundación-suelo. En el se supone que la presión, p , que actúa en un punto de la interfase fundación-suelo, es una función lineal de la deflexión, y , del terreno en el mismo punto, cuya constante de proporcionalidad, k_o , permite expresarla así:

$$p = k_o y \quad (2.1)$$

La constante k_o se ha denominado *modulo de reacción del terreno* o *coeficiente de balasto*, a pesar de que es función de la rigidez relativa fundación-suelo. Su comportamiento físico resulta simulado por una “cama” de resortes-suelo en la que cada uno de ellos actúa independientemente, es decir en forma desconectada, tal como se muestra en la Figura 7. En las soluciones matemáticas con base en el modelo de Winkler, se utiliza una expresión para el modulo de reacción tal que, $k=k_o B$, en donde B el ancho del elemento de fundación.

Figura 7. Esquema de hipótesis en el modelo de Winkler (elástica simplificada)



El principal motivo para recibir atención privilegiada radica en que el tratamiento matemático del comportamiento de vigas y placas sobre una fundación modelo Winkler es definitivamente el menos complejo y muchas de las funciones involucradas han sido convenientemente tabuladas y graficadas por un gran número de tratadistas e investigadores. La complejidad del análisis se incrementa drásticamente en aquellos modelos de fundación que involucran un mayor número de parámetros que el pertinente a la simple representación de Winkler. La consideración de la interacción suelo-estructura en el diseño de fundaciones conduce a la determinación de deflexiones, momentos flectores y fuerzas de corte en vigas y placas de fundación cimentadas sobre un medio uniforme, homogéneo y linealmente elástico, como hipótesis más simple desde el punto de vista de la teoría elástica.

Una incursión, así sea elemental, en estas labores señala procesos de cálculo extensos con frecuencia inaplicables en la práctica con medios manuales o relativamente rudimentarios de cálculo. En condiciones de medios estratificados la situación es bastante más difícil: solo es posible disponer en forma expedita de soluciones idealizadas que con frecuencia conducen a una pobre modelación del problema; una solución formal conduce a realizar labores investigativas. Esto ha llevado a los ingenieros a recurrir en la práctica corriente de diseño a la representación de Winkler, principalmente, porque ella ofrece relaciones matemáticas más simples, no obstante, todavía complejas.

Se ha vuelto convencional identificar el comportamiento del suelo con el enfoque de Winkler, debido a que tal enfoque ha sido minuciosamente examinado y a la notable disponibilidad en la literatura de tabulaciones de las funciones necesarias en las matemáticas asociadas. La búsqueda de una aproximación razonable al comportamiento real debe realizarse mediante la selección de un valor del módulo de reacción del suelo adecuado a las circunstancias particulares del diseño. Sin embargo, al utilizar como base de comparación para constatar su validez, un

modelo idealizado como el del semiespacio linealmente elástico, puede verificarse que el *modulo de reacción no es una propiedad intrínseca del suelo de soporte* (como si lo son los parámetros elásticos E y ν); sino que depende de la respuesta de la viga o placa por medio de las cuales se aplican las cargas. No se puede entonces seleccionar un valor del modulo de reacción mediante la simple ejecución de un ensayo de carga sobre el suelo en el campo, y emplear dicho modulo en el diseño.

Al suponer elasticidad lineal en el modelo básico, la caracterización mediante el modulo elástico puede no ser la correcta, debido a que bajo ciertas circunstancias dicho modulo puede variar con la profundidad; mas aun, la hipótesis de una variación lineal de tal modulo puede ser mejor, pero sigue siendo la idealización de un modulo que dependa del estado final de esfuerzos en cada punto de la masa. Un suelo uniforme de soporte, por ejemplo, una arena bastante uniforme con la misma relación de vacíos en toda la masa, podría poseer propiedades que variaran de punto a punto, por la acción de la gravedad y una pequeña carga aplicada en la superficie. El reconocimiento practico de estos aspectos de problema, incluido de manera especial el saber que la propiedad ficticia modulo de reacción del suelo de soporte, depende tanto de las condiciones de carga como del tipo de material; es lo que ha llevado a la *gran diversidad*, podría decirse la variedad desconcertante de recomendaciones para su determinación presentadas en el articulo de Terzaghi (1955).

Se concluye en que la, *complejidad del modulo de reacción del suelo, al resultar dependiente de la forma, dimensiones y rigidez del elemento cargado, de la dirección de la sollicitación, así como del tipo de material-suelo, es la, "multa" que debe pagarse por la, simplificación obtenida en los cálculos.* La selección del modulo o módulos de reacción en un determinado conjunto de circunstancias es un buen ejemplo de la necesidad que tiene el ingeniero de

ejercitar el buen juicio o criterio, basados en la intuición y en la experiencia, como es normal en muchas áreas de la ingeniería. Por fortuna, los momentos flectores y fuerzas de corte en una viga o placa exhiben *pequeña sensibilidad* al valor seleccionado del modulo de reacción, además, son fácilmente alcanzables altos factores de seguridad en el diseño de la mayor parte de las estructuras de la ingeniería civil.

2.3 FUNDACIÓN ELÁSTICA CON SUBRASANTE ELÁSTICA, MODELO SCOTT, 1981

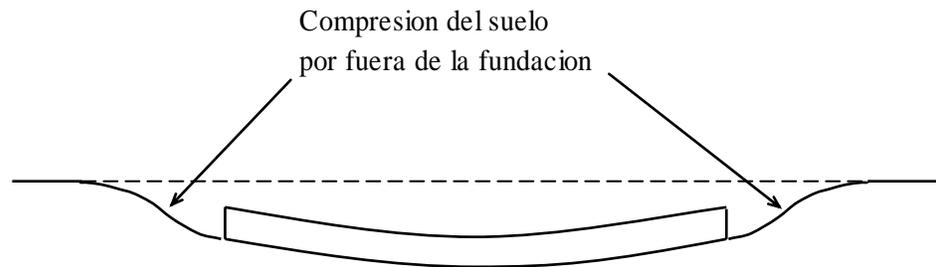
Un método para superar el problema de hacer comparativos las deflexiones, presiones y momentos en el método de Winkler con aquellos presumiblemente mas correctos obtenidos bajo la hipótesis de semiespacio elástico, consiste en construir una representación mas compleja por medio de la adición de una cuerda a tensión o membrana a la superficie de los resortes de Winkler para formar un modelo de dos parámetros. Si la cuerda se somete a una carga total a la tensión S , aplicada a través del ancho de la viga, el valor de S se puede tomar como una propiedad del suelo de soporte que puede variar, junto con la constante k del resorte, para satisfacer varios requisitos particulares del semiespacio de fundación.

Cuando se aplica una carga sobre la superficie de un semiespacio linealmente elástico, es evidente que tal superficie se deflecta en el área directamente debajo de la carga; pero el movimiento hacia abajo también tiene lugar debajo de las áreas no cargadas adyacentes a la carga, (Figura 8) disminuyendo los desplazamientos con la distancia. El motivo para que esto ocurra es que el material es un continuo conectado. Un continuo isótropo linealmente elástico se describe mediante dos propiedades del material (por ejemplo, modulo de Young E

y relación de Poisson ν), pero solo una propiedad describe el material tipo Winkler; la constante k del resorte.

Por lo tanto, si una solución al problema de, por ejemplo, una viga cargada sobre una fundación Winkler se compara con la misma viga sobre un continuo elástico, no puede esperarse correspondencia simultánea entre las cantidades derivadas. Mas bien, para valores particulares de E y ν del continuo, habrá un valor de k que se traducirá, por ejemplo, en igual máximo desplazamiento en ambos análisis. Otro valor de k dará máximos momentos, y así por el estilo. El analista ha de decidir cual condición es la importante para el diseño. El enfoque de Vlasov y Leontiev provee la adición de otra propiedad al modelo básico de Winkler. Ella hace posible considerar deflexiones por fuera de la región cargada y permite, por ejemplo, lograr coincidencia tanto de deflexiones como de momentos.

Figura 8. Esquema de la hipótesis en el modelo de Scott



Entre diversos enfoques propuestos por los investigadores para una modelación del suelo de soporte más real que la de Winkler, el más conveniente desde un punto de vista matemático es el indicado arriba y consiste en que los toques superiores de los resortes de Winkler, que configuran la superficie del terreno, se vinculen entre sí por medio de una cuerda elástica extendida o membrana. La tensión en esta cuerda es la segunda propiedad de la fundación que se puede

designar por S (de dimensión F , e igual a $S_0 b$, como en el caso de k y $k_0 b$). El efecto de la cuerda tendida en las matemáticas del problema es modificar la reacción en superficie del suelo de soporte desde el simple $p=ky$ del resorte de Winkler a:

$$p = ky - S(d^2 y / dx^2) \quad (2.2)$$

También puede interpretarse físicamente así: la presión entre la viga y el suelo de soporte, en la interfase representada por la superficie superior de la membrana, no es solo el modulo de la subrasante multiplicado por la deflexión, sino que debe también involucrar la presión requerida para deflectar la membrana. Por fuera de los bordes del área cargada no existen esfuerzos normales a la superficie y el lado izquierdo de la anterior ecuación se vuelve cero, por consiguiente, es valida la siguiente ecuación:

$$-S(d^2 y / dx^2) + ky = 0 \quad (2.3)$$

Es aparente que este es un segundo paso (el modelo de Winkler es el primero) en un enfoque general en el cual la presión ejercida por el suelo viene dada por la ecuación

$$p = ay^{(0)} + by^{(2)} + cy^{(4)} + \dots \quad (2.4)$$

En donde los superíndices indican las derivadas cero, dos, cuatro, etc., de la deflexión respecto a la abscisa. Se ha identificado un significado físico de las primeras dos de ellas, la cama de resortes y la cuerda tendida o membrana. La tercera representaría el comportamiento del suelo en respuesta a actuar con una componente viga o placa. Las conexiones físicas disminuyen con derivadas más altas.

La ecuación diferencial modificada para la deflexión de la viga por fuera del área cargada, ecuación (2.3), se puede obtener al adicionar el sumando que describe el comportamiento tipo membrana, como en la ecuación (2.2), a la siguiente expresión que representa la ecuación diferencial con base en la hipótesis simple de Winkler

$$EI(d^4 y / dx^4) + ky = 0 \quad (2.5)$$

$$EI(d^4 y / dx^4) - S(d^2 y / dx^2) + ky = 0 \quad (2.6)$$

2.4 COMPARACIÓN DEL MODELO DE WINKLER CON EL DEL SEMIESPACIO ELÁSTICO (SCOTT)

La conveniencia de la simplicidad de la solución de Winkler, ha movido a los investigadores a formular dos cuestiones relacionadas: (a) ¿Que tan diferentes son los resultados de usar para el suelo de soporte, una representación como continuo elástico y un modelo de Winkler, bajo la misma viga y la misma carga? (b) En comparaciones con pruebas de vigas sobre suelos reales, ¿que modelo representa mejor el comportamiento de un suelo real de soporte en su condición mas uniforme? A pesar de la importancia del problema relacionado con la pregunta (b) son muy escasos los tratamientos experimentales del mismo. Los estudios más pertinentes y mejor conocidos fueron realizados por Vesic (1973) quien encontró que los modelos de Winkler representan bastante bien el comportamiento de vigas sobre suelo. También describió los resultados de estudios sobre placas de varios investigadores, según los cuales el momento real en grandes placas parece ser algo menor que el calculado mediante el modelo de Winkler, aunque esto depende de la selección del modulo de reacción del suelo de soporte. La pregunta (a) conduce al problema de caracterizar los dos modelos. En el caso de una viga sobre un suelo representado por el modelo de Winkler, solo es

necesario el modulo de reacción k ; el continuo linealmente elástico isotrópico requiere dos: un modulo de Young E y la relación de Poisson ν . Los resultados de análisis comparativos de los dos casos dependerán de los valores seleccionados para las propiedades mencionadas. El problema de una viga infinita bajo una carga puntual soportada por una subrasante tridimensional linealmente elástica fue resuelto por Biot (1937) quien solo evaluó el momento flector máximo en la viga.

La solución de Biot fue ampliada por Vesic (1961) quien determinó la distribución de la deflexión, pendiente, momento, cortante y presión, a lo largo de la viga. Al dividir la presión de soporte en cualquier punto sobre la viga, por la deflexión, Vesic encontró que tal relación era esencialmente constante a lo largo de la viga, hecho indicativo de una correspondencia bastante buena entre la solución por el continuo elástico y la de Winkler en la cual se empleara un apropiado valor de k . Esta evaluación permitió a Vesic seleccionar una relación entre k para usar en el problema más simple y las propiedades del material en el continuo, en la forma siguiente:

$$k = 0.65^{12} \sqrt{\frac{E_s B^4}{EI} \frac{E_s}{1-\nu_s^2}} \quad (2.7)$$

En donde E_s y ν_s son el modulo de Young y la relación de Poisson del suelo de soporte, respectivamente. E es el modulo elástico del material de la viga. I es el momento de inercia de la sección de la viga. B es el ancho de la viga. Este valor de k hace que los valores correspondientes de todas las variables en los dos problemas resulten próximos. Las diferencias reales, descritas como un "error" en los resultados de Winkler usando como referencia la solución del continuo, son funciones de la relación de la longitud característica de la viga, l/λ , con su ancho y fue mostrado por Vesic (1961) que generalmente resultaban menores que un 10%.

Por supuesto que si se deseara una correspondencia exacta entre los dos valores de una variable seleccionada, tal como máxima deflexión o máximo momento, sería necesario seleccionar un diferente valor de k para la solución de Winkler. Por ejemplo, Biot hizo que el máximo momento en la viga fuera idéntico en los dos modelos al seleccionar

$$k = \frac{0.95E_s}{(1-\nu_s^2)} \left[\frac{E_s B^4}{(1-\nu_s^2)EI} \right]^{0.108} \quad (2.8)$$

Para propiedades típicas del material de soporte y de la viga, el término entre corchetes de la ecuación anterior resulta próximo a la unidad. Por consiguiente, los máximos momentos obtenidos por medio de las soluciones de Winkler y del continuo serían casi idénticos si k se tomase igual a E_s . Sin embargo, la selección de k mediante la anterior ecuación aumenta las diferencias entre las otras variables.

Los resultados anteriores son aplicables a vigas infinitamente largas y también a vigas finitas cuya longitud (o espaciamiento entre cargas) sea mayor que $1.5 \pi/\lambda$. Para vigas relativamente mas cortas, hasta de una magnitud superior o igual a $\pi/(4\lambda)$, Vesic recomienda usar el análisis de Hetenyi (1946) (basado en soluciones analíticas de la ecuación diferencial de una viga sobre una fundación Winkler) con el valor de k dado por la expresión (2.7). Vesic sugiere que las vigas muy cortas, definidas por tener una longitud menor que $\pi/(4\lambda)$, se consideren como rígidas. Scott (1981) propone que es casi lo mismo, y es más fácil recordar el criterio de que las vigas rígidas tienen una longitud menor que l/λ .

De las anteriores consideraciones se puede concluir que para cimientos cortos o zapatas, la correspondiente viga o placa estructural de fundación, con frecuencia se supone rígida y la respuesta del suelo de soporte se supone igual a la del modelo de Winkler. Para vigas o placas mas largas, se requiere aplicar la teoría de

vigas flexibles sobre fundación elástica, pero, generalmente la precisión en el conocimiento de las propiedades del suelo de soporte, en cualquier caso, excluye la posibilidad de justificar la suposición de un modelo más complicado que el de Winkler. En casos especiales, tal vez para fundaciones de maquinaria ubicadas a cierta profundidad bajo la superficie del terreno, pueda disponerse de suficiente información para justificar el empleo de un modelo de dos parámetros.

2.4.1 Ventajas del modelo Winkler

1. Simplifica el tratamiento matemático de la interacción suelo-estructura en vigas, placas, pilotes y elementos flexibles de contención.
2. Es el nivel más simple de caracterización del comportamiento del suelo de soporte, razón por la cual su uso se ha extendido, se han propuesto soluciones y métodos para la práctica y se ha acumulado experiencia sobre su determinación y aplicación.
3. Facilita el desarrollo de soluciones aplicables para el diseño en la forma más sencilla posible, o útiles como base de comparación para juzgar los resultados de la utilización de modelos más complejos.
4. En muchas situaciones puede resultar suficiente debido a que los momentos flectores y esfuerzos en una viga o placa exhiben pequeña sensibilidad al valor seleccionado del módulo de reacción y a que fácilmente se obtienen altos factores de seguridad en el diseño.
5. Los modelos alternativos, semiespacio elástico y modelos de varios parámetros, aunque en principio más aconsejables se han visto restringidos en su empleo por lo siguiente:
 - El tratamiento matemático de las soluciones es significativa-mente más complejo y su aplicación a condiciones de contorno vigentes en la práctica,

exige utilizar métodos por computador mediante diferencias finitas o elementos finitos.

- Para el aprovechamiento cabal de un nivel mas sofisticado de análisis se requiere una caracterización superior de los parámetros del suelo, pero ello no es siempre factible en vista de las incertidumbres propias de la geotecnia vinculadas a su determinación mediante pruebas de campo y laboratorio.
- Las soluciones matemáticas exactas disponibles con base en ellos, solo involucran, por lo general, condiciones idealizadas de contorno.

2.4.2 Desventajas del modelo Winkler

1. La caracterización del suelo de fundación como un sistema desacoplado de "resortes-suelo" es una representación irreal del comportamiento interactivo suelo-estructura.
2. La búsqueda de una aproximación razonable al comportamiento real exige la selección de un valor del modulo de reacción del suelo adecuado a las circunstancias particulares del diseño.
3. El modulo de reacción del suelo es una propiedad ficticia que depende de las condiciones de carga, estructura y tipo de material. Ello ha conducido a una gran diversidad, que podría calificarse como desconcertante, de recomendaciones para su determinación (Terzaghi, 1955). La complejidad resultante es la "multa" que debe pagarse por la simplificación obtenida en los cálculos.
4. La selección del modulo o módulos de reacción en un determinado conjunto de circunstancias exige del ingeniero la aplicación del buen juicio o criterio, basados en la intuición y en la experiencia.
5. Una selección del modulo de reacción, compatible con otros modelos, conduce a procedimientos comparativos que implican estimar las características elásticas básicas del medio de soporte.

6. No resulta conveniente para condiciones complejas de contorno y en donde es determinante el comportamiento no lineal del suelo o dependiente del estado de esfuerzos, como en muchos problemas de placas, pilotes y elementos flexibles de contención, en donde es aconsejable recurrir a otros modelos y procedimientos más sofisticados de análisis.
7. No es recomendable para precisar asentamientos o desplazamientos de la fundación cuando ellos son dominantes en el diseño.

2.5 CRITERIOS DE RIGIDEZ RELATIVA FUNDACION – SUELO

2.5.1 Ecuación diferencial de una viga sobre fundación modelo Winkler

De acuerdo con principios de mecánica estructural, en una viga prismática se cumple la siguiente relación entre el momento flector M , la rigidez EI y la. Segunda derivada de la deflexión, y , de la elástica respecto a la abscisa, x :

$$M = EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (2.9)$$

Además, $\frac{dM}{dx} = V$ y, $\frac{dV}{dx} = q$

Donde V es la fuerza cortante. Si se supone la hipótesis de Winkler de proporcionalidad entre esfuerzos y deflexiones:

$$q = -ykB$$

Se obtiene la ecuación diferencial de la viga sobre una fundación modelo Winkler:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0 \quad (2.10)$$

La solución general de la ecuación diferencial se puede expresar como sigue:

$$y = (C_1 \cos \lambda x + C_2 \operatorname{sen} \lambda x) e^{\lambda x} + (C_3 \cos \lambda x + C_4 \operatorname{sen} \lambda x) e^{-\lambda x} \quad (2.11)$$

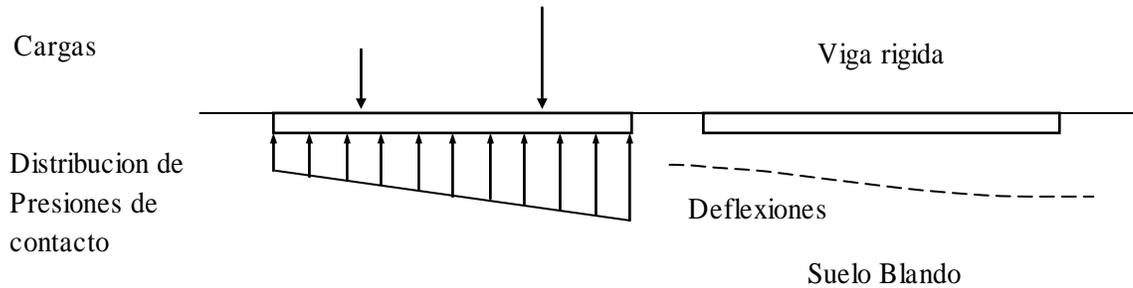
Que resulta ser función de un parámetro λ cuya expresión es:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Bk_s}{4EI}} \quad (2.12)$$

La cual tiene como dimensión L^{-1} y se denomina. *Factor de amortiguación* del sistema cimiento-suelo de soporte. El inverso del mismo, $1/\lambda$ se denomina *longitud característica* o longitud elástica y constituye una medida de la interacción entre la viga y el suelo de fundación. Cuando la viga es muy rígida en comparación con el suelo de soporte, $1/\lambda$ es grande, e implica que una carga aplicada sobre la viga causa deflexiones de la misma hasta una distancia considerable del punto de acción de la carga. Alternativamente, una pequeña longitud característica proviene de una combinación de viga "blanda" y suelo rígido. Esto significa que con relación a las deflexiones, el tramo de influencia de la carga es relativamente local respecto al punto de aplicación de la carga y desde el punto de vista de la rigidez relativa, la viga se comporta como muy flexible.

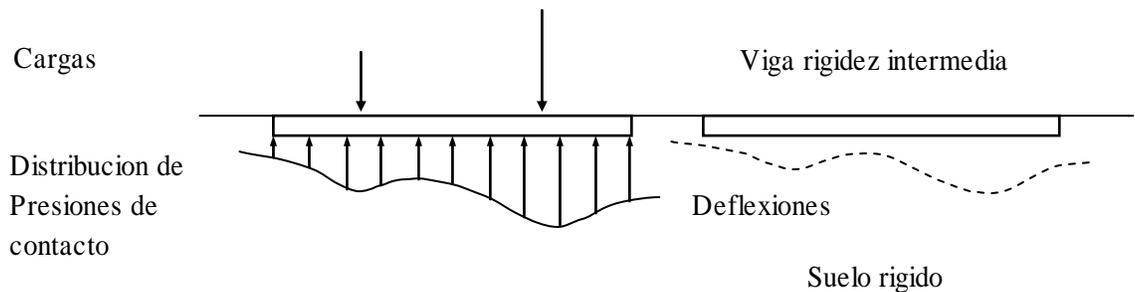
En la Figura 9. se describe el caso de la combinación de casi cualquier viga con dimensiones estructuralmente razonables con un suelo blando de soporte, la cual conduce a una condición rígida de rigidez relativa. La distribución de la deflexión no esta lejos de una variación rectilínea

Figura 9. Distribución esquemática de deflexiones y presiones de contacto para una viga muy rígida



La Figura 10. Ilustra alguna condición intermedia de rigidez relativa de la cual puede decirse que para una viga dada, el grado en el cual se manifiesta la incidencia en los extremos locales de la distribución de presiones de contacto bajo las cargas, depende de la rigidez (o baja deformabilidad) del material de soporte.

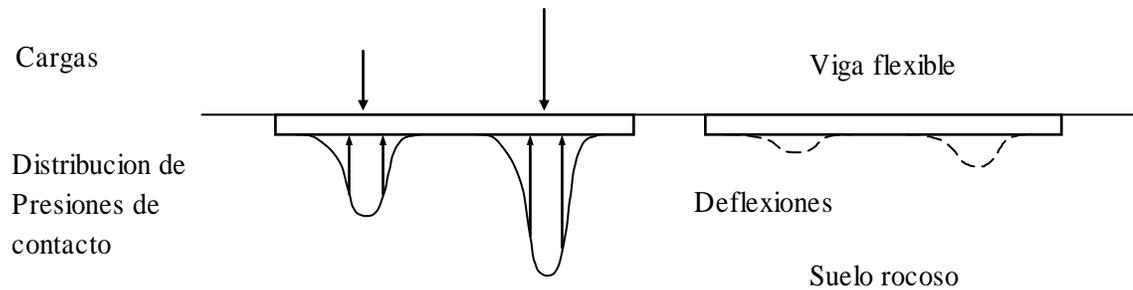
Figura 10. Distribución esquemática de deflexiones y presiones de contacto para condición intermedia de rigidez relativa



En la Figura 11. se exhibe la combinación de una viga corriente sobre un material de soporte cuya deformabilidad es extremadamente baja, como puede ser una roca. Tiene lugar una condición muy flexible de rigidez relativa. Es evidente la incidencia local de las cargas tanto en las deflexiones como en la distribución de las presiones de contacto, cuya concentración es muy acentuada. La muy baja

deformabilidad del material de soporte se manifiesta como muy pequeñas deflexiones compatibles con elevadas presiones pico.

Figura 11. Distribución esquemática de deflexiones y presiones de contacto para condición muy flexible de rigidez relativa



2.5.2 Criterios de Hetenyi (1946) para identificación de las vigas respecto a su rigidez relativa

Las soluciones para casos simples de la ecuación diferencial de las vigas sobre fundación elástica, (expresión 2.10) se han utilizado para formular criterios aproximados que permitan diferenciarlas desde el punto de vista de su rigidez relativa en: rígidas, de flexibilidad intermedia y flexible. Al mismo tiempo, se han propuesto guías generales para determinar la distribución de las presiones de contacto, vinculadas con esta diferenciación. Algunos criterios vienen expresados en términos de la relación, λL , entre la longitud L de la viga y la longitud característica $1/\lambda$, en lugar de usar la magnitud absoluta de la última. Efectivamente, la mencionada relación es la que ha sido utilizada como parámetro para precisar los siguientes criterios

Hetenyi propuso, utilizar los intervalos de la relación λL que se presentan en la Tabla 1, para identificar las vigas de acuerdo con su rigidez relativa.

Tabla 1. Identificación de vigas de fundación de acuerdo con intervalos de la relación λL y criterios para determinar la distribución de presiones de contacto

Intervalo de λL	Identificación de la viga	Criterio para la distribución de la presión de la presión de contacto
$\lambda L < \pi/2$	Viga rígida	Distribución lineal de presiones
$\pi/2 \leq \lambda L \leq \pi$	Viga de flexibilidad intermedia	Determinarla como viga sobre fundación elástica
$\lambda L > \pi$	Viga flexible	Determinarla como viga sobre fundación elástica

3 PARAMETROS EMPLEADOS EN EL ANALISIS DE INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

Modelo mecánico de la respuesta del suelo de soporte conocido como el de Winkler, es el de mas amplia utilización en el análisis de interacción suelo-estructura, en razón de la simplicidad que su uso implica en los cálculos y otros motivos detallados en el capítulo anterior. El modulo de reacción del terreno o coeficiente de balasto constituye el parámetro natural para caracterizar el suelo de soporte al modelarlo mediante la hipótesis de Winkler. Se ofrecen, en este capítulo, conceptos, criterios, expresiones analíticas y tablas para determinar este modulo de reacción así como el modulo elástico, del suelo de soporte.

3.1 MODULO DE REACCION DEL TERRENO

3.1.1 Aspectos generales

De la descripción del modulo de reacción del terreno o coeficiente de balasto, hecha en la sección 2.2, se desprende que dicho modulo constituye un parámetro que permite caracterizar la respuesta del suelo de soporte al modelarlo de acuerdo con la hipótesis de Winkler. Si en la interfase fundación-suelo se supone compatibilidad entre las deflexiones del elemento y las deformaciones del suelo de soporte (no existe despegue), el modulo de reacción resulta ser la relación entre las presiones de contacto suelo-fundación y las deflexiones correspondientes del elemento.

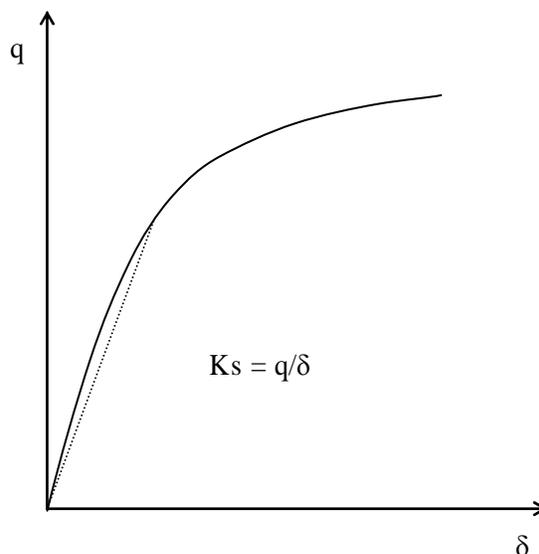
$$k_s = \frac{P}{y} \quad (3.1)$$

De esta definición se desprende también que k_s es el esfuerzo que produce un asentamiento unitario. Si los esfuerzos normales son suficientemente moderados, en el sentido de estar por debajo del umbral a partir del cual empiezan a presentarse deformaciones plásticas en el suelo, se puede asumir con cierta dosis de idealización, que existe proporcionalidad entre esfuerzos y deflexiones, y el coeficiente de balasto sería una constante de proporcionalidad.

Un ensayo convencional de carga sobre una placa rígida normalizada, consiste en determinar los asentamientos ocasionados por presiones crecientes de fundación al aumentar la carga. Como se muestra en la Figura 12, los resultados de tal ensayo se pueden dibujar en coordenada; presión-asentamiento para obtener la curva del ensayo de carga, a partir de la cual se pueden determinar valores del modulo de reacción de terreno como la relación.

$$k_s = \frac{q}{\delta}$$

Figura 12. Modulo de reacción del terreno en un ensayo de carga



En donde q es la presión media de contacto suelo-placa, y δ es el asentamiento correspondiente. Resulta evidente en la Figura 12. que el valor obtenido depende de si el valor de la pendiente corresponde a tangentes o secantes a la curva y de la ubicación de las coordenadas q y δ de los puntos seleccionados para su definición. Es frecuente en la práctica que esta relación resulte no lineal, condición indicativa de desviaciones más o menos importantes de un comportamiento elástico ideal; hecho explicable en parte por la distribución no lineal de presiones de contacto suelo-placa, vinculada con fenómenos locales de plastificación del suelo de soporte.

Se generan efectos de borde tales como concentración de esfuerzos en los suelos cohesivos y bajo confinamiento en los suelos granulares. Este y otros factores contribuyen a hacer problemática la obtención del módulo de reacción a partir de resultados de ensayos de placa de carga.

La ya mencionada relativa simplicidad de utilizar la hipótesis de Winkler y caracterizar el suelo mediante el módulo de reacción del terreno, explica su uso extendido para cuantificar la incidencia de la interacción fundación-suelo en el análisis estructural de fundaciones. Sin embargo, por esta simplicidad conceptual y menores esfuerzos de cálculo debe pagarse con las incertidumbres y complejidad en la determinación del módulo de reacción del terreno. Realmente, su uso puede volverse delicado debido a que dicho módulo depende de varios significativos factores del suelo y de la fundación.

En la caracterización del módulo de reacción, se deben considerar todas las implicaciones de ingeniería geotécnica y todas las incidencias pertinentes de la interacción suelo-estructura. Su empleo irracional puede distorsionar considerablemente la capacidad predictiva de los análisis. Entre los aspectos trascendentales se encuentran:

- Distribuciones de cargas que tengan impacto en los asentamientos.
- Inestabilidad por elevado punto de aplicación de la resultante de cargas respecto al nivel de fundación, en estructuras altas.
- Asentamientos por consolidación primaria.
- Asentamientos por compresión secundaria.
- Incidencia del tiempo en los asentamientos.
- Influencia del nivel de esfuerzos respecto a esfuerzos de falla.

3.1.2 Métodos para determinar el modulo básico de reacción, k_{s1}

Se pueden agrupar de la siguiente manera:

1. Interpretación de los resultados de ensayos de carga en el sitio: placa o pilote de referencia.
2. Correlaciones empíricas con el modulo elástico del suelo obtenido en ensayos de laboratorio:
 - Ensayo triaxial o de compresión inconfiada
 - Ensayo de CBR
 - Ensayo de consolidación
3. Correlaciones empíricas con resultados de ensayos de campo en el sitio: SPT, CPT, DMT y veleta.
 - Correlaciones empíricas directas con el k_{s1}
 - Correlaciones empíricas indirectas con el modulo elástico o la resistencia al corte no drenada del suelo
4. Interpretación de resultados de mediciones de desplazamientos de estructuras reales en la obra.

3.1.3 Significado y uso de la expresión de Vesic

Es conveniente destacar que el k de la expresión (2.7) de Vesic utilizable para determinar un valor del modulo de reacción compatible con un semiespacio elástico, es el producto del modulo de reacción del terreno k_s por el ancho de la viga y sus unidades son FL^2 dado que las unidades de k_s son FL^{-3} . Si se despeja k_s en la expresión indicada, se obtiene:

$$k_s = \frac{0.65}{B} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}} \left(\frac{E_s}{1-\nu_s^2} \right) \quad (3.2)$$

Se ha verificado experimentalmente, Broms (1964), que la teoría del semiespacio elástico permite modelar razonablemente bien el comportamiento deflexión-presión media de contacto, $y-q$, en un ensayo de placa de carga, en el intervalo en donde es razonable aceptar una relación lineal entre ellas o intervalo elástico. Es posible utilizar la bien conocida expresión de Schleicher basada en resultados de Boussinesq:

$$y = qBC_f \left(\frac{1-\nu_s^2}{E_s} \right) \quad (3.3)$$

De la cual es posible despejar una expresión para el modulo de reacción del terreno k_{sI} , de una placa estándar de ancho B_p :

$$k_{sI} = \frac{q}{y} = \frac{1}{B_p} \left(\frac{1}{C_f} \right) \left(\frac{E_s}{1-\nu_s^2} \right) \quad (3.4)$$

Expresión que permite establecer una relación aproximada entre k_s y el modulo elástico E_s del suelo. En arcillas saturadas es posible extrapolar el k_{sI}

correspondiente a una placa estándar al k_s de un cimiento cuadrado de ancho B mediante la expresión (Terzaghi, 1955)

$$k_s = k_{s1} \frac{B_p}{B} \quad (3.5)$$

Se dispone de soluciones elásticas análogas a la expresión (3.3) que permiten obtener la expresión (3.6) para el modulo de reacción pertinente a un cimiento rectangular cualquiera, pero no debe perderse de vista que el coeficiente C_f debe tener en cuenta el efecto de la forma y dimensión del cimiento y el de la rigidez relativa cimiento-suelo de fundación.

$$k_s = \frac{1}{B} \left(\frac{1}{C_f} \right) \left(\frac{E_s}{1-\nu_s^2} \right) \quad (3.6)$$

La comparación de las expresiones (3.2) y (3.6) facilita identificar el significado de los términos de la expresión (3.2) de Vesic, a la vez que permite deducir una expresión para el que puede considerarse como factor de forma y rigidez relativa, $(1/C_f)$, en la expresión (3.6), a saber:

$$\frac{1}{C_f} = 0.65^{1.2} \sqrt{\frac{E_s B^4}{EI}} \quad (3.7)$$

Que puede variar entre un orden de 0.2 para una viga muy rígida hasta 0.65 para una muy flexible. Para fundaciones en arcillas Terzaghi (1955) propuso utilizar la siguiente expresión para calcular el k_s de una fundación rectangular de ancho B y largo L a partir del $k_{(BxB)}$ de una fundación cuadrada de lado B :

$$k_s = k_{(BxB)} \left(\frac{1+B_p/L}{1.5} \right) \quad (3.8)$$

En el límite, para una viga de largo infinito, se obtiene:

$$k_s = \frac{k_{(BxB)}}{1.5} = 0.67k_{(BxB)} \quad (3.9)$$

Mediante la expresión (3.8) se puede modificar el (I/C_f) de la ecuación (3.6). En la siguiente Tabla 2, se resumen varios valores representativos de (I/C_f) para diferentes condiciones de la estructura de fundación.

Tabla 2. Valores representativos de (I/C_f)

Condición	(I/C_f)
Placa circular rígida (Broms)	1.25
Placa cuadrada rígida	1.12
Viga infinita rígida (Terzaghi)	0.75
Viga de rigidez intermedia (Vesic)	$0.65^{1/2} \sqrt{\frac{E_s B^4}{EI}}$

3.1.4 K_s de la fundación en función del k_{s1} de una placa de carga

Para aquellas fundaciones en las que el efecto de la rigidez relativa fundación-suelo es relativamente poco importante, se pueden combinar las expresiones (3.5) y (3.8) en la siguiente:

$$k_s = k_{s1} \frac{B_p}{B} \left(\frac{1 + B_p / L}{1.5} \right) \quad (3.10)$$

Que permite obtener k_s para una fundación de ancho B y largo L a partir del k_{s1} de una placa de ancho B_p .

En aquellas situaciones en que no conviene ignorar el efecto de la rigidez relativa fundación-suelo es posible pasar del k_{sI} de una placa estándar de ancho B_p al k_s de una viga de ancho B y rigidez intermedia, en la forma siguiente:

La expresión (3.6) para la viga se puede escribir

$$k_s = \frac{1}{B} \left(\frac{1}{C_f} \right)_{Vesic} \left(\frac{E_s}{1-\nu_s^2} \right) \quad (3.11)$$

Igualmente para la placa de ancho B_p :

$$k_{sI} = \frac{1}{B_p} \left(\frac{1}{C_f} \right)_{Placa} \left(\frac{E_s}{1-\nu_s^2} \right) \quad (3.12)$$

Dividiendo miembro a miembro y despejando k_s después de remplazar el $(1/C_f)$ de Vesic de la expresión (3.7):

$$k_s = k_{sI} \left(0.65 C_f^{1/2} \sqrt{\frac{E_s B^4}{EI}} \right) \frac{B_p}{B} \quad (3.13)$$

Para el empleo de la anterior expresión se requieren determinar parámetros del terreno de fundación relacionados con los modulos elástico y edométrico en la forma que se describe posteriormente en la sección 3.2. En particular, se presentan los detalles de la deducción y del uso de la siguiente expresión para calcular k_{sI} en función del modulo edométrico E_o :

$$k_{sI} = \frac{E_o}{B_p} \left(\frac{1}{C_f} \right) \left[\frac{1-2\nu}{(1-\nu)^2} \right] \quad (3.14)$$

3.2 MODULO ELASTICO DEL SUELO DE SOPORTE

3.2.1 Expresiones generales

En la sección 2.1 a 2.2, se esbozo el enfoque de caracterizar el suelo de soporte como un medio perfectamente elástico, homogéneo e isótropo. Para aplicar esta solución se hace necesario precisar un valor representativo del modulo elástico del suelo de soporte. A continuación se incluye un repaso rápido de conceptos, así como expresiones y correlaciones empíricas útiles para su determinación.

En la mecánica de sólidos es usual considerar un elemento cúbico del material referenciado a tres ejes coordenados ortogonales, X, Y, Z , paralelos a sus aristas. En una expresión matricial, las posibles componentes de esfuerzo sobre las caras del cubo, configuran el denominado vector de esfuerzos:

$$\{\sigma\}^T = [\sigma_x \sigma_y \sigma_z \tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx}]$$

Los σ son las componentes normales, las λ son las componentes cortantes. Igualmente, con las componentes de deformación se puede conformar el vector de deformaciones:

$$\{\varepsilon\}^T = [\varepsilon_x \varepsilon_y \varepsilon_z \gamma_{xy} \gamma_{yz} \gamma_{zx}]$$

Las ε son las componentes normales de deformación, las γ son las componentes cortantes de deformación.

En la idealización de una masa de suelo como un medio semiinfinito y homogéneo, la dirección del eje X es vertical y a su vez normal a la superficie horizontal limite superior del medio. Un comportamiento elástico lineal de tal medio

se acostumbra caracterizar mediante el modulo elástico o de Young, E , y la relación de Poisson, ν , que se definen como sigue.

El *modulo elástico* E es la relación entre el esfuerzo axial aplicado en una dirección y la deformación axial resultante en la misma dirección. Por ejemplo:

$$E = \frac{\sigma_x}{\varepsilon_x} \quad (3.15)$$

La *relación de Poisson* ν vincula la deformación axial con la deformación transversal normal, así:

$$\varepsilon_y = \varepsilon_z = -\nu\varepsilon_x \quad (3.16)$$

En una prueba de compresión o tracción simples se aplica el esfuerzo en una sola dirección

En la mecánica de sólidos se demuestra que al rotar convenientemente los ejes coordenados aparecen tres planos ortogonales sobre los cuales se anulan los esfuerzos cortantes, además, los correspondientes esfuerzos normales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ identificados como *esfuerzos principales*, determinan el estado de esfuerzos. Los respectivos ejes y planos, sobre los cuales actúan los esfuerzos, también se identifican con el calificativo de principales.

En un ensayo de consolidación en un edómetro o consolidómetro, la muestra se confina en un anillo de gran rigidez para que la deformación lateral bajo esfuerzo axial de tal muestra resulte nula. En el análisis geotécnico de esfuerzos y deformaciones son comunes las situaciones en las que las deformaciones horizontales son suficientemente reducidas para que sean asimilables a la condición de deformación lateral nula vigente en el ensayo edométrico. Esta

condición se conoce como de compresión unidimensional confinada. En ella, el esfuerzo aplicado es el principal mayor σ_1 además:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0 \quad \text{y} \quad \sigma_2 = \sigma_3 \quad (3.17)$$

Para esta condición se puede determinar un modulo de deformación E_o conocido como *modulo confinado o edométrico*, que resulta ser el inverso del coeficiente de compresibilidad volumétrico, m_p que es normal obtener en pruebas de consolidación en el laboratorio, es decir:

$$E_o = 1/m_v \quad (3.18)$$

No debe perderse de vista que m_p depende del nivel de esfuerzos, E_o también puede obtenerse a partir del índice de expansión-recompresión C_s por medio de la siguiente expresión (M. Delgado, 1996):

$$E_o = \frac{\Delta\sigma' (1 + e_o)}{C_s \log\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'}\right)} \quad (3.19)$$

$\Delta\sigma'$ es un incremento de presión efectiva a partir de σ' en el grafico de compresibilidad de un ensayo edométrico. e_o es la relación de vacíos correspondiente a σ' .

En la sección 3.3 se describen relaciones del módulo edométrico con la resistencia al corte no drenada (E_o / C_u) que se presentan comparativamente en la Tabla 5, Constituyen información muy valiosa para realizar determinaciones alternativas de magnitudes del modulo edométrico a partir de la resistencia al corte no drenada.

Si se supone elasticidad lineal isótropa se puede relacionar este modulo edométrico con el módulo elástico por medio de la siguiente expresión (M. Delgado, 1996):

$$E_s = E_o \left[\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \right] \quad (3.20)$$

La anterior expresión permite estimar el modulo elástico del suelo de soporte, E_s , si se determinan el modulo edométrico E_o y la relación de Poisson ν . Acaban de describirse varios medios alternativos para evaluar el modulo edométrico. Para estimar la relación de Poisson ν puede emplearse la información contenida en las tablas 3 y 4.

Tabla 3. Intervalos de Valores de la relación de Poisson

Tipo de suelo	Relación de Poisson, ν
Arcilla, saturada	0.4 - 0.5
Arcilla, no saturada	0.1 - 0.3
Arcilla arenosa	0.2 - 0.3
Limo	0.3 - 0.35
Arena, con grava	0.3 - 0.4
Roca	0.1 - 0.4
Loess	0.1 - 0.3
Concreto	0.15

Tabla 4. Intervalos de compresibilidad, modulo edométrico y relación de Poisson.

Compresibilidad	Modulo Edométrico KN/m²	Relación De Poisson	Suelos
Muy Alta	<1000	0.43 – 0.35	Arcillas y limos lacustres.
Alta	1000 - 5000	0.35 – 0.30	Arcillas y limos, limos arenosos lacustres. Suelos residuales. Polvo volcánico suelto
Media	5000 - 20000	0.30 – 0.25	Arcillas y limos compactos, sedimentos eólicos finos. Suelos residuales y sedimentos volcánicos semicompactos. Aluviones finos.
Baja	20000 - 50000	0.25	Arena, limos compactos, suelos aluviales. Sedimentos compactos y bien gradados.
Muy baja	50.000<	0.25	Arenas, suelos gravosos. Sedimentos aluviales compactos, cementados y bien gradados.

3.3 RELACIONES DEL MODULO EDOMETRICO Y DEL MODULO DE REACCION DEL TERRENO CON LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA

Según Burland y Wroth (1974), y Sangrey (1972), la relación de Poisson ν puede oscilar entre 0.10 y 0.33 para arcillas sobreconsolidadas. Sanglerat (1975) conceptúa que un valor de 0.33 para ν es una estimación razonable para el uso de

la ecuación (3.20). Una verificación de lo acertado del anterior criterio es la coincidencia ($\nu=0.33$) entre el límite superior para arcillas sobreconsolidadas, según Burland y otros, y el promedio que acaba de calcularse para arcillas normalmente consolidadas.

Por medio de expresiones descritas en este capítulo se determinan intervalos y valores promedio de las relaciones en cuestión, de acuerdo con criterios empíricos consultados en la literatura. El modulo de reacción del terreno se refiere a una *placa cuadrada* de carga de 0,3 m de lado. Las relaciones son aplicables a *arcillas sobreconsolidadas* firmes a duras.

Para convertir valores del modulo elástico a los del modulo edométrico se utilizo la expresión (3.20) adoptando 0,33 para la relación de Poisson ν , de acuerdo con criterios analizados en la sección anterior.

$$E_o = \left[\frac{(1-0.33)}{(1+0.33)(1-2(0.33))} \right] E_s = 1.482 E_s \quad (3.21)$$

A partir del modulo edométrico E_o por medio de la expresión (3.14) se calculo el modulo de reacción del terreno, así:

$$k_{s1} = \frac{E_o}{0.3} (1.12) \left[\frac{1-2(0.33)}{(1-0.33)^2} \right] = 2.828 E_o \quad (3.22)$$

Los resultados de aplicar los siguientes criterios y utilizar las expresiones descritas se consignan en la Tabla 5. donde, $E_o = C_E c_u$ (KN/m²) y $K_{s1} = C_K c_u$ (KN/m³)

De la tabla 5, conviene destacar que los reales intervalos empíricos son los de C_E y el de C_K de Terzaghi, los demás para C_K fueron deducidos de los anteriores mediante la expresión (3,22), con fines comparativos.

Tabla 5. Valores empíricos de relaciones del modulo edométrico y modulo de reacción con la resistencia al corte no drenada.

Criterio	Intervalo C_E	Promedio C_E	Intervalo C_K	Promedio C_K
Terzaghi (1955)				300
Skempton	74 – 296	185	209 – 837	523
Sanglerat (1979)	40 – 120	80	113 – 340	226
Trofimenkov (1974)		140		400
Lorente de No (1980)		90		255
M. delgado (1993)	45 - 237	140	126 - 671	400

3.4 PARAMETROS CARACTERISTICOS DEL SUELO DE BUCARAMANGA

Se realizara un ejemplo comparativo sobre la obtención del modulo de reacción del suelo, donde se entrara a evaluar dos formulaciones propuestas. La primera formulación es la que se ha venido planteando en la presente monografía en donde se aplica la metodología del autor Manuel Delgado Vargas presentada en el libro “Interacción Suelo - Estructura“, ya que se ha considerado como la metodología mejor desarrollada para obtener los parámetros requeridos a partir de los estudios de suelos típicos, realizados en la Ciudad de Bucaramanga. La segunda formulación hace parte de los Estudios de suelos que usualmente es presentada por los Geotecnistas en la región. Con el ejemplo se pretende además determinar los parámetros representativos del suelo de soporte que se utilizaran en los modelos que se pretenden plantear en el capítulo 4.

En la tabla 6, se presenta la columna estratigráfica típica de un suelo de Bucaramanga con base a la información obtenida de afloramientos y de los resultados obtenidos de los sondeos que se realizan en la ciudad. De acuerdo a la información planteada se recomienda cimentar a una profundidad aproximada mayor o igual a 3.0 metros bajo el nivel actual del terreno, para este caso en particular en donde se van a aplicar las formulaciones propuestas y a desarrollar el ejemplo completo, tomaremos los parámetros del suelo a una profundidad de 3.00 metros. y con un N=29 golpes/pie.

Tabla 6. Columna estratigráfica típica de un suelo de Bucaramanga.

profundidad m.	SPT N	Suelo	Limitaciones geotécnicas
0.0 0.5 1.0 1.5	4 6 7	Relleno sin compactar, compuesto por arenas arcillosas, muy sueltas, muy húmedas, color marrón con trozos de concreto, ladrillo rojo y material orgánico	Suelto. No son competentes para la cimentación de estructuras
2.0 2.5	10 18	Suelos aluviales compuestos por arena limosa y arcillosa, gradada, muy suelto, saturadas, color amarillo y marrón.	Suelto. No son competentes para la cimentación de estructuras.
3.0 3.5	29 38	Suelos aluviales compuestos por arenas limosas, densas, color gris azul, con gravas de areniscas finas, friables, color gris claro pertenecientes al miembro limos rojos de Bucaramanga.	Aluvial. Competentes para la cimentación de estructuras.
4.0 4.5	70 80	Suelos aluviales compuestos por bloques de areniscas de grano fino, cuarzosas, muy resistentes, color amarillo y blanco en matriz limo arenosa color amarillo y rojo.	Aluvial. Muy competentes para la cimentación de estructuras.

3.4.1 Ejemplo de calculo de Modulo de Reacción

Se van a determinar los parámetros representativos del suelo de soporte que se utilizaran en los modelamientos de las edificaciones; este ejemplo a desarrollar corresponde igualmente al primer cimiento de la Tabla 7, el cual tiene las siguientes características:

Suelo Aluvial Competente, $N=29$ golpes/pie

Ancho del cimiento, $B=0.60$ m.

Ancho de la viga del cimiento, $B=0.10$ m.

Altura de la viga del cimiento, $H=2.50$ m.

Modulo elástico del concreto, $E=20'000.000$ KN/ m²

Stroud (1974) desarrollo una correlación para determinar la resistencia no drenada en arcillas duras y rocas blandas a partir del N del ensayo de SPT. Ecuación (3.23)

$$c_u = 5 N \quad (3.23)$$

Siendo $N= 29$ Golpes/pie y remplazando N en la ecuación (3.23)

$$c_u = 5 (29) = 145 \text{ KN/m}^2$$

De acuerdo Manuel Delgado Vargas en la Tabla 5. Tomaremos para la relación E_o/c_u , $C_E = 140$, para los cuales:

$$E_o = C_E c_u \quad (\text{KN/m}^2)$$

$$E_o = 140 (145) = 20.300 \text{ KN/m}^2$$

Según la Tabla 4, este intervalo de E_o corresponde a arcillas de compresibilidad media a baja para los cuales la relación de Poisson media puede estar entre 0.25 y 0.30. Por lo tanto se puede adoptar:

Relación de Poisson, $\nu=0.30$

Se calcula el Modulo elastico del suelo de soporte mediante la ecuacion (3.20)

$$E_s = E_o \left[\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \right] \quad E_s = 20.300 \left[\frac{(1+0.30)(1-2 \times 0.30)}{(1-0.30)} \right]$$

$$E_s = 15.080 \text{ KN/m}^2$$

Se calcula el K_{s1} mediante la ecuación (3.14) correspondiente a una placa cuadrada de carga con un ancho de placa, $B_p = 0.30$ m. y de la Tabla 2 se obtiene para una placa cuadrada rígida, $I/C_f = 1.12$

$$k_{s1} = \frac{E_o}{B_p} \left(\frac{1}{C_f} \right) \left[\frac{1-2\nu}{(1-\nu)^2} \right] \quad k_{s1} = \frac{20.300}{0.30} (1.12) \left[\frac{1-2 \times 0.30}{(1-0.30)^2} \right]$$

$$K_{s1} = 61.867 \text{ KN/m}^3$$

Mediante la ecuación (3.13) calcularemos el Modulo de Reacción K_s para un cimiento continuo:

$$k_s = k_{s1} \left(0.65 C_f^{1/2} \sqrt{\frac{E_s B^4}{EI}} \right) \frac{B_p}{B} \quad k_s = 61.867 \left(0.65 / 1.12^{1/2} \sqrt{\frac{15.080 \times 0.60^4}{20.000.000 \times 0.13}} \right) \frac{0.30}{0.60}$$

$$I = 0.10 \times (2.50^3) / 12 = 0.13 \text{ m}^4$$

$$K_s = 9.857 \text{ KN/m}^3$$

3.4.2 Ejemplo de calculo de Modulo de Reacción utilizada en la región

Para calcular el coeficiente o módulo de reacción K_s se emplea una correlación empírica que relaciona los valores de N en golpes/pie del ensayo de penetración estándar, ancho y longitud del cimientto en metros. Cernica (1995) Geotechnical Engineering – Foundation Design - John Wiley p. 255. Ecuación (3-24)

$$K_s = \frac{N}{5.5} \quad (\text{Kg/cm}^3) \quad (3.24)$$

Siendo $N= 29$ Golpes/pie y reemplazando N en la ecuación (3.24)

$$K_s = \frac{29}{5.5} = 5.27 \text{ Kg/cm}^3$$

$$K_s = 52.700 \text{ KN/m}^3$$

En lo que se puede observar de la metodología de la región, es que la obtención del modulo de balasto es independiente de las dimensiones del cimientto y según los valores encontrados por ambas metodologías existe una gran diferencia tanto numérica como de concepción de la formulación, por lo que podemos concluir que el valor estimado en la región es equivocado desde el punto de vista de proveer una realidad del problema fundación suelo, ya que la geometría y dimensiones de un cimientto inciden directamente en la interacción suelo-fundación.

3.5 MODULOS DE REACCIÓN DE LAS EDIFICACIONES PROPUESTAS

Debido a las diferentes ubicaciones y niveles de la cimentación respecto a las columnas estratigráficas del suelo nos encontramos en la realidad con diferentes características y propiedades del suelo de soporte para cada una de las zapatas

de la estructura, dentro de los rangos recomendados para cimentar; por lo tanto al aplicar el método Winckler queremos contemplar esta condición real, planteando modelar la edificaciones para dos valores de Modulo de Reacción (K_s) dentro del rango recomendado, esto con el fin de estudiar su incidencia y cuantificar la variación en los resultados finales para estos casos.

La cimentación de los muros portantes consta de una losa y una viga que sirve de pedestal, elementos continuos que están monolíticamente unidos al muro en el sentido longitudinal formando una sola unidad, por lo que se considera como una cimentación continua en este sentido. De otro lado tenemos vigas de amarre que unen las cimentaciones las cuales son de dimensiones menores pero de igual manera hacen parte de la cimentación.

Tal como se observa en las plantas arquitectónicas en el Capítulo 4, tenemos diversas longitudes de muros y variaciones en las medidas geométricas de la cimentación lo que genera un multitud de combinaciones, sumado esto a la consideración de tomar dos tipos de característica de suelos, tendremos una gran cantidad de valores de Modulo de Reacción ya que este parámetro depende en conjunto del suelo y de la geometría de la cimentación.

Para identificar los elementos de fundación y entender previamente sus características y comportamiento de acuerdo a los intervalos de la relación λL según Hetenyi, tomaremos un rango amplio de secciones con el fin de tener la mayor información disponible. Para el suelo tomaremos los valores de $N=29$ y $N=70$, para los muros tomaremos Longitudes desde $L=1.00$ hasta $L=6.00$ metros, como se dijo anteriormente el muro hace parte integral de la cimentación por lo tanto tomaremos la altura de la viga como $H=2.50$ m, para la cimentación tomaremos anchos desde $B=0.50$ hasta $B=1.50$ y para las vigas de amarre secciones 0.30×0.30 y 0.40×0.40 m, según se observa en la Tabla 7.

Tabla 7. Identificación de la cimentación según Hetenyi.

N	B m	H m	B m	L m	Es KN/m²	Ks1 KN/m³	Ks KN/m³	λL	Identificación
	viga	viga	cimient	cimiento					
29	0.10	2.50	0.50	1.00	15.080	61.867	11.131	0.15	Rígida
29	0.10	2.50	0.50	2.00	15.080	61.867	11.131	0.30	Rígida
29	0.10	2.50	0.50	4.00	15.080	61.867	11.131	0.61	Rígida
29	0.10	2.50	0.50	6.00	15.080	61.867	11.131	0.91	Rígida
29	0.10	2.50	1.00	1.00	15.080	61.867	7.012	0.16	Rígida
29	0.10	2.50	1.00	2.00	15.080	61.867	7.012	0.32	Rígida
29	0.10	2.50	1.00	4.00	15.080	61.867	7.012	0.64	Rígida
29	0.10	2.50	1.00	6.00	15.080	61.867	7.012	0.97	Rígida
29	0.10	2.50	1.50	1.00	15.080	61.867	5.351	0.17	Rígida
29	0.10	2.50	1.50	2.00	15.080	61.867	5.351	0.33	Rígida
29	0.10	2.50	1.50	4.00	15.080	61.867	5.351	0.67	Rígida
29	0.10	2.50	1.50	6.00	15.080	61.867	5.351	1.00	Rígida
29	0.30	0.30	0.30	1.00	15.080	61.867	24.259	0.61	Rígida
29	0.30	0.30	0.30	4.00	15.080	61.867	24.259	2.42	Intermedia
29	0.30	0.30	0.30	6.00	15.080	61.867	24.259	3.64	Flexible
29	0.40	0.40	0.40	1.00	15.080	61.867	18.194	0.45	Rígida
29	0.40	0.40	0.40	4.00	15.080	61.867	18.194	1.82	Intermedia
29	0.40	0.40	0.40	6.00	15.080	61.867	18.194	2.73	Intermedia
70	0.10	2.50	0.50	1.00	36.400	149.333	28.914	0.19	Rígida
70	0.10	2.50	0.50	2.00	36.400	149.333	28.914	0.39	Rígida
70	0.10	2.50	0.50	4.00	36.400	149.333	28.914	0.77	Rígida
70	0.10	2.50	0.50	6.00	36.400	149.333	28.914	1.16	Rígida
70	0.10	2.50	1.00	1.00	36.400	149.333	18.215	0.20	Rígida
70	0.10	2.50	1.00	2.00	36.400	149.333	18.215	0.41	Rígida
70	0.10	2.50	1.00	4.00	36.400	149.333	18.215	0.82	Rígida
70	0.10	2.50	1.00	6.00	36.400	149.333	18.215	1.23	Rígida
70	0.10	2.50	1.50	1.00	36.400	149.333	13.901	0.21	Rígida
70	0.10	2.50	1.50	2.00	36.400	149.333	13.901	0.42	Rígida
70	0.10	2.50	1.50	4.00	36.400	149.333	13.901	0.85	Rígida
70	0.10	2.50	1.50	6.00	36.400	149.333	13.901	1.27	Rígida
70	0.30	0.30	0.30	1.00	36.400	149.333	63.017	0.77	Rígida
70	0.30	0.30	0.30	4.00	36.400	149.333	63.017	3.08	Intermedia
70	0.30	0.30	0.30	6.00	36.400	149.333	63.017	4.62	Flexible
70	0.40	0.40	0.40	1.00	36.400	149.333	47.263	0.58	Rígida
70	0.40	0.40	0.40	4.00	36.400	149.333	47.263	2.31	Intermedia
70	0.40	0.40	0.40	6.00	36.400	149.333	47.263	3.46	Flexible

A causa de la restricción que le proporciona el muro a la cimentación se puede observar en la Tabla 7, que todas las cimentaciones de los muros se clasifican dentro del rango de rígidas, siendo esto favorable tal como se anota en el Capítulo 2, el cual dice que entre mas sea Rígido el conjunto, se tiene mayor precisión en los resultados de la interacción suelo – estructura. Para el caso de las vigas de cimentación tenemos que en la medida que aumenta la longitud de la cimentación entramos dentro del rango de Rigidez Intermedia y posteriormente al rango de Flexible.

4 METODOLOGIA PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE MUROS PORTANTES DE CONCRETO

4.1 APLICABILIDAD DEL METODO WINKLER EN SISTEMAS DE MUROS

En el ejemplo de la viga de cimentación bajo cargas verticales, cuando al método Winkler se le efectúan los ajustes correspondientes para controlar el efecto de contorno, se demuestra entonces que respecto a otros métodos mas complejos, sus resultados son precisos considerándoselos satisfactorios, por lo que el método Winkler es garantía en el análisis de interacción suelo- fundación y en el diseño de la cimentación para este caso en particular. Esta precisión en el resultado final se logra debido a la correcta distribución de fuerzas a lo largo de la viga las cuales son transmitidas por el suelo a la fundación, concluyendo entonces que hay una variación en la presiones de contacto siendo necesario verificar únicamente, que no sobrepase la máxima capacidad admisible de soporte en el punto mas critico de la cimentación y de otro lado se le da poca importancia a los asentamientos y rotaciones del elemento de fundación ya el planteamiento del problema solamente involucra la cimentación.

Como se puede concluir el método Winkler al aplicarlo en el ejemplo de la viga de cimentación bajo cargas verticales cumple satisfactoriamente, pero para este caso que se va ha aplicar el cual corresponde a edificaciones donde el modelo integra la totalidad de la estructura incluyendo la cimentación, aparece en el modelo la fuerza sísmica la cual es de gran magnitud por lo tanto se convierte en una variable determinante en el análisis y diseño de la estructura y de su cimentación. Las fuerzas sísmicas actúan directamente sobre los muros portantes generando momentos de volcamiento los cuales se transmiten a la cimentación y a su vez al suelo de fundación por lo que el suelo debe ser capaz de resistir estas fuerzas.

Los momentos de volcamiento originan deformaciones diferenciales en el suelo debido a la elasticidad del mismo lo que se traduce en giros en la cimentación e igualmente en desplazamientos y giros en los muros portantes y es aquí donde se cobra importancia la deformación del suelo por lo tanto se debe tener certeza en la aplicación del modelo Winkler ya que cualquier deformación del suelo afectara directamente el comportamiento global de la estructura.

4.2 CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA DE LAS EDIFICACIONES

En la construcción de grandes y medianos proyectos para edificaciones de vivienda el sistema de estructural que más se construye es el sistema de muros portantes en concreto, ya que este sistema constructivo es el más económico porque el costo final de la obra final es menor y adicionalmente el tiempo de ejecución de la obra es inferior respecto a los demás sistemas constructivos. Esta característica se presenta básicamente por varias razones:

1. La distribución arquitectónica dispone de gran cantidad de espacios con muros divisorios los cuales se pueden convertir en su mayoría en muros estructurales en ambos sentidos, remplazando así la estructura tradicional.
2. La configuración arquitectónica puede disponer de los muros estructurales de una forma orientada y alineada con el fin de que este sistema se convierta constructivamente en el más rápido de ejecutar.
3. La distribución arquitectónica del uso de vivienda cuenta estructuralmente con gran cantidad muros portantes que sirven de apoyo a la placa la cual tiene como característica que se trabaja para luces menores de 3 metros, permitiendo esto placas macizas de espesores pequeños, lo cual garantiza integralmente altos rendimientos de ejecución en la construcción de la estructura.

Estas características en la configuración arquitectónica son definidas exclusivamente por el Arquitecto diseñador del proyecto y en coordinación con el Ingeniero Calculista, se puede detectar las falencias que pueda tener el sistema estructuralmente para solucionarlas de antemano y adicionalmente se puede definir la geometría y predimensionamiento de los elementos estructurales con el fin de que haya compatibilidad entre los proyectos Arquitectónicos y Estructurales.

En la elaboración de la configuración arquitectónica de las plantas tipo para la presente monografía, se seguirán los lineamientos arquitectónicos expuestos en este numeral, pero adicionalmente se tendrán en cuenta otros aspectos que solamente pueden ser vistos desde la óptica de la ingeniería y que nos servirán para tener una mayor y mejor comprensión del comportamiento de la estructura según los objetivos trazados en este estudio. Dichas características son determinadas e incorporadas al proyecto arquitectónico tal como se anota en los numerales “4.21 Determinación de plantas tipo” y “4.2.2 Determinación de número de pisos”, descritos a continuación.

4.2.1 Determinación de las plantas tipo

La primera configuración especial que se quiere incorporar es la de disponer de muros estructurales de diferentes longitudes con el fin de tener así mismo muros con diversidad de rigidez para ambas direcciones de análisis, esta característica es indispensable estudiarla pues se prevé que si hay igualdad de rigidez cualquier redistribución de fuerzas sería proporcional y predecible, pero no ocurriría lo mismo cuando se tienen diversidad de muros con altas variaciones en su rigidez.

La segunda configuración especial corresponde a los muros ortogonales los cuales pueden presentar dos casos respecto a su interrelación con los otros

muros, ya sea que los muros se encuentren aislados sin ningún cruce con los muros del otro sentido, o que se encuentren cruzándose e integrados monolíticamente con otros muros formando una geometría diferente a la rectangular.

Para buscar la planta tipo se estudiaron varios proyectos de vivienda con el fin de escoger una planta arquitectónica con la configuración apropiada que cumpliera con los lineamientos arquitectónicos expuestos en el numeral anterior e igualmente con las configuraciones especiales, obteniéndose finalmente una tipología en planta con las siguientes características generales, tal como se muestra en la Figura 13.

Esta tipología en planta corresponde a un bloque tipo de apartamentos de vivienda con cuatro apartamentos por piso, distribuido en dos módulos de dos apartamentos cada uno localizados separada y simétricamente en cada sentido y unidos por un punto fijo en la parte central del bloque. Esta característica de simetría permite dos alternativas para el análisis de la estructura, siendo la primera alternativa la de considerar una sola estructura para todo el Bloque incluido el punto fijo garantizando la rigidez necesaria para el diafragma del piso y la segunda alternativa es aislar el punto fijo con el fin de tener estructuras tres estructuras independientes como son la del punto fijo y la de los módulos de dos apartamentos.

Tomando la segunda alternativa tenemos la primera planta tipo escogida que corresponde al modulo de dos apartamentos con los muros ortogonales aislados según se observa en la Figura 14, y la segunda planta tipo escogida corresponde a esta misma planta pero reubicando los muros ortogonales, aplicando la segunda condición especial de este numeral, según se observa en la Figura 15. Finalmente ya tenemos las dos plantas tipo que son el Modulo A y el Modulo B, con las cuales ambas tienen mismas características de la siguiente manera:

Figura 13. Planta estructural típica de edificio de vivienda

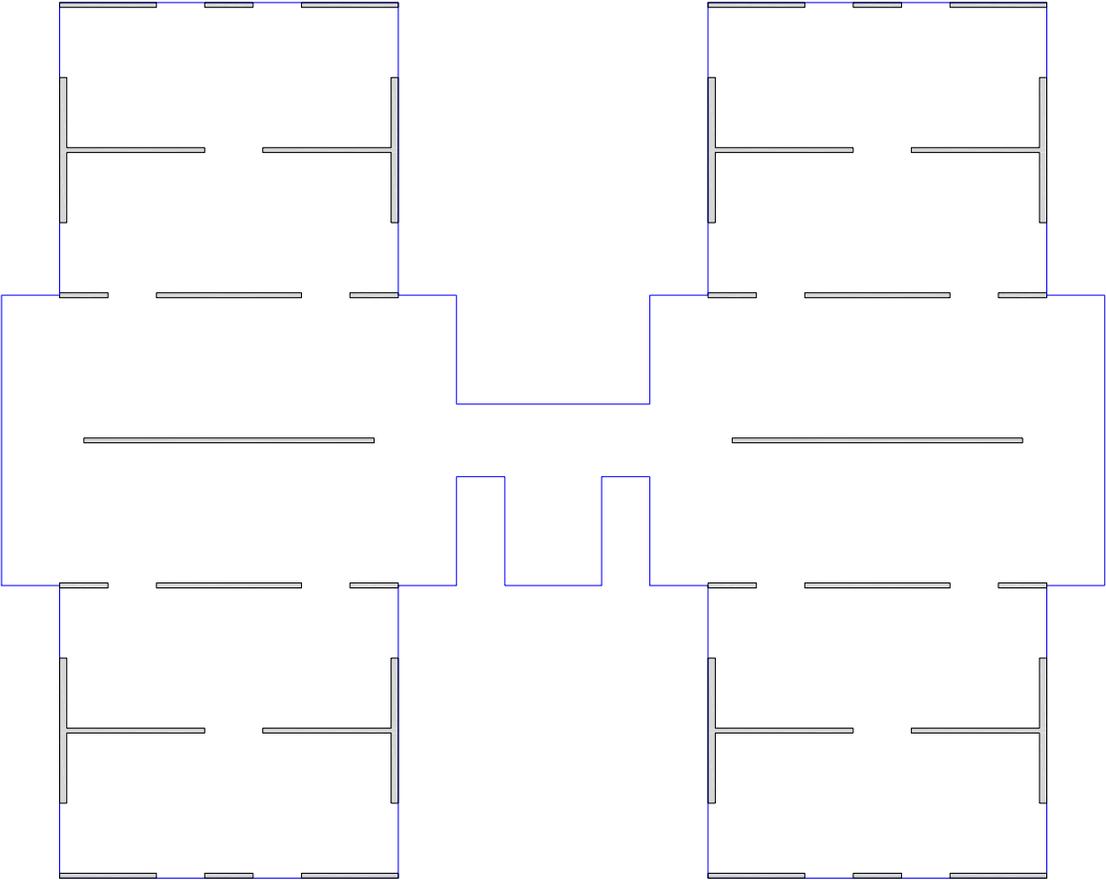


Figura 14. Planta estructural piso tipo, Modulo A

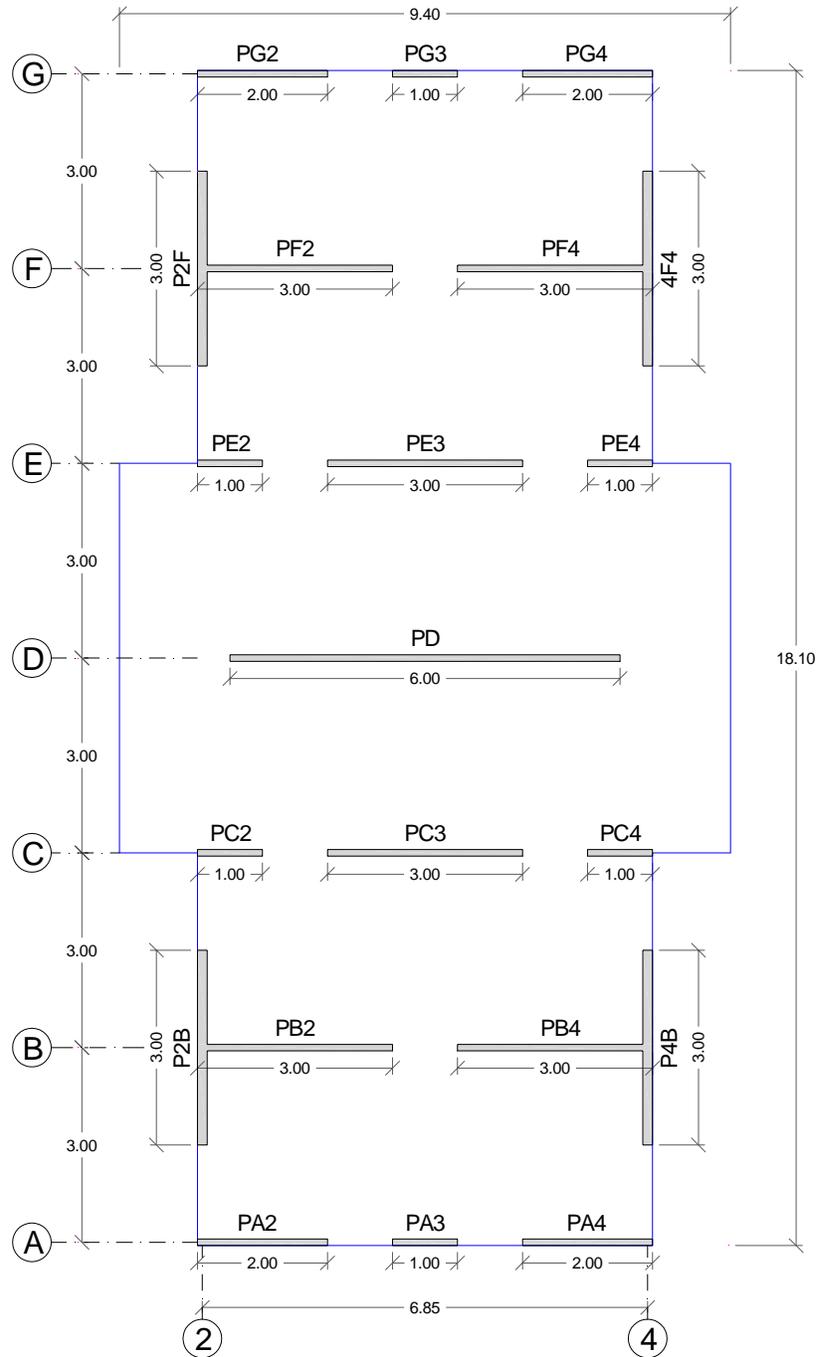
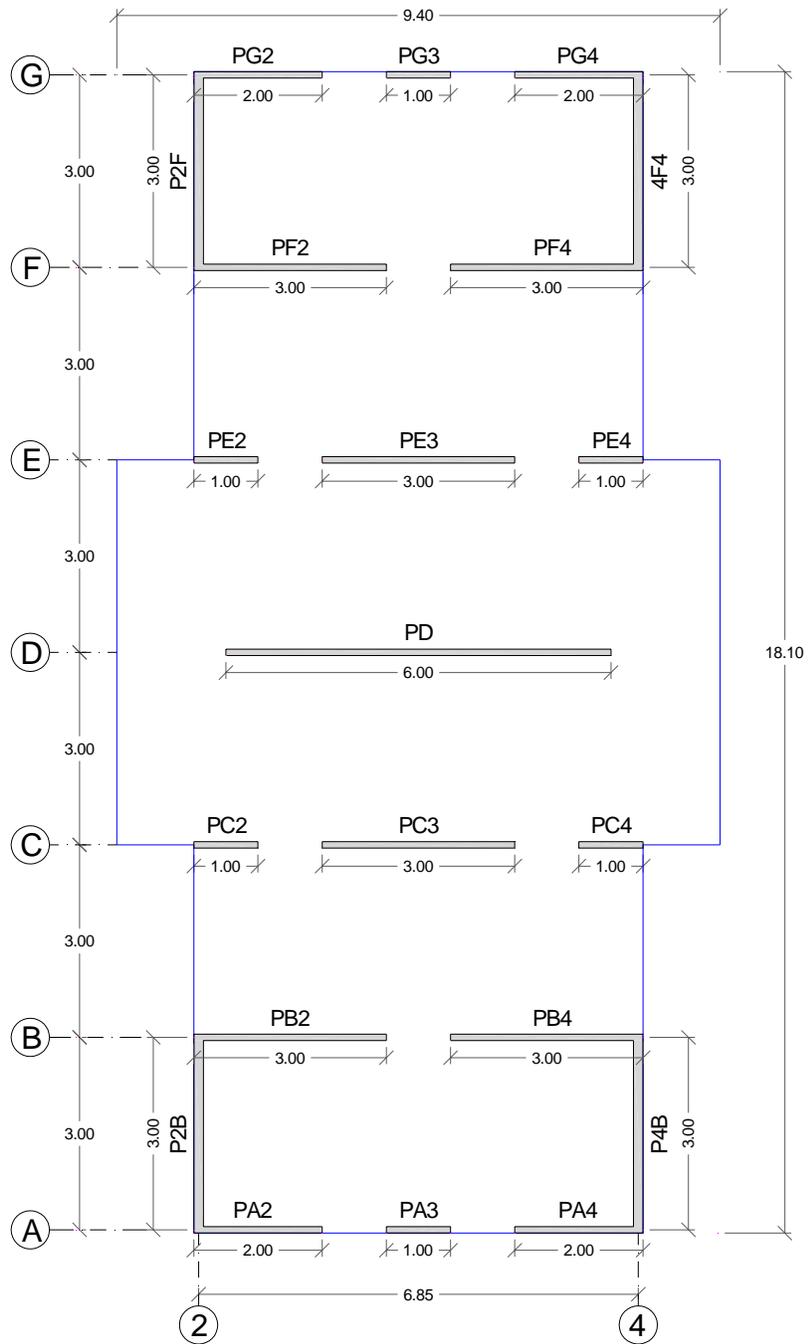


Figura 15. Planta estructural piso tipo, Modulo B



- Área de Modulo, 138 m²

- Muros Sentido Principal (5 y 10 pisos)

1 de longitud 6.00 metros y de espesor 10 cms. y 12 cms.

6 de longitud 3.00 metros y de espesor 10 cms. y 12 cms.

4 de longitud 2.00 metros y de espesor 10 cms. y 12 cms.

6 de longitud 1.00 metros y de espesor 10 cms. y 12 cms.

- Muros Sentido Ortogonal (5 y 10 pisos)

4 de longitud 3.00 metros y de espesor 15 cms. y 25 cms.

4.2.2 Determinación de número de pisos

Tal como se determino trabajar con dos parámetros diferentes para el tipo de suelo, esto con el fin de tener un rango de valores y mayor información para el análisis e interpretación de resultados, así mismo tomaremos dos alturas diferentes para las estructuras con el fin combinarlas con las demás consideraciones, generando así mas puntos de comparación y por ende confiabilidad en la interpretación del estudio y sus conclusiones finales.

Para determinar la escogencia de los números de pisos de las estructuras se busco edificaciones con las alturas mas comúnmente construidas en la ciudad de Bucaramanga; de acuerdo a esta condición encontramos que los arquitectos diseñadores no tienen en cuenta para nada el tipo de sistema estructural en la asignación de numero de pisos, esta variable indirectamente es determinada por la normatividad urbanística la cual permite construir edificaciones hasta de 5 (cinco) pisos sin necesidad de incorporar el sistema de ascensores el cual es altamente costoso y no hace viable económicamente un proyecto de interés social, por esta razón encontrándonos que en la actualidad la mayoría de los grandes

proyectos de vivienda de estrato bajo y medio son construidos con el sistema de muros de concreto y de cinco pisos.

Así mismo encontramos que para estrato medio y alto cuando el proyecto arquitectónico requiere de ascensor, aparece este sobrecosto el cual solo permitiría ser distribuido en edificaciones de más de nueve pisos, con el fin de volver el proyecto viable económicamente, por lo tanto la segunda tipología en altura que tenemos esta alrededor del piso diez. De esta forma tenemos ya las dos alturas para combinar en los modelos de las estructuras, las cuales son 5 (cinco) y 10 (diez) pisos respectivamente.

4.3 MODELAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS

El objetivo principal del presente trabajo es el de analizar el comportamiento de las estructuras de una manera mas real teniendo en cuenta la Interacción Suelo - Estructura al incorporar el método Winkler, para así comparar los resultados finales con los resultados de los modelos convencionales. De esta manera tomaremos como punto de referencia o comparación la metodología ya establecida que corresponde al sistema tradicional el cual tiene como principal característica que es empotrado en la base y configuración de muros aislados tal como se representa en la estructura del Modulo A, de esta forma tenemos ya los dos modelos de referencia; el Modulo A para 5 y 10 pisos respectivamente.

Con el fin de tener correspondencia entre los diferentes modelos, el resultado de los análisis (fuerza sísmica) y diseños (geometría) de los modelos de referencia se tomaran como base y se aplicaran al resto de los modelos. De esta manera a los modelos de referencia se les hará el procedimiento completo que comprende Análisis y Diseño obteniendo así la geometría final y para el resto de modelos solamente se les hará el análisis conservando las características geométricas de

los modelos de referencia ya que solamente nos interesa realizar la comparación de las fuerzas. De acuerdo a este criterio el Análisis y Diseño de los modelos de las estructuras se establece de la siguiente manera:

1. Análisis y Diseño.

- Sistema Tradicional Modulo A Pisos 5 (Figura 16)
- Modulo A Pisos 10 (Figura 17)

2. Análisis

- Sistema Tradicional Modulo B Pisos 5 (Figura 18)
- Modulo B Pisos 10 (Figura 19)

- Sistema Winkler N=29 Modulo A Pisos 5 (Figura 20)
- Modulo A Pisos 10 (Figura 21)

Modulo B Pisos 5
Modulo B Pisos 10

- Sistema Winkler N=70 Modulo A Pisos 5
- Modulo A Pisos 10
- Modulo B Pisos 5
- Modulo B Pisos 10

En los siguientes numerales se tratara de una manera descriptiva como se van a realizar los análisis y diseños de las estructuras ya que se utilizaran programas que desarrollan las metodologías requeridas de los cuales tenemos la certeza en su manejo, interpretación y resultados finales, por lo tanto no se presentaran la gran cantidad de información de entrada y salida de datos que ellos manejan, en cambio nos centraremos en los resultados finales correspondientes a las Derivas en el punto de mayor desplazamiento y Fuerzas Finales (momentos) en los muros, ya que estos valores son los que nos servirán de punto de comparación entre los dos métodos propuestos a evaluar.

Figura 16. Modelo tridimensional, Modulo A de 5 pisos, Sistema tradicional

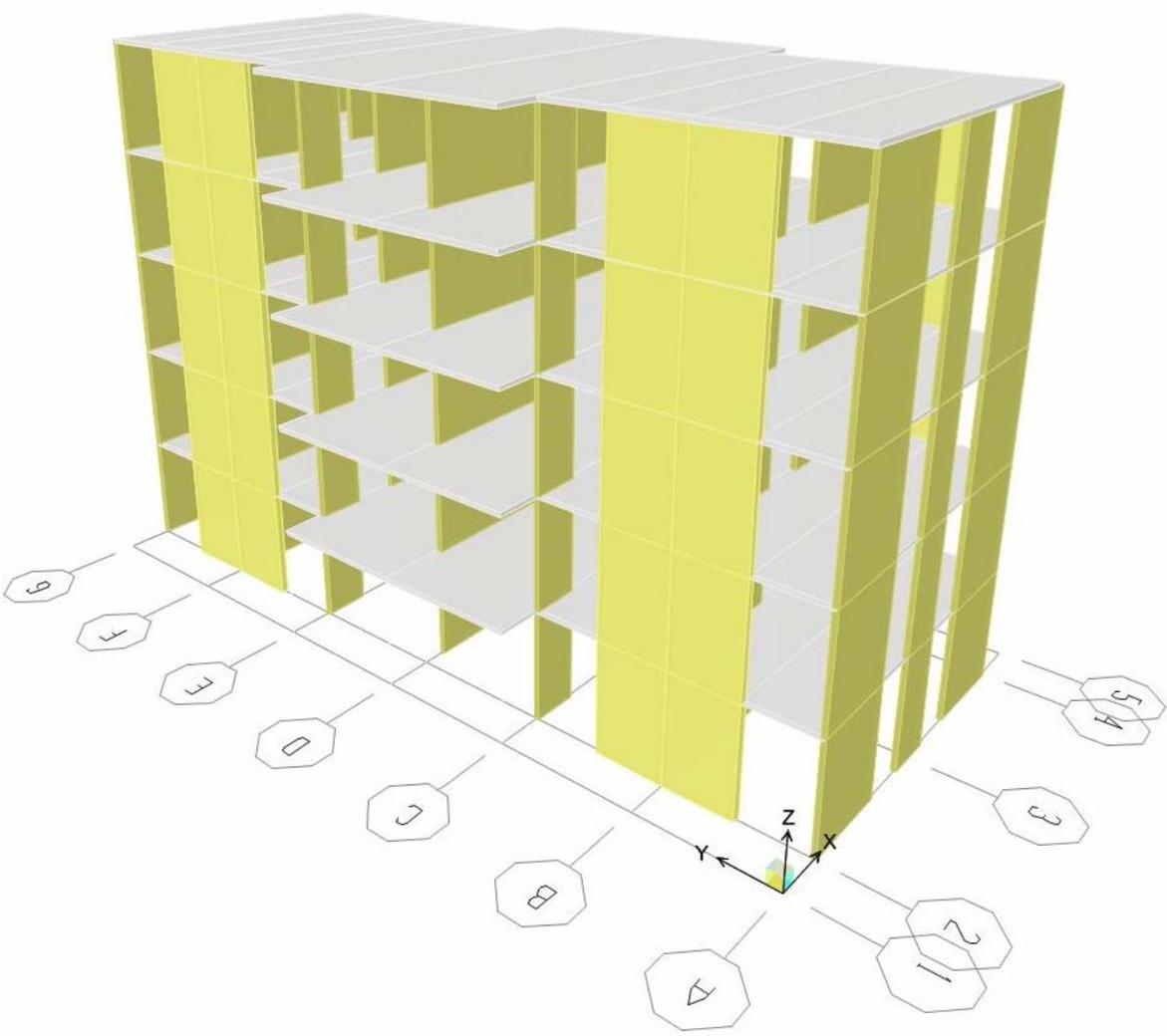


Figura 17. Modelo tridimensional, Modulo B de 5 pisos, Sistema tradicional

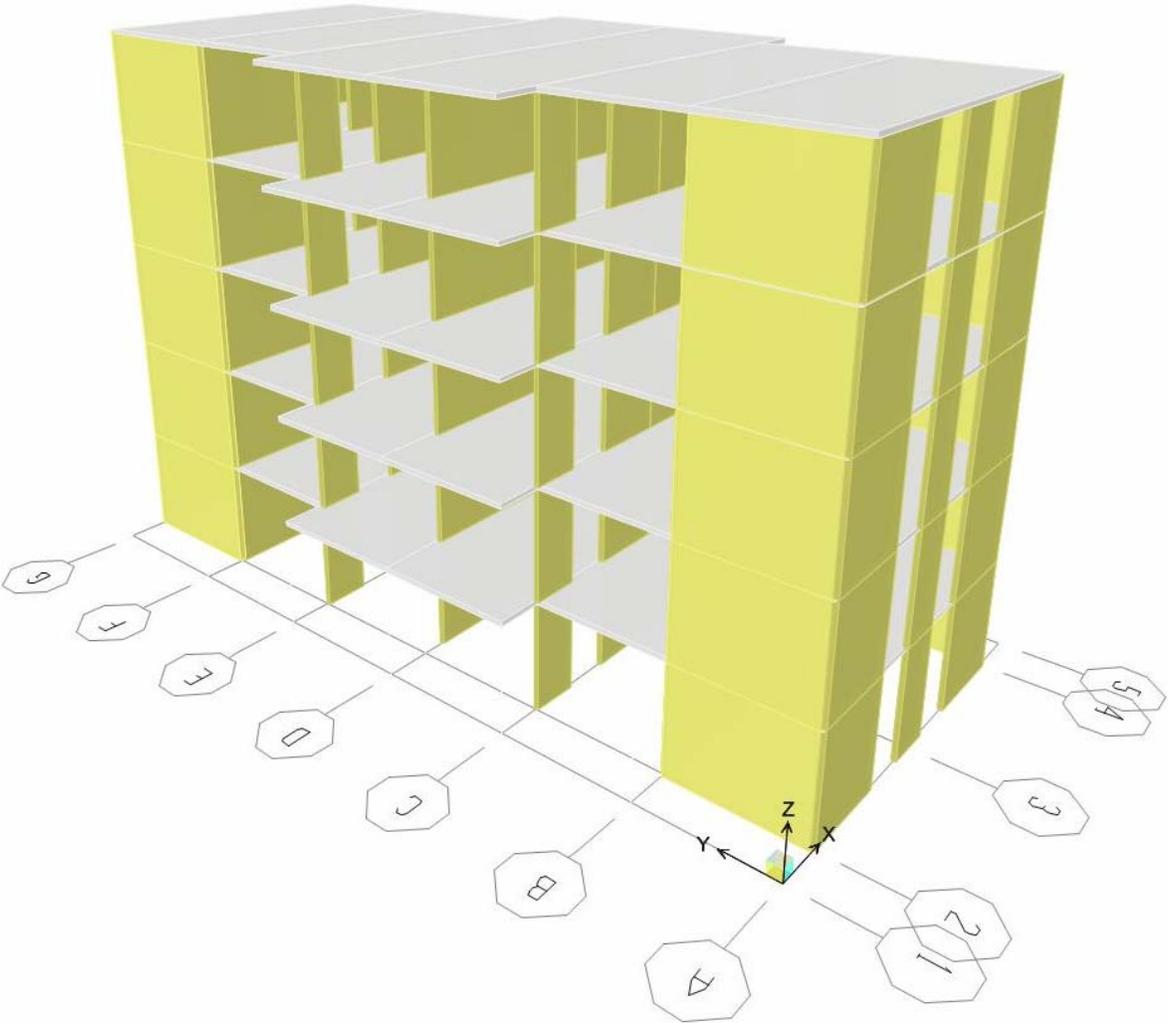


Figura 18. Modelo tridimensional, Modulo A de 10 pisos, Sistema tradicional

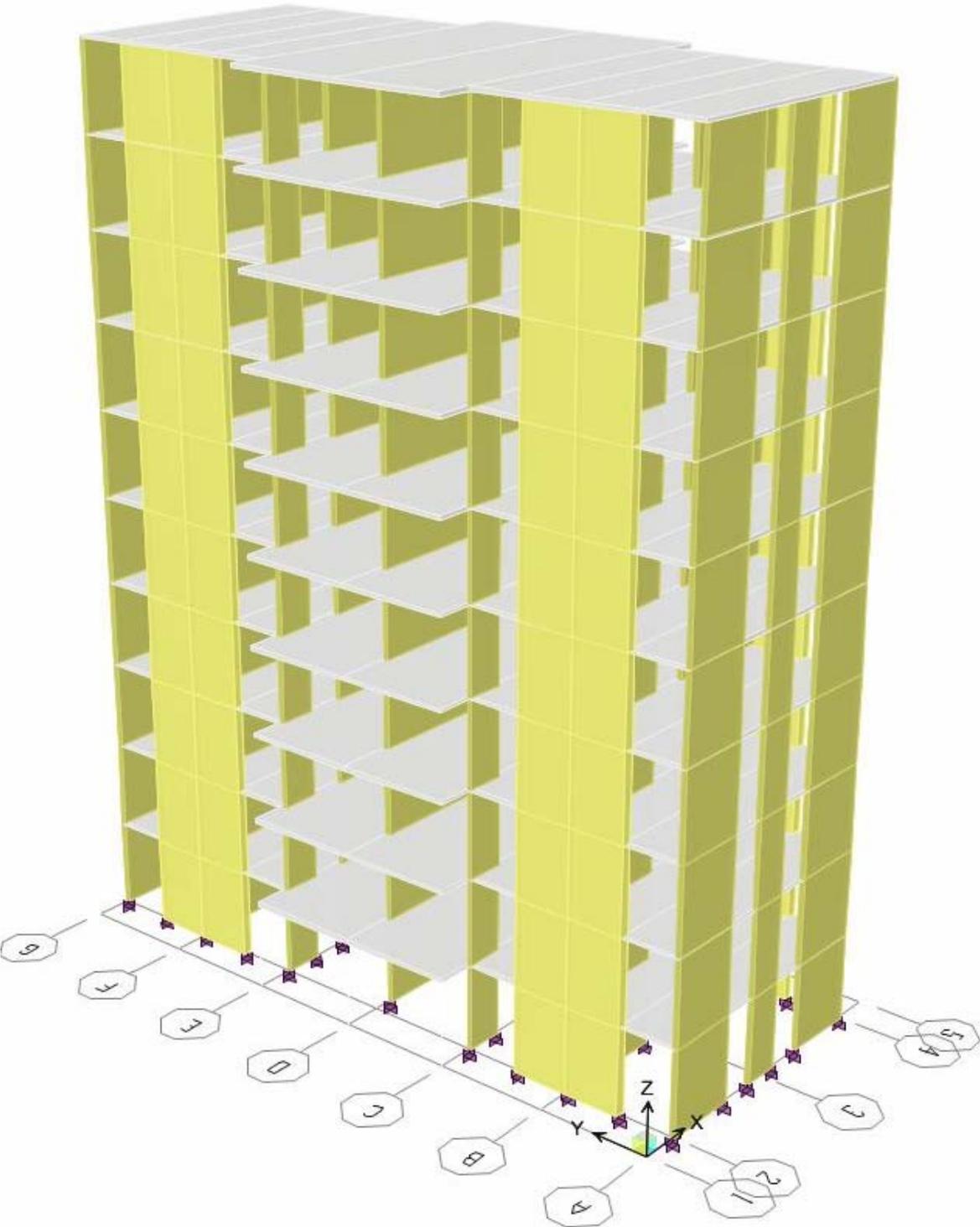


Figura 19. Modelo tridimensional, Modulo B de 10 pisos, Sistema tradicional

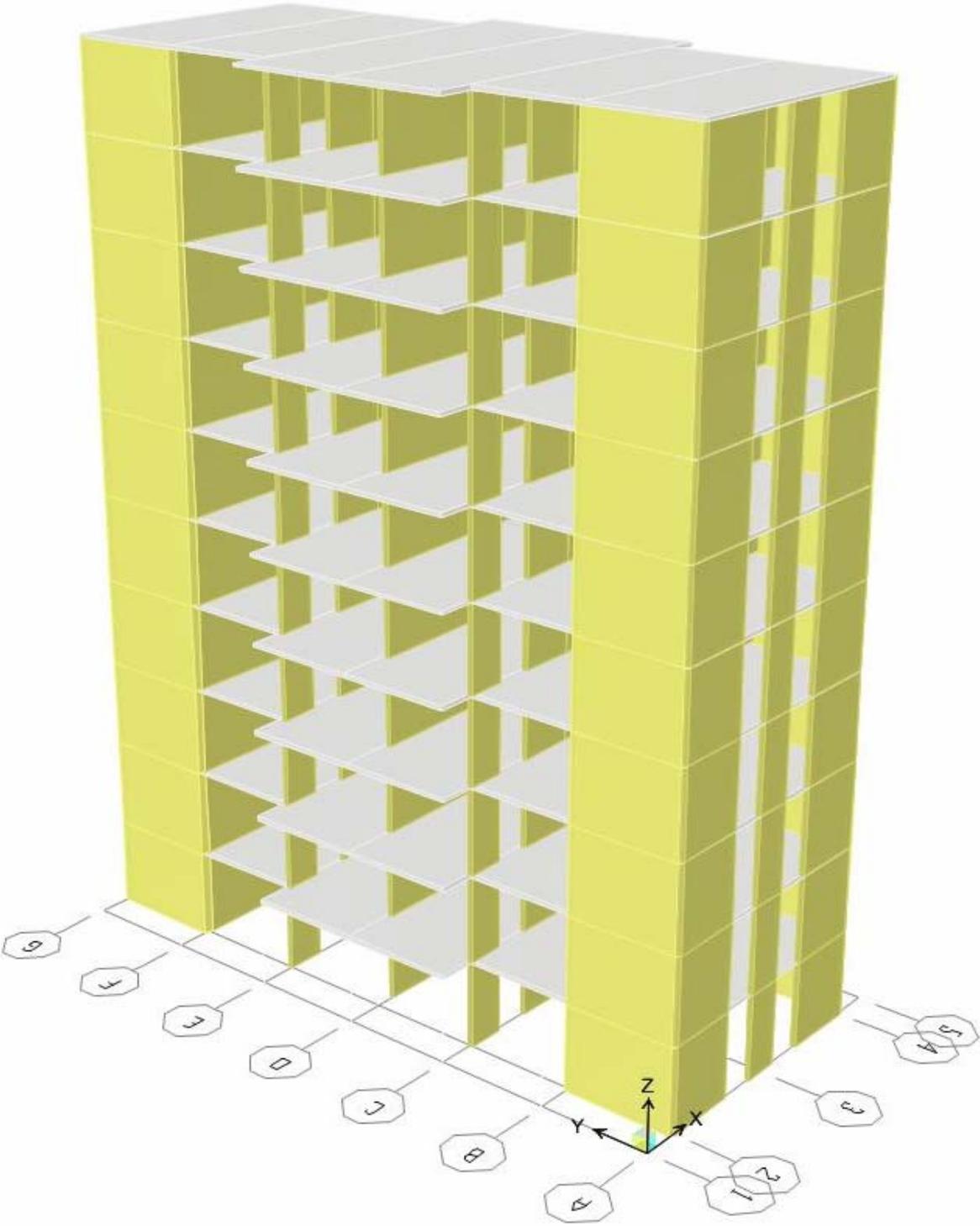


Figura 20. Modelo tridimensional, Modulo A de 5 pisos, Sistema Winkler

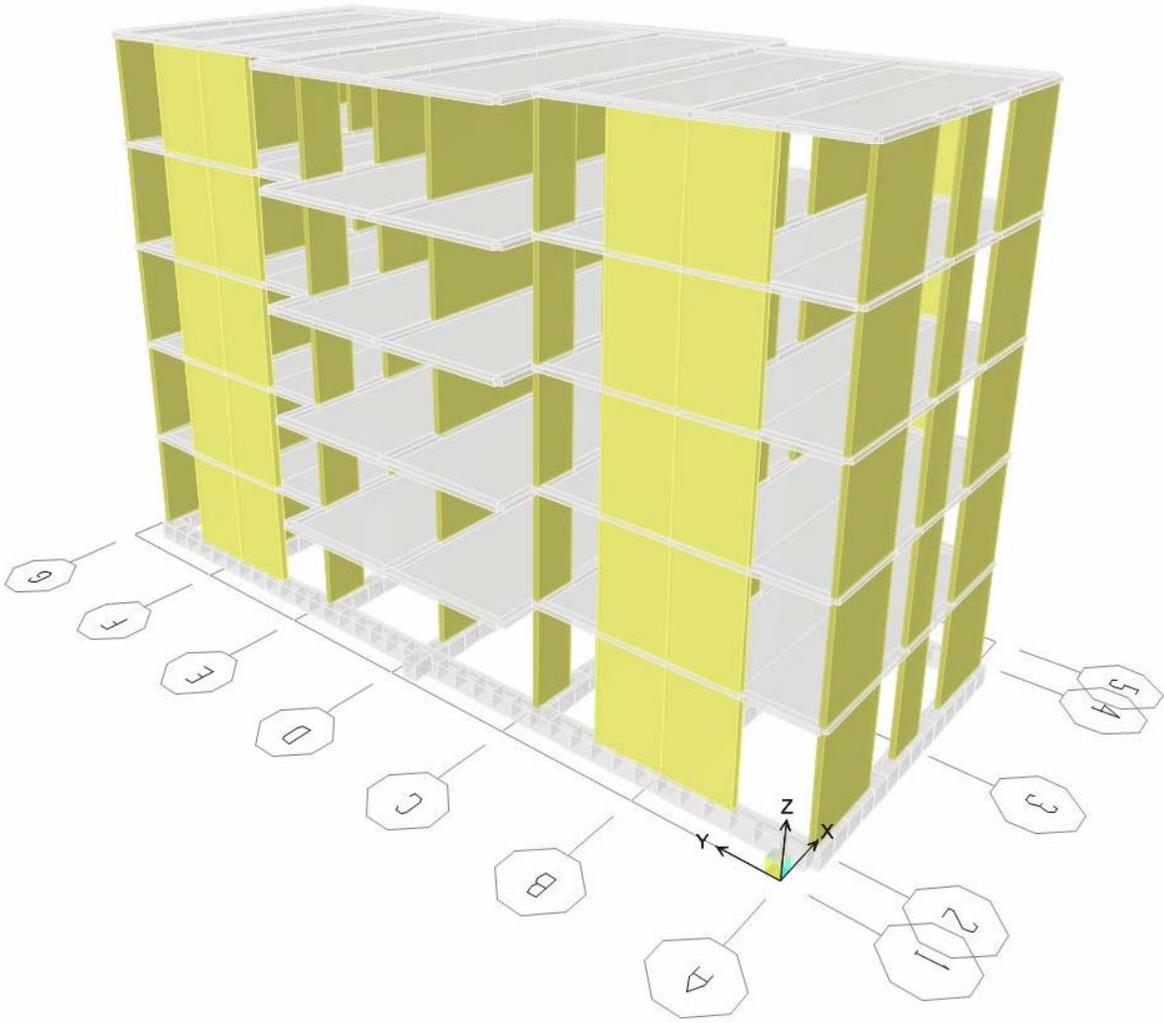
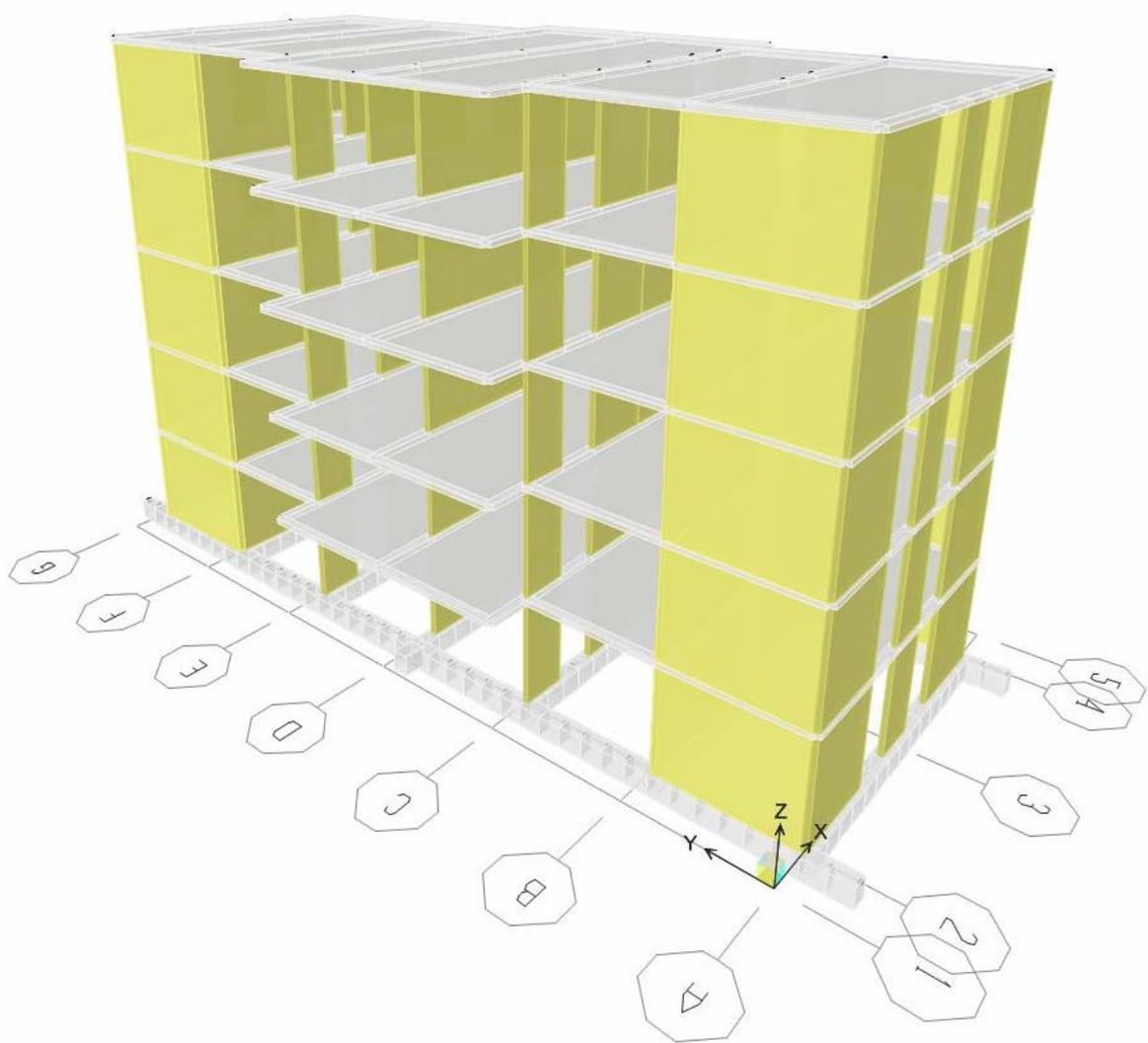


Figura 21. Modelo tridimensional, Modulo B de 5 pisos, Sistema Winkler



4.3.1 Aspectos generales

El programa a utilizar será el Etaps ya que cuenta con una cantidad de opciones y ayudas enfocadas al análisis de edificaciones de muros lo que permite de una manera ágil la entrada de datos, la interpretación del modelo y exportación de resultados. Dentro de la ayudas mas significativas tenemos que las pantallas son modeladas como elementos Shell pero internamente son integradas por lo que los resultados finales arrojados por el programa son Fuerzas y no Esfuerzos lo cual sería imposible de ajustar a nuestros diseños, otra herramienta que dispone el programa es que permite modelar el método Winkler el cual es el principio básico para realizar el presente estudio.

Tal como se dijo, el programa Etaps solamente desarrolla el análisis de los modelo de las estructuras y para continuar con los diseños se requiere de importar los resultados de la fuerzas del Etaps, a hojas tipo Excel elaboradas manualmente para diseñar los elementos estructurales, por lo que el diseño resulta dispendioso y complejo; en caso que el resultado de los diseños no cumplan con la norma se debe repetir todo el procedimiento desde el comienzo, ajustando ya sea la configuración arquitectónica, geometría de elementos o propiedades de los materiales, repitiendo así el análisis nuevamente y revisando los diseños con los nuevos resultados hasta que estos cumplan.

La principal característica de los muros portantes es que tienen una gran rigidez en el sentido longitudinal por lo que absorben la totalidad de la fuerzas sísmicas en este sentido de análisis y en el sentido transversal las fuerzas las toman los muros ortogonales, considerándose entonces que el sentido transversal de los muros las fuerzas son casi nulas dándole toda la responsabilidad al sentido longitudinal, de igual forma en la cimentación dada su baja relación ancho/longitud el sentido transversal pierde la importancia para el análisis de interacción suelo –

estructura. Por lo tanto con el fin de dar aplicación a esta condición se utilizara una opción del programa que permite introducir la variable del parámetro de coeficiente de reacción por unidad de longitud, siendo de gran ayuda ya que no se requiere de modelar la cimentación por unidad de área ni fraccionar el modelo para representar la cimentación.

4.3.2 Análisis sísmico

El análisis sísmico de las estructuras se hará según la formulación del NSR-98 en el rango elástico y con el método de la Fuerza Horizontal Equivalente tal como se planteo en el plan de la monografía, siendo este método el mas practico y sencillo de aplicar lo que nos garantiza que los resultados que arroje sean de fácil interpretación y el estudio resulte confiable. Por lo tanto a pesar que para el modelo de 10 pisos se exige Análisis Sísmicos mas elaborados pero mas complejos en su desarrollo e interpretación, utilizaremos de igual forma el método de la Fuerza Horizontal Equivalente para estos casos.

En resumen tal como se estableció las edificaciones son de Uso Residencial, sistema estructural de muros portantes de concreto, Empotrado en la Base y Análisis Sísmico por el método de la Fuerza Horizontal Equivalente. El desarrollo y resultados del cálculo se puede observar en los Anexos No.1 y Anexo No.2. Correspondientes al Modulo A para 5 y 10 pisos. A continuación anotaremos los datos más importantes utilizados en la formulación:

- Carga Muerta Entrepiso: 689 kg/m² (incluido peso de muros)
- Carga Viva Entrepiso: 180 kg/m²
- Carga Muerta Cubierta: 345 kg/m²
- Carga Viva Cubierta: 50 kg/m²
- Área por piso: 138 m²

Las características de la estructura y sus parámetros sísmicos son los siguientes:

- Bucaramanga	Zona de Amenaza Sísmica Alta	Aa = 0.25
- Perfil de Suelo	Coeficiente de Sitio, S2	S = 1.20
- Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia	I = 1.00
- Muros de Concreto	Coeficiente Disipación Energía	Ro = 7.00
- Irregularidad en Planta	No	$\phi_p = 1.00$
- Irregularidad en Altura	No	$\phi_a = 1.00$
- Periodo Vibración	Inicio zona transición	T _C = 0.58 sg
- Periodo Vibración	Inicio zona constante	T _L = 2.88 sg

El resumen de la Fuerza Horizontal Equivalente se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8. Resultados de la Fuerza Horizontal Equivalente Sistema Tradicional.

Formula	Modulo A	Modulo A	Modulo A	Modulo A
	5 Pisos Sentido X	5 Pisos Sentido Y	10 Pisos Sentido X	10 Pisos Sentido Y
$A_c = \sum \left(A_e \left[0.20 + \left(\frac{D_e}{h_n} \right)^2 \right] \right)$	1.05 m ²	0.47 m ²	1.00 m ²	0.65 m ²
$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$	0.073	0.109	0.075	0.093
$T_a = C_t h_n^{3/4}$	0.472 sg	0.703 sg	0.814 sg	1.011 sg
K =	1.000	1.102	1.157	1.256
S _a =	0.625	0.512	0.442	0.356
W _T =	427.9 tn	427.9 tn	996.5 tn	996.5 tn
V _s = S _a gM	267.5 tn	219.0 tn	440.8 tn	354.8 tn

4.3.3 Diseño de muros de concreto y cimentaciones

El diseño de los muros de concreto y de la cimentación para el modelo tradicional se regirán bajo el Código Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-98 en actual vigencia; se realizara completamente el procedimiento de diseño para cada uno de los elementos estructurales realizando todos los chequeos exigidos según la norma para cada una de las sollicitaciones de carga y así determinar finalmente la geometría definitiva de los elementos.

Los aspectos más fundamentales chequeados en el diseño se anotan a continuación:

1. Muros de Concreto (sección rectangular)
 - Esfuerzo en el borde
 - Cortante
 - Flexo - compresión

2. Cimentación (corrida y rectangular)
 - Esfuerzo en el terreno
 - Volcamiento
 - Flexión, Cortante y Punzonamiento

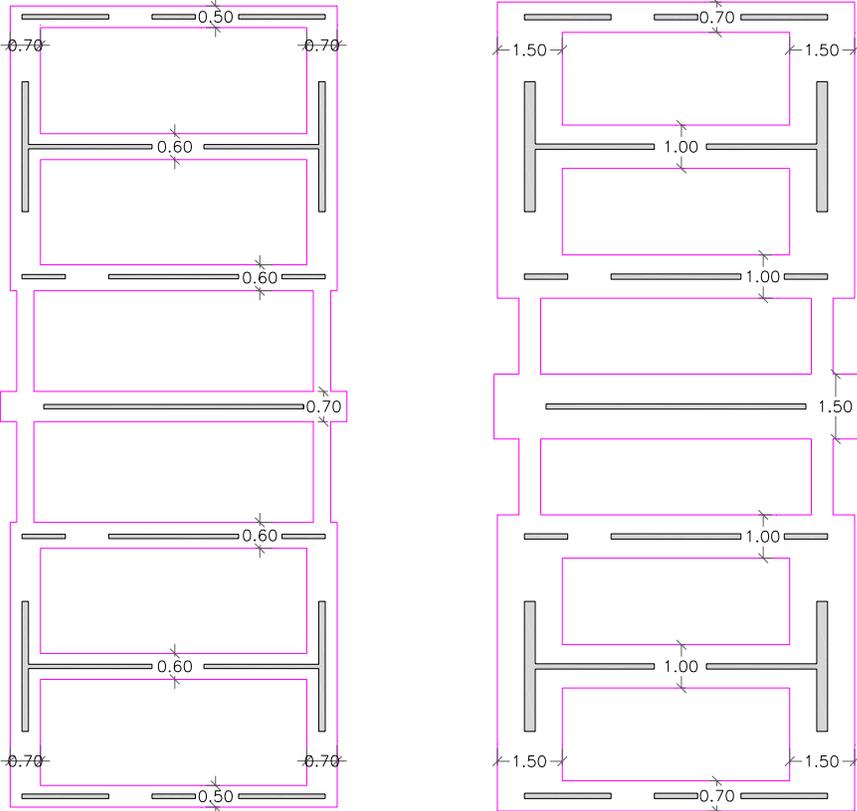
Para el Modulo A de 5 pisos, tenemos en el primer nivel en el sentido X los muros PC2, PC4, PE2, PE4 (L=1.00 m. y espesor 0.10 m.), y en el sentido Y todos los muros (L=3.00 m. y espesor 0.15 m.) Requieren elemento de borde por lo tanto como solución podríamos dejar el elemento de borde o aumentar la resistencia del concreto, con cualquiera de las soluciones la geometría no cambiaria y será la definitiva.

Para el Modulo A de 10 pisos, tenemos en el sentido X todos los muros del primer nivel al cuarto nivel, y en el sentido Y todos los muros hasta el quinto nivel, requieren de elemento de borde por lo tanto como solución podríamos dejar el elemento de borde o aumentar la resistencia del concreto, con cualquiera de las soluciones la geometría no cambiaría y será la definitiva. También se presenta mayor refuerzo por flexo – compresión para los muros en el sentido Y.

Estas anotaciones se hacen para tener claro que los muros allí referenciados requieren de cuantías mayores a las mínimas exigidas, por lo tanto la resistencia del concreto y cuantías de hierro son justamente la necesarias para responder ante las solicitaciones de carga presentadas en dichos muros.

Respecto al diseño de la cimentación la geometría la determino básicamente el chequeo por esfuerzo en el terreno para las combinaciones con carga de sismo y esto es para todos los cimientos. El diseño se realizó para la menor capacidad de soporte con $N=29$ pies/golpe y corresponde a una capacidad de soporte igual a 30.00 tn/m^2 . Para el Modulo A de 5 pisos tenemos zapatas corridas con anchos de zapata de 0.50, 0.60 y 0.70 y para el Modulo A de 10 pisos tenemos anchos de zapata de 0.70, 1.00 y 1.50 metros tal como se observa en la Figura 22.

Figura 22. Planta estructural de cimentación Modulo A para 5 y 10 pisos.



5 ANALISIS DE RESULTADOS

5.1 ANALISIS DE RESULTADOS DE DESPLAZAMIENTOS

Los primeros resultados a mostrar corresponden a los valores de desplazamientos en el sentido X y Y para el punto de mayor desplazamiento horizontal, ubicándose este punto respecto a la placa de entrepiso en la esquina mas alejada, efecto que se da por la excentricidad accidental (torsión en planta) y para nuestro caso en particular debido a la doble simetría en planta este punto corresponde a cualquiera de las cuatro esquinas de la placa.

Los valores de desplazamiento que se presentan a continuación corresponden al punto de mayor desplazamiento en el sentido X y Y para las estructuras de 5 y 10 pisos, tal como se observa en la Tablas 9, 10, 11 y 12. De igual forma son graficas para mayor entendimiento y se presentan en las Figuras 26, 27, 28, 29. Con el fin de agrupar todos los datos en las Tablas y Figuras, allí en los encabezados aparecen solamente con las iniciales de cada modelo, esto aplica también para los resultados de los Fuerzas y se presenta de la siguiente manera:

- | | | | |
|------------------------|----------|--------------|-------------|
| • Sistema Tradicional | Modulo A | Pisos 5 y 10 | A |
| | Modulo B | Pisos 5 y 10 | B |
| • Sistema Winkler N=29 | Modulo A | Pisos 5 y 10 | A W1 |
| | Modulo B | Pisos 5 y 10 | B W1 |
| • Sistema Winkler N=70 | Modulo A | Pisos 5 y 10 | A W2 |
| | Modulo B | Pisos 5 y 10 | B W2 |

Aparecen unos casos especiales en la revisión de los desplazamientos los cuales se derivan los valores de desplazamientos del sistema Winkler los cuales son explicados posteriormente y quedan de la siguiente manera:

- Sistema Winkler N=29 Modulo A Pisos 5 y 10 **A -W1**
 Modulo B Pisos 5 y 10 **B -W1**

- Sistema Winkler N=70 Modulo A Pisos 5 y 10 **A -W2**
 Modulo B Pisos 5 y 10 **B -W2**

Una vez analizados los resultados se han encontrado diversas situaciones de comportamientos de gran interés las cuales se han interpretado de la siguiente manera:

5.1.1 Comparación entre modelos del Sistema Tradicional

En primer lugar tenemos la comparación entre los sistemas tradicionales para el modulo A y B respectivamente, se encontró que los desplazamientos en el sentido X de la estructura de ambos Módulos son muy similares, pero el desplazamiento del Modulo B en el sentido Y es significativamente muy inferior respecto al Modulo A. Esta condición se presenta básicamente porque el Modulo B tiene el Muro Ortogonal integrado monolíticamente a los muros del otro sentido, por lo que la sección del muro ortogonal ya no es una sección rectangular simple si no una sección C compuesta con mayor área, mayor inercia e igualmente mayor resistencia a la deformación. Por esta razón el modelo empotrado con los muros monolíticos se deforma 0.31 veces menos para la estructura de 5 pisos y 0.35 veces menos para la estructura de 10 pisos, respecto al modelo con los muros independientes, ver Figuras 27 y 29.

5.1.2 Giro en la base de modelos del Sistema Winkler

Todos los modelos con sistema Winkler presentan una gran deformación en el Sentido X y Y con respecto a los modelos empotrados en la base, esta situación se debe a la condición real del sistema Winkler, que permite asentamientos diferenciales en la cimentación y por lo tanto rotaciones en la cimentación y en la base de los muros. Para el Sentido X se presenta de una manera particular ya que absolutamente todo el edificio gira ante las fuerzas sísmicas de forma global y simultáneamente cada muro también gira con valores de rotación casi idénticos. Esta característica es igual para los modelos de 5 y 10 pisos y se puede observar para el Eje D y A de la estructura de 5 pisos en la Figura 23 y 24.

De otro lado para el Sentido Y no representa el giro global de la estructura y solamente giran los muros pero igual y simultáneamente con valores idénticos de rotación en la base. Esta característica es igual para los modelos de 5 y 10 pisos y se puede observar para el Eje 2 de la estructura de 5 pisos en la Figura 25. Esta diferencia en el comportamiento de los giros en la base respecto al Sentido X para las estructuras de 5 pisos, son debido a su mayor rigidez ($R_x=5.798,44$ tn/cm, $R_y=3.131,78$ tn/cm), mayor relación altura sobre base ($H/L_x=12.00/9.40=1.27$, $H/L_y=12.00/18.10=0.66$) y menor separación entre muros ($S_x=1.00$ m, $S_y=9.00$ m), de igual forma estas condiciones también son propias para las estructuras de 10 pisos por lo tanto presenta igual comportamiento.

Los valores de las rotaciones para el Sentido X se obtuvieron del promedio de los giros de los muros y son mostrados en las Figuras 26, 28, y para el Sentido Y se obtuvo del giro del único muro y es mostrado en las Figuras 27, 29. Como se observa no hay un patrón definido en el giro ya que en algunos casos para los Módulos A el giro es mayor que para los Módulos B, pareciera mas bien que este giro es determinado por la configuración y geometría de muros y cimentación de la estructura.

Figura 23. Desplazamiento Muros eje D, Modulo A de 5 pisos, sentido X para Sistema Tradicional y Winkler

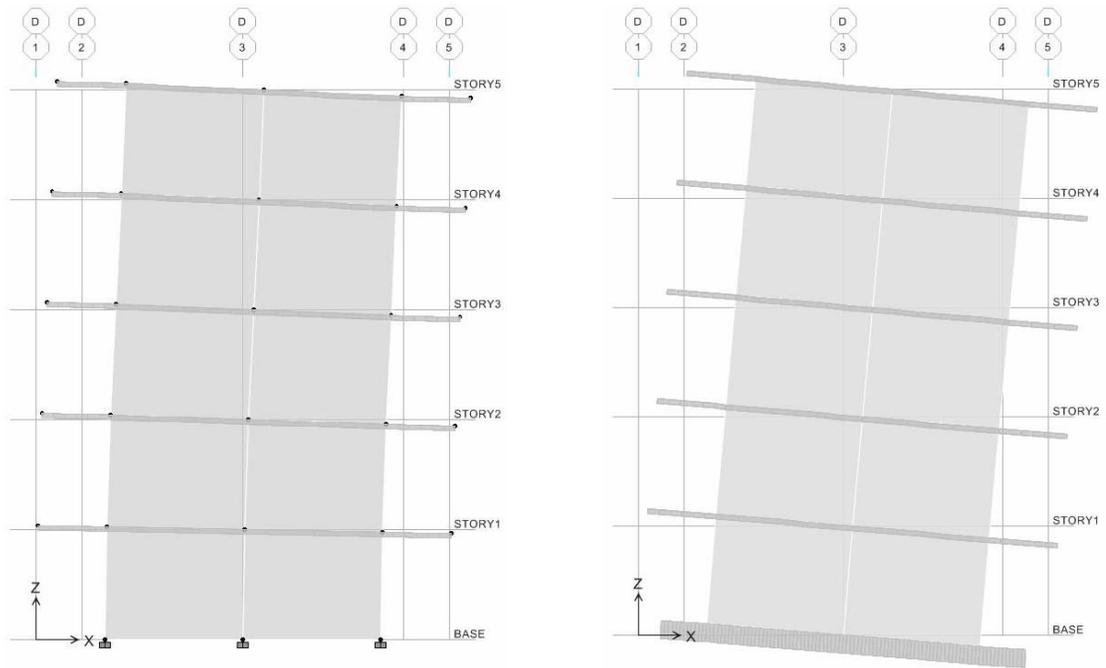


Figura 24. Desplazamiento Muros eje A, Modulo A de 5 pisos, sentido X para Sistema Tradicional y Winkler

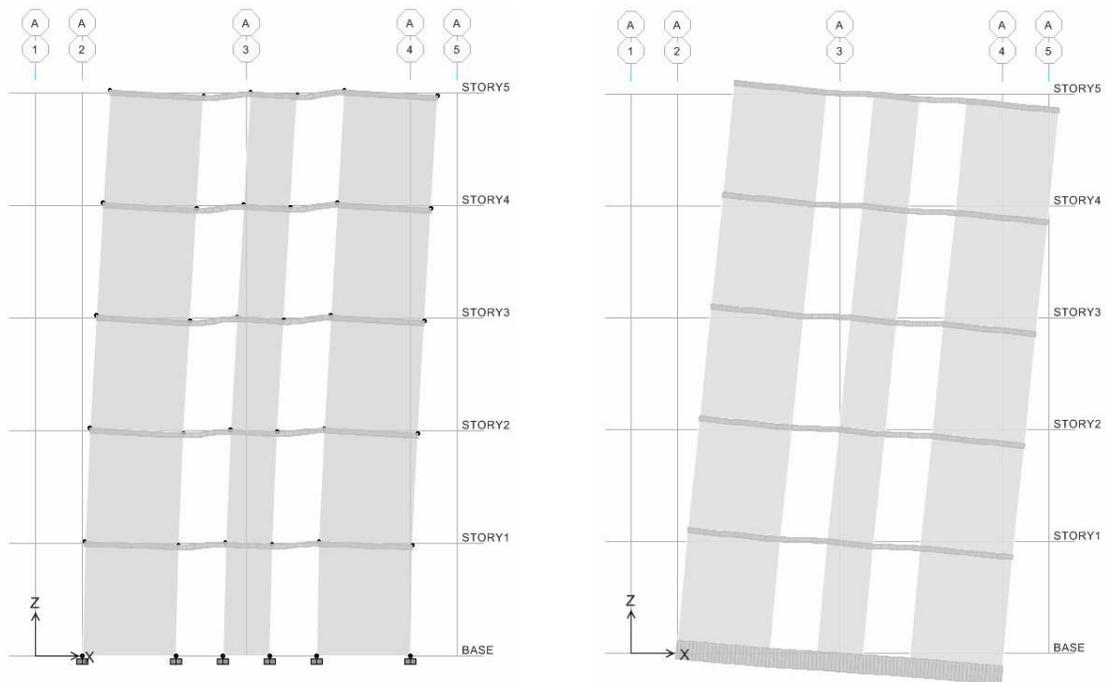
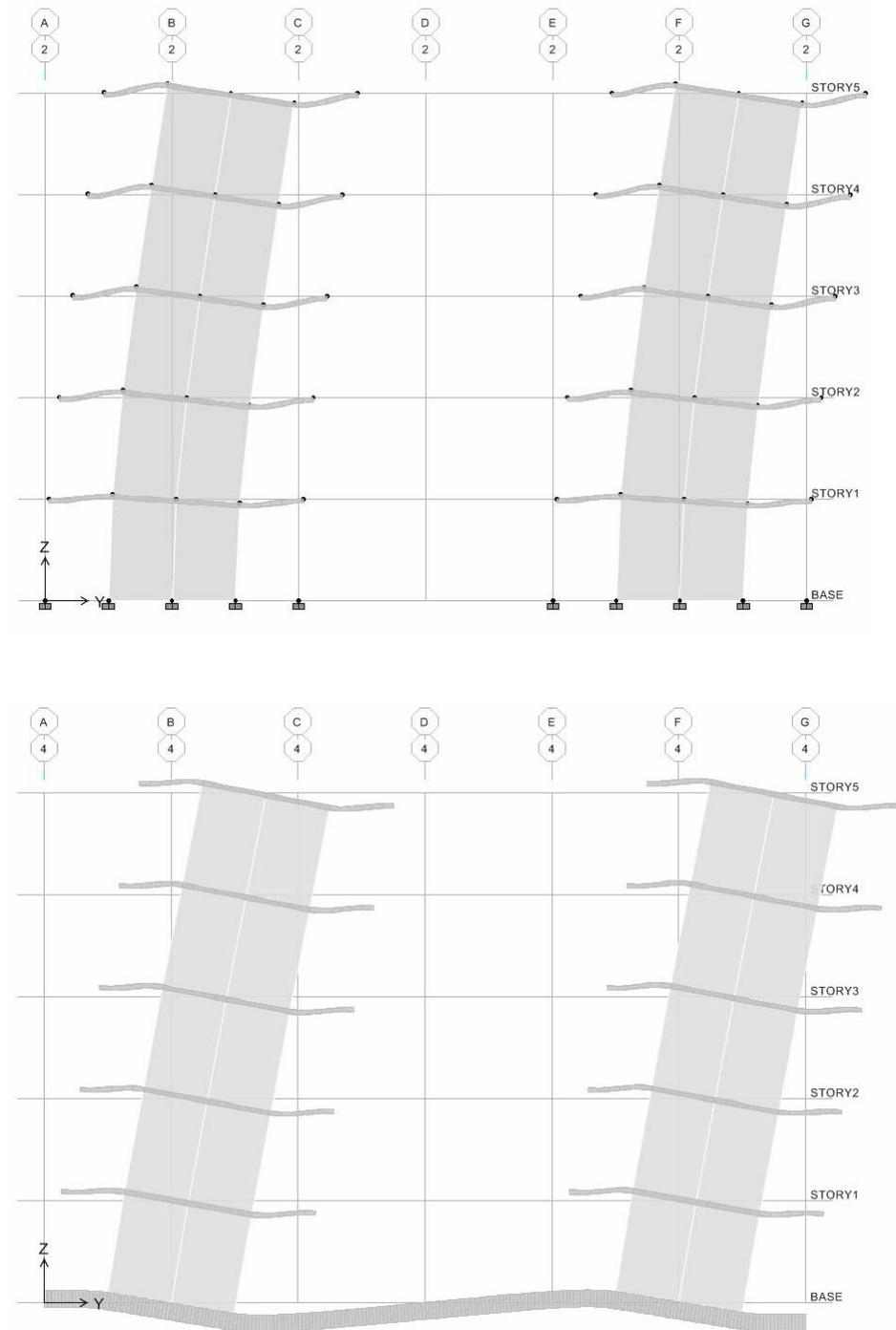


Figura 25. Desplazamiento Muros eje 2, Modulo A de 5 pisos, sentido Y para Sistema Tradicional y Winkler



5.1.3 Comparación entre modelos del Sistema Winkler

En tercer lugar tenemos la comparación únicamente entre los modelos Winkler respecto a los desplazamientos, como era de esperarse los desplazamientos de los modelos con parámetros del Sistema Winkler para $N=29$ son mayores que los desplazamientos de los modelos con $N=70$, esto debido a que el suelo entre menor capacidad de soporte y mayor capacidad a deformarse tiene, igualmente la estructura refleja esta deformación con mayores desplazamientos ante las fuerzas horizontales.

La relación entre el numero de golpes es de $N2/N1=2.41$ y manteniendo casi la misma proporción la relación entre el Modulo de Reacción es de $Ks2/Ks1=2.60$, a pesar de esta condición las relaciones entre los desplazamientos a nivel del ultimo piso no conserva esta misma proporcionalidad presentando los siguientes relaciones de desplazamiento

Modulo A para 5 Pisos Sentido X : 1.98 y Sentido Y : 1.52

Modulo B para 5 Pisos Sentido X : 2.00 y Sentido Y : 1.97

Modulo A para 10 Pisos Sentido X : 1.88 y Sentido Y : 1.46

Modulo B para 10 Pisos Sentido X : 1.88 y Sentido Y : 1.77

Como se puede observar no hay un patrón definido en las relaciones del desplazamiento, para el Sentido X se presenta una relación estable y cercana a 2.00, esto debido a que en este sentido de análisis el giro inicial de la estructura se presenta forma global tal como se explica en el numeral anterior, por esta razón pareciera mas bien al igual que en los giros iniciales de la estructura, que este comportamiento en la relación de desplazamientos es determinado por la configuración y geometría de muros y cimentación de la estructura.

5.1.4 Verificación de Derivas

En cuarto lugar tenemos que las derivas para el Sistema Tradicional Empotrado cumple satisfactoriamente para todos los casos, pero para el Sistema Winkler cumple únicamente para el Modelo A W2 y B W2 de cinco pisos en el Sentido X y para los demás modelos las derivas dan valores bastantes altos. Esta situación se presenta por que la rotación inicial en la base de los muros es superior a la rotación mínima para la deriva permisible, en donde la deriva la analizamos de forma global y no piso a piso como se explica mas adelante. Las relaciones de desplazamiento entre los Sistemas Winkler y el Sistema Tradicional son las siguientes:

Modulo A	para 5 Pisos	Sentido X	D1/D = 8.42	y	Sentido Y	D1/D = 6.37
Modulo A	para 5 Pisos	Sentido X	D2/D = 4.25	y	Sentido Y	D2/D = 4.20
Modulo B	para 5 Pisos	Sentido X	D1/D = 9.63	y	Sentido Y	D1/D = 22.78
Modulo B	para 5 Pisos	Sentido X	D2/D = 4.82	y	Sentido Y	D2/D = 11.55
Modulo A	para 10 Pisos	Sentido X	D1/D = 5.22	y	Sentido Y	D2/D = 3.44
Modulo A	para 10 Pisos	Sentido X	D2/D = 2.78	y	Sentido Y	D2/D = 2.38
Modulo B	para 10 Pisos	Sentido X	D1/D = 5.60	y	Sentido Y	D2/D = 9.91
Modulo B	para 10 Pisos	Sentido X	D2/D = 2.96	y	Sentido Y	D2/D = 5.60

En las Figuras 26, 27, 28, 29 se representa en la línea color amarillo la deriva máxima permisible según el Código NSR-98 la cual es del 0.5% de la altura del entrepiso, este porcentaje se puede expresar como un ángulo y por ser tan bajo similarmente tendríamos un valor de $\phi=0.005$ radianes según se observa en las figuras, así mismo allí se anotan todos los valores de rotación para cada uno de los modelos del Sistema Winkler. Como se puede observar en todos los casos en donde la deriva no cumple la rotación inicial en la base del muro es superior a 0.005 radianes. Tenemos giros desde $\phi=0.0030$ hasta $\phi=0.0160$ radianes para las

estructuras de 5 pisos y giros desde $\phi=0.0066$ hasta $\phi=0.0266$ radianes para las estructuras de 10 pisos.

Desde el punto estructural si quisiéramos solucionar el problema de las derivas y evitar que los muros giren en la base, podríamos pensar en colocar grandes viga de cimentación; primero en el Sentido X, pero esto sería absurdo ya que la estructura gira como en conjunto tal como se vio en las figuras, igualmente tendríamos el giro en la base ya sea con viga o sin viga de cimentación, para el Sentido Y sería imposible ya que debido a la gran separación entre muros se requeriría una viga de cimentación descomunal y tampoco se aseguraría como en el Sentido X que aparezca el giro global de la estructura, como otra alternativa podríamos colocar pilotes pero además de que es altamente costosa la solución igualmente aparecen los giros menores en los muros, por lo tanto mas bien continuaremos en el entendimiento del comportamiento del modelo y de las solicitaciones de la normatividad.

Según el Código NSR-98 “se entiende por deriva el desplazamiento relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación” y la deriva esta asociada principalmente a evitar daños a elementos no estructurales y esto se logra evitando que la deriva no sea superior al 0.5% en la dirección horizontal ya que se presupone que la línea del entrepiso permanece en el mismo nivel puesto que los desplazamientos verticales son insignificantes, por esta razón la deriva solamente se chequea en este sentido.

Como se dijo la deriva es un desplazamiento relativo, si aplicamos este criterio de una manera desprevénida y simple la deriva no cumple para el caso de los muros portantes con el Sistema Winkler, pero como sea visto tenemos una característica especial para el Sentido X que es la rotación global en la base de los muros entonces esto indica que el eje principal Z esta girado para cada uno de los muros

e igualmente en cada nivel del mismo; si este eje rotado lo alineamos con la línea vertical tenemos entonces el desplazamiento relativo real. El cálculo del desplazamiento se realiza restando el desplazamiento del giro inicial, entonces tenemos para el Sentido X el nuevo desplazamiento real que es mostrado en las Tablas 9 y 11, y en las Figuras 26 y 28, (representados como $-W1$ y $-W2$) como se observa los valores son muy similares respecto al Sistema Tradicional, debido a que el giro se tomó como un promedio y no en el punto de máxima deriva.

Para el Sentido Y a pesar que no hay rotación global se presenta el giro en la base de los muros, igualmente esto indica que el eje principal Z está girado para cada uno de los muros e igualmente en cada nivel del mismo. El cálculo del desplazamiento se realiza restando el desplazamiento del giro inicial, entonces tenemos para el Sentido Y el nuevo desplazamiento real que es mostrado en las Tablas 10 y 12, y en las Figuras 27 y 29, (representados como $-W1$ y $-W2$) como se observa los valores son idénticos respecto al Sistema Tradicional, debido a que el giro inicial se tomó en el punto de análisis.

Los valores de los nuevos desplazamientos del Sistema Winkler (restando el giro) son casi idénticos respecto a los valores de desplazamiento del Sistema Tradicional, esto refleja de manera comprensible el comportamiento real de los modelos ya que tanto para el Sistema tradicional como para el Sistema Winkler las fuerzas sísmicas son las mismas e igualmente están distribuidas en su altura.

Tabla 9. Valores de desplazamiento estructuras de 5 pisos, sentido X

H	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
			W1	W1	W2	W2	-W1	-W1	-W2	-W2
m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.
12.00	0.012	0.011	0.101	0.106	0.051	0.053	0.017	0.013	0.015	0.014
09.60	0.009	0.008	0.080	0.084	0.041	0.042	0.013	0.010	0.012	0.010
07.20	0.006	0.005	0.060	0.062	0.030	0.031	0.009	0.007	0.008	0.007
04.80	0.003	0.003	0.039	0.041	0.019	0.020	0.005	0.004	0.005	0.004
02.40	0.001	0.001	0.019	0.020	0.009	0.009	0.002	0.001	0.002	0.001
00.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla 10. Valores de desplazamiento estructuras de 5 pisos, sentido Y

H	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
			W1	W1	W2	W2	-W1	-W1	-W2	-W2
m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.
12.00	0.029	0.009	0.185	0.205	0.122	0.104	0.029	0.013	0.026	0.012
09.60	0.021	0.007	0.147	0.164	0.096	0.083	0.022	0.010	0.019	0.009
07.20	0.014	0.005	0.108	0.122	0.070	0.062	0.015	0.007	0.012	0.007
04.80	0.007	0.003	0.070	0.081	0.045	0.041	0.008	0.004	0.006	0.004
02.40	0.002	0.001	0.034	0.040	0.021	0.020	0.003	0.002	0.002	0.001
00.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla 11. Valores de desplazamiento estructuras de 10 pisos, sentido X

H	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
			W1	W1	W2	W2	-W1	-W1	-W2	-W2
m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.
24.00	0.093	0.086	0.486	0.479	0.259	0.255	0.114	0.095	0.100	0.087
21.60	0.081	0.075	0.435	0.429	0.231	0.227	0.100	0.084	0.088	0.076
19.20	0.070	0.064	0.384	0.379	0.203	0.200	0.087	0.072	0.076	0.066
16.80	0.058	0.053	0.333	0.329	0.175	0.172	0.073	0.060	0.064	0.055
14.40	0.046	0.042	0.283	0.279	0.146	0.145	0.059	0.049	0.051	0.044
12.00	0.035	0.032	0.232	0.230	0.119	0.117	0.046	0.038	0.039	0.033
09.60	0.024	0.022	0.182	0.181	0.091	0.091	0.033	0.027	0.028	0.024
07.20	0.015	0.014	0.133	0.133	0.065	0.065	0.022	0.017	0.018	0.015
04.80	0.007	0.007	0.086	0.086	0.041	0.041	0.012	0.009	0.009	0.008
02.40	0.002	0.002	0.042	0.042	0.019	0.019	0.004	0.003	0.003	0.002
00.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla 12. Valores de desplazamiento estructuras de 10 pisos, sentido Y

H	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
			W1	W1	W2	W2	-W1	-W1	-W2	-W2
m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.
24.00	0.202	0.072	0.695	0.714	0.477	0.403	0.191	0.075	0.185	0.079
21.60	0.175	0.063	0.620	0.640	0.424	0.360	0.166	0.066	0.161	0.069
19.20	0.148	0.053	0.544	0.567	0.370	0.318	0.141	0.056	0.136	0.059
16.80	0.122	0.044	0.469	0.493	0.317	0.275	0.116	0.046	0.112	0.049
14.40	0.096	0.035	0.394	0.420	0.264	0.233	0.092	0.037	0.088	0.039
12.00	0.071	0.026	0.321	0.347	0.212	0.191	0.069	0.028	0.065	0.029
09.60	0.049	0.018	0.249	0.275	0.162	0.150	0.048	0.019	0.045	0.020
07.20	0.029	0.011	0.180	0.203	0.115	0.110	0.029	0.012	0.027	0.013
04.80	0.014	0.005	0.115	0.133	0.071	0.071	0.014	0.006	0.013	0.006
02.40	0.004	0.002	0.054	0.065	0.033	0.034	0.004	0.001	0.003	0.002
00.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Figura 26. Desplazamiento estructuras de 5 pisos, sentido X

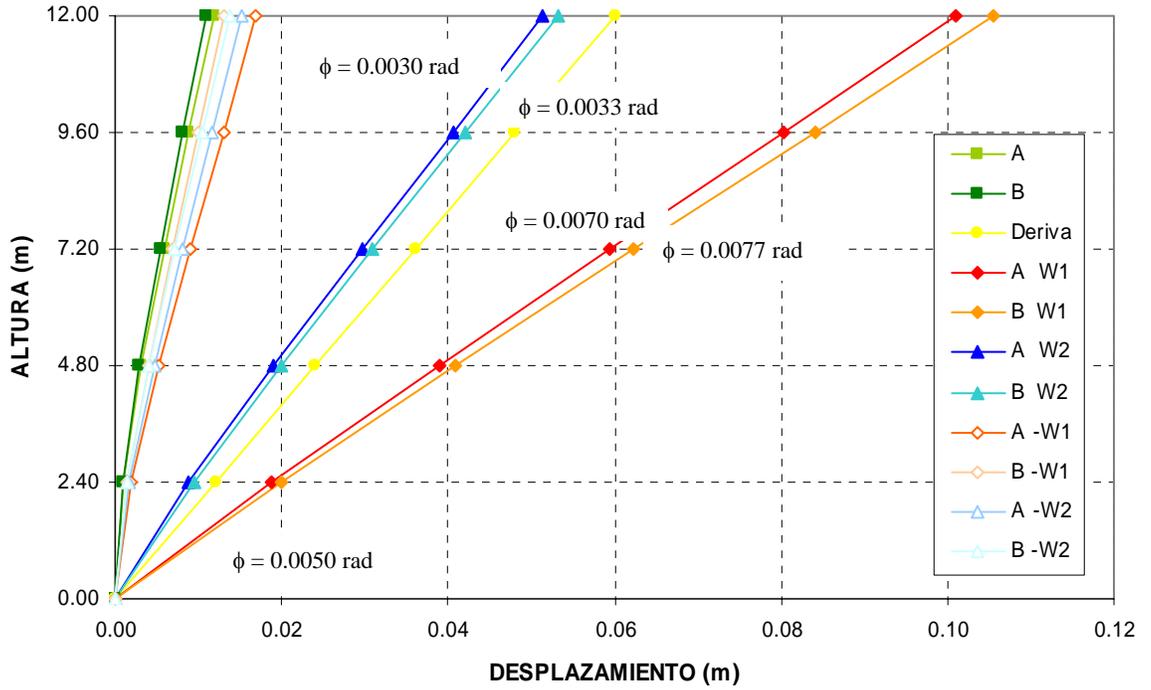


Figura 27. Desplazamiento estructuras de 5 pisos, sentido Y

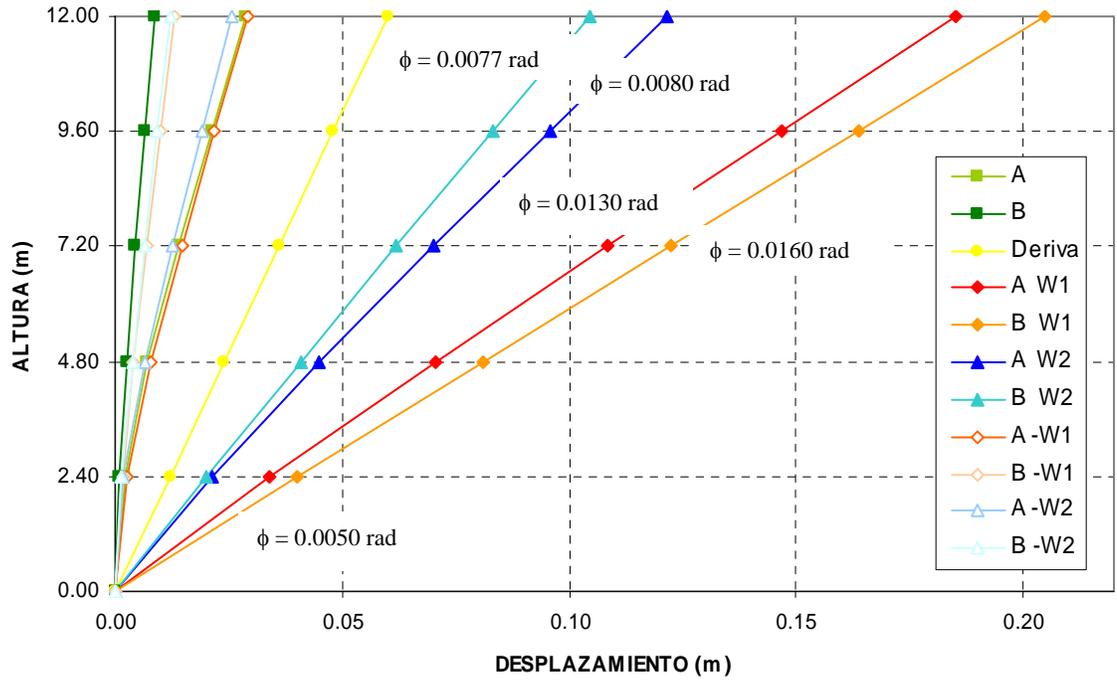


Figura 28. Desplazamiento estructuras de 10 pisos, sentido X

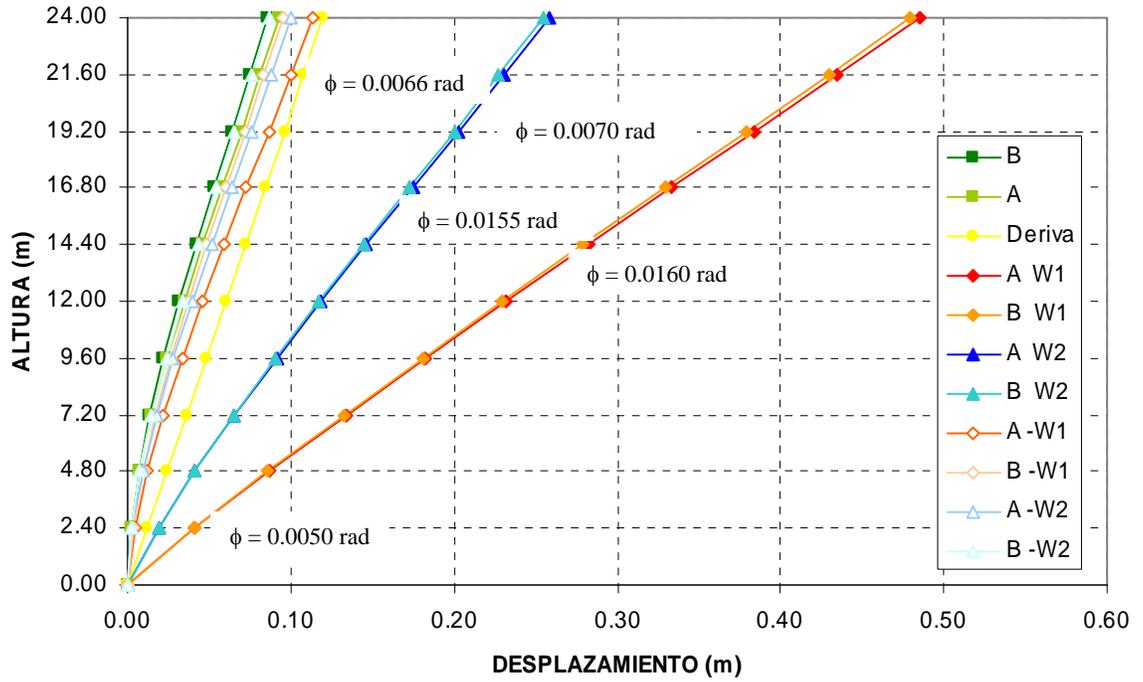
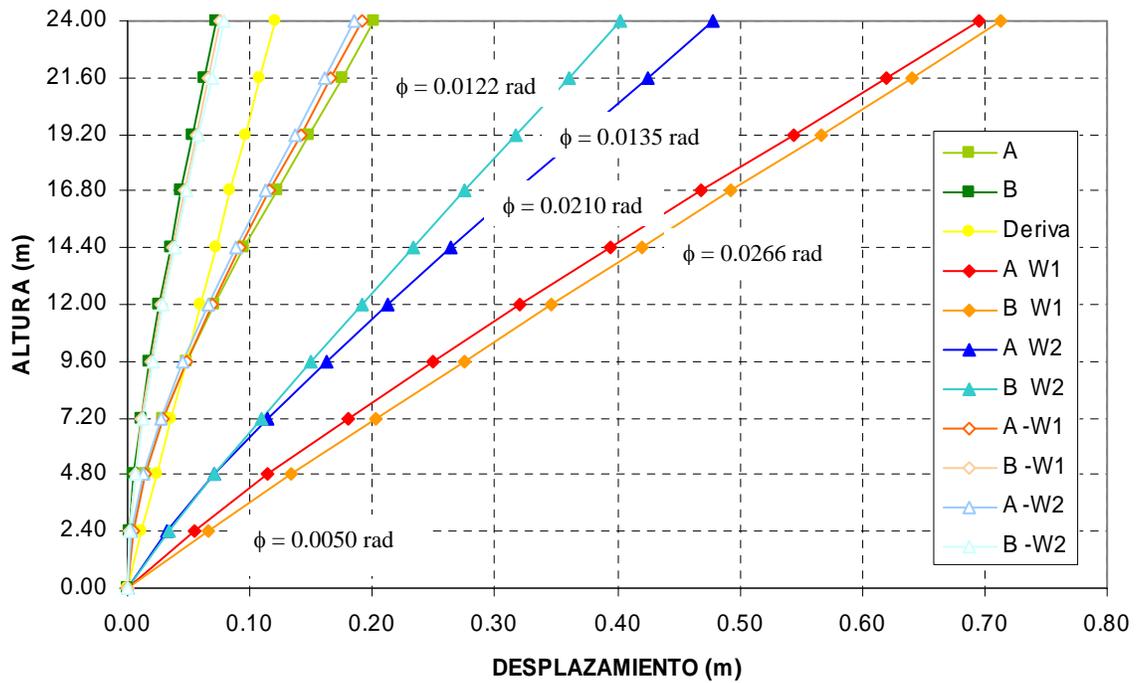


Figura 29. Desplazamiento estructuras de 10 pisos, sentido Y



5.2 ANALISIS DE RESULTADOS DE FUERZAS

El resultado de las fuerzas en los muros que nos arroja el programa son la Carga Axial, Cortante y Momento, los resultados de la Carga Axial no son afectados por las fuerzas sísmicas bajo el Sistema Winkler y mantienen su mismo valor por lo tanto se considero que no es necesario presentarlos. Los resultados de Cortante al igual que los resultados de Momentos presentan comportamientos y variaciones importantes pero se considera que no es necesario presentarlos, puesto que el diseño de los muros fue definido básicamente por las fuerzas de los Momentos ya que los Muros de Corte tienen como característica su alta resistencia a las fuerzas de cortante por lo tanto estas fuerzas no son determinantes en el diseño. De esta manera nos centraremos en el análisis de los resultados de los Momentos los cuales serán suficientes para entender el comportamiento y afectación real bajo el Sistema Winkler respecto al Sistema Tradicional.

Los valores de momentos que se presentan a continuación corresponden a los muros más significativos por cada longitud y en cada sentido de análisis, esto se da al igual que los desplazamientos en los extremos mas alejados del centro de rigidez de la estructura y de forma simétrica, para nuestro caso se presentan los resultados de los muros con mayores afectaciones de la siguiente manera:

Para 5 Pisos

Sentido X	Muro L=1.00m	Tabla 13	Figura 30	(PA3)
	Muro L=2.00m	Tabla 14	Figura 31	(PA2 – PA4)
	Muro L=3.00m	Tabla 15	Figura 32	(PB2 – PB4)
	Muro L=6.00m	Tabla 16	Figura 33	(PD)
Sentido Y	Muro L=3.00m	Tabla 17	Figura 34	(P2B-P4B)

Para 10 pisos

Sentido X	Muro L=1.00m	Tabla 18	Figura 35	(PA3)
	Muro L=2.00m	Tabla 19	Figura 36	(PA2 – PA4)
	Muro L=3.00m	Tabla 20	Figura 37	(PB2 – PB4)
	Muro L=6.00m	Tabla 21	Figura 38	(PD)
Sentido Y	Muro L=3.00m	Tabla 22	Figura 39	(P2B-P4B)

Con el fin de agrupar todos los datos en las Tablas y Figuras, allí en los encabezados aparecen solamente con las iniciales de cada modelo y se presenta de la siguiente manera:

- Sistema Tradicional Modulo A Pisos 5 y 10 **A**
 Modulo B Pisos 5 y 10 **B**
- Sistema Winkler N=29 Modulo A Pisos 5 y 10 **A W1**
 Modulo B Pisos 5 y 10 **B W1**
- Sistema Winkler N=70 Modulo A Pisos 5 y 10 **A W2**
 Modulo B Pisos 5 y 10 **B W2**

Una vez analizados los resultados se han encontrado diversas situaciones de comportamientos de gran interés las cuales se han interpretado de la siguiente manera:

5.2.1 Análisis de Momentos para muros L=1.00 m, Sentido X

Como se observa en las Figuras 30 y 35 (para 5 y 10 pisos) los valores de momentos para entre el Modulo A y el Modulo B de los Sistemas Tradicionales no presenta ninguna diferencia significativa (0.94 y 0.93), en cambio con los modelos del Sistema Winkler si se presenta una gran diferencia tanto en la magnitud del valor de momento como en la inversión del sentido del momento el cual va disminuyendo ligeramente en los niveles superiores, tal como se observa en las figuras el punto de mayor magnitud lo encontramos a nivel de la base del muro y presenta relaciones de momentos entre Sistema Winkler y Tradicional de la siguiente manera:

Modulo A	para 5 Pisos	M1/M = 6.08	M2/M = 5.58
Modulo B	para 5 Pisos	M1/M = 8.21	M2/M = 7.40
Modulo A	para 10 Pisos	M1/M = 5.67	M2/M = 5.23
Modulo B	para 10 Pisos	M1/M = 8.19	M2/M = 7.45

Esta característica en la variación de los momentos es de difícil entendimiento, pero como se deduce después de analizar todos los muros de diferentes longitudes hay una redistribución de momentos, este comportamiento se presenta con mayor intensidad para los muros de mayor y menor rigidez, para este caso tenemos el muro con la menor rigidez y los momentos con las mayores relaciones de aumento entre 5.58 y 8.21.

Este comportamiento hasta ahora es el de mayor importancia por cuanto tenemos valores de momento que son 8.21 veces mayores respecto al Sistema Tradicional y como se anoto en el capítulo de Diseño de Muros para las estructuras de 5 pisos y 10 pisos tenemos que estos muros están en el limite del diseño, por la tanto al aumentar el momento en tal magnitud dichos muros no están capacitados para resistir estas sollicitaciones de carga y por ende fallarían irremediabilmente.

De otro lado tenemos que la relación entre los Modulo de Reacción de los Sistemas winkler es de $Ks2/Ks1=2.60$ pero la relación entre los valores de Momento entre estos Sistemas no conserva la misma proporcionalidad y da relaciones cercanas a uno, a nivel de la base del muro como se anota a continuación:

Modulo A	para 5 Pisos	$M2/M1 = 0.92$
Modulo B	para 5 Pisos	$M2/M1 = 0.90$
Modulo A	para 10 Pisos	$M2/M1 = 0.92$
Modulo B	para 10 Pisos	$M2/M1 = 0.91$

Como se observa la diferencia entre Sistemas Winkler esta alrededor del 10%, este comportamiento se entiende puesto que la Fuerzas Sísmicas son las mismas por lo tanto el momento resistente de volteo en la base debe ser similar ya que para estos Sistemas se presenta giro inicial en la base del muro.

5.2.2 Análisis de Momentos para muros $L=2.00$ m, Sentido X

Como se observa en las Figuras 31 y 36 (para 5 y 10 pisos) los valores de momentos para entre el Modulo A y el Modulo B de los Sistemas Tradicionales presenta una mediana diferencia debido a la integración con el muro ortogonal (1.40 y 1.17) y para los modelos del Sistema Winkler presenta una mediana diferencia en la magnitud del valor de momento que va disminuyendo ligeramente en los niveles superiores, tal como se observa en las figuras el punto de mayor magnitud lo encontramos a nivel de la base del muro y presenta relaciones de momentos entre Sistema Winkler y Tradicional de la siguiente manera:

Modulo A	para 5 Pisos	$M1/M = 1.33$	$M2/M = 1.24$
Modulo B	para 5 Pisos	$M1/M = 0.96$	$M2/M = 0.87$
Modulo A	para 10 Pisos	$M1/M = 1.58$	$M2/M = 1.47$
Modulo B	para 10 Pisos	$M1/M = 1.12$	$M2/M = 0.99$

Esta característica en la variación de los momentos como se dijo anteriormente se debe a la redistribución de momentos, este comportamiento se presenta con mayor intensidad para los muros de mayor y menor rigidez, para este caso tenemos el muro con rigidez intermedia y los momentos con variaciones en las relaciones entre 0.87 y 1.58.

Tenemos valores de momento que son 1.58 veces mayores respecto al Sistema Tradicional y como se anoto para las estructuras 10 pisos los muros están en el limite del diseño, por la tanto al aumentar el momento en esta magnitud seguramente no están capacitados para resistir estas sollicitaciones de carga.

De otro lado tenemos que la relación entre los Modulo de Reacción de los Sistemas winkler es de $Ks2/Ks1=2.60$ pero la relación entre los valores de Momento entre estos Sistemas no conserva la misma proporcionalidad y da relaciones cercanas a uno, a nivel de la base del muro como se anota enseguida:

Modulo A	para 5 Pisos	$M2/M1 = 0.93$
Modulo B	para 5 Pisos	$M2/M1 = 0.90$
Modulo A	para 10 Pisos	$M2/M1 = 0.93$
Modulo B	para 10 Pisos	$M2/M1 = 0.89$

Como se observa la diferencia entre Sistemas Winkler esta alrededor del 9%, este comportamiento se entiende puesto que la Fuerzas Sísmicas son las mismas por lo tanto el momento resistente de volteo en la base debe ser similar ya que para estos Sistemas se presenta giro inicial en la base del muro.

5.2.3 Análisis de Momentos para muros L=3.00 m, Sentido X

Como se observa en las Figuras 32 y 37 (para 5 y 10 pisos) los valores de momentos para entre el Modulo A y el Modulo B de los Sistemas Tradicionales presenta una pequeña diferencia debido a la integración con el muro ortogonal (0.89 y 0.90) y para los modelos del Sistema Winkler presenta igualmente una pequeña diferencia en la magnitud del valor de momento que va disminuyendo ligeramente en los niveles superiores, tal como se observa en las figuras el punto de mayor magnitud lo encontramos a nivel de la base del muro y presenta relaciones de momentos entre Sistema Winkler y Tradicional de la siguiente manera:

Modulo A	para 5 Pisos	M1/M = 0.98	M2/M = 1.00
Modulo B	para 5 Pisos	M1/M = 1.07	M2/M = 1.13
Modulo A	para 10 Pisos	M1/M = 0.94	M2/M = 0.98
Modulo B	para 10 Pisos	M1/M = 1.06	M2/M = 1.12

Esta característica en la variación de los momentos como se dijo anteriormente se debe a la redistribución de momentos, este comportamiento se presenta con mayor intensidad para los muros de mayor y menor rigidez, para este caso tenemos el muro con rigidez intermedia y los momentos con variaciones en las relaciones entre 0.94 y 1.12.

Tenemos valores de momento que son 1.12 veces mayores respecto al Sistema Tradicional y como se anoto para las estructuras 10 pisos en lo primeros pisos los muros están en el limite del diseño, como se observa este aumento es muy pequeño por lo tanto con los coeficientes de diseño seria suficiente para suplir y resistir estas solicitaciones de carga. Tenemos entonces que estos muros están aptos y que igualmente sirven para el Sistema Tradicional como para el Sistema Winkler.

De otro lado tenemos que la relación entre los Modulo de Reacción de los Sistemas winkler es de $Ks2/Ks1=2.60$ pero la relación entre los valores de Momento entre estos Sistemas no conserva la misma proporcionalidad y da relaciones cercanas a uno, a nivel de la base del muro como se anota a continuación:

Modulo A	para 5 Pisos	$M2/M1 = 1.02$
Modulo B	para 5 Pisos	$M2/M1 = 1.05$
Modulo A	para 10 Pisos	$M2/M1 = 1.04$
Modulo B	para 10 Pisos	$M2/M1 = 1.06$

Como se observa la diferencia entre Sistemas Winkler esta alrededor del 4%, este comportamiento se entiende puesto que la Fuerzas Sísmicas son las mismas por lo tanto el momento resistente de volteo en la base debe ser similar ya que para estos Sistemas se presenta giro inicial en la base del muro.

5.2.4 Análisis de Momentos para muros L=6.00 m, Sentido X

Como se observa en las Figuras 33 y 38 (para 5 y 10 pisos) los valores de momentos para entre el Modulo A y el Modulo B de los Sistemas Tradicionales no presenta ninguna diferencia significativa (0.96 y 0.96), en cambio con los modelos del Sistema Winkler si se presenta una gran diferencia en la magnitud del valor de momento el cual disminuye rápidamente en el segundo y continua disminuyendo en los niveles superiores, tal como se observa en las figuras el punto de menor magnitud lo encontramos a nivel de la base del muro y presenta relaciones de momentos entre Sistema Winkler y Tradicional de la siguiente manera:

Modulo A	para 5 Pisos	$M1/M = 0.42$	$M2/M = 0.47$
Modulo B	para 5 Pisos	$M1/M = 0.44$	$M2/M = 0.50$

Modulo A	para 10 Pisos	$M1/M = 0.55$	$M2/M = 0.58$
Modulo B	para 10 Pisos	$M1/M = 0.51$	$M2/M = 0.53$

Esta característica en la variación de los momentos como se dijo anteriormente se debe a la redistribución de momentos, este comportamiento se presenta con mayor intensidad para los muros de mayor y menor rigidez, para este caso tenemos el muro con la mayor rigidez y los momentos con las mayores relaciones de disminución entre 0.42 y 0.58.

Este comportamiento es de gran importancia por cuanto tenemos valores de momento que son 0.58 veces menores respecto al Sistema Tradicional y como se anoto en el capítulo de Diseño de Muros para las estructuras de 5 pisos y 10 pisos tenemos que estos muros están en el límite del diseño, por lo tanto al disminuir el momento dichos muros estarían sobrediseñados.

De otro lado tenemos que la relación entre los Modulo de Reacción de los Sistemas Winkler es de $K_{s2}/K_{s1}=2.60$ pero la relación entre los valores de Momento entre estos Sistemas no conserva la misma proporcionalidad y da relaciones cercanas a uno, a nivel de la base del muro como se anota enseguida:

Modulo A	para 5 Pisos	$M2/M1 = 1.12$
Modulo B	para 5 Pisos	$M2/M1 = 1.13$
Modulo A	para 10 Pisos	$M2/M1 = 1.06$
Modulo B	para 10 Pisos	$M2/M1 = 1.05$

Como se observa la diferencia entre Sistemas Winkler esta alrededor del 10%, este comportamiento se entiende puesto que la Fuerzas Sísmicas son las mismas por lo tanto el momento resistente de volteo en la base debe ser similar ya que para estos Sistemas se presenta giro inicial en la base del muro.

5.2.5 Análisis de Momentos para muros L=3.00 m, Sentido Y

Como se observa en las Figuras 34 y 39 (para 5 y 10 pisos) al hacer la comparación entre Sistema Winkler y el Sistema tradicional los valores de momento presentan una pequeña diferencia en su magnitud el cual va disminuyendo ligeramente en los niveles superiores, el punto de mayor magnitud lo encontramos a nivel de la base del muro y presenta las siguientes relaciones:

Modulo A	para 5 Pisos	$M1/M = 0.86$	$M2/M = 0.88$
Modulo B	para 5 Pisos	$M1/M = 0.98$	$M2/M = 0.98$
Modulo A	para 10 Pisos	$M1/M = 0.92$	$M2/M = 0.93$
Modulo B	para 10 Pisos	$M1/M = 1.13$	$M2/M = 1.12$

Al Hacer la comparación entre el Modulo A y el Modulo B de los Sistemas Tradicionales se observa una gran diferencia que se conserva en todos los niveles, tal como se observa el punto de mayor magnitud lo encontramos a nivel de la base del muro y presenta relaciones de momentos de 0.39 y 0.40.

Esta característica al igual como se explico en el comportamiento de las derivas, básicamente se presenta porque en el Modulo B el Muro Ortogonal esta integrado monolíticamente a los muros del otro sentido, por lo que la sección del muro ortogonal ya no es una sección rectangular simple si no una sección C compuesta con mayor área, mayor inercia e igualmente mayor resistencia. Pero a diferencia del resultado del desplazamiento el cual es único y el resultado del momento se presenta de manera fraccionada ya que la sección es compuesta y se compone de Alma y Aletas por lo tanto el resultado de momento que se presenta corresponde únicamente al momento que resiste el alma en una proporción de 0.39 y 0.40 del valor total, pues como se anoto para este Sentido de análisis no hay redistribución de momentos y el valor del momento resistente es idéntico para todos los casos de los Sistemas Tradicionales y Sistemas Winkler.

El faltante del valor del momento pareciera que se pierde pero es resistido por las aletas y por estar las aletas perpendiculares al alma y en el extremo de la sección, esta fuerza no es expresada como momento si no que se convierte en carga axial distribuida en las aletas. Este caso es de extremo cuidado y gravedad ya que en el Sistema Tradicional el diseño de los muros se realiza para una sección rectangular simple, pero como sea demostrado tenemos secciones compuestas y adicionalmente los valores de momento fraccionados se deben saber interpretar para aplicarlos a la sección real que le correspondan, por lo tanto aquí se presenta una falla doble el cual se debe estudiar especialmente con el fin no caer en el error y poder realizar los diseños correctamente. Debido a la complejidad de este caso no podríamos saber si estas secciones están capacitadas para resistir las sollicitaciones de carga para los diferentes modelos planteados.

De otro lado tenemos que la relación entre los Modulo de Reacción de los Sistemas winkler es de $Ks2/Ks1=2.60$ pero la relación entre los valores de Momento entre estos Sistemas no conserva la misma proporcionalidad y da relaciones cercanas a uno, a nivel de la base del muro como sigue:

Modulo A	para 5 Pisos	$M2/M1 = 1.02$
Modulo B	para 5 Pisos	$M2/M1 = 0.99$
Modulo A	para 10 Pisos	$M2/M1 = 1.01$
Modulo B	para 10 Pisos	$M2/M1 = 0.99$

Como se observa la diferencia entre Sistemas Winkler esta alrededor del 1%, este comportamiento se entiende puesto que la Fuerzas Sísmicas son las mismas y además solamente existe un tipo de muro en esta dirección, por lo tanto el momento resistente de volteo en la base debe ser igual ya que para estos Sistemas se presenta giro inicial en la base del muro.

Tabla 13. Valores de momento, muro L=1.00 m. para 5 pisos, sentido X

H	A	B	A	B	A	B
			W1	W1	W2	W2
m.	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m
12.00	-1.99	-2.26	-3.72	-4.20	-3.53	-3.95
9.60	1.20	1.46	3.77	4.74	3.49	4.34
7.20	1.09	1.16	-5.98	-7.77	-5.45	-6.99
4.80	3.15	3.26	12.56	16.04	11.59	14.57
2.40	2.02	1.78	-19.85	-27.70	-17.81	-24.47
0.00	8.70	8.20	52.90	67.34	48.51	60.67

Tabla 14. Valores de momento, muro L=2.00 m. para 5 pisos, sentido X

H	A	B	A	B	A	B
			W1	W1	W2	W2
m.	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m
12.00	-1.57	-1.50	-2.94	-1.85	-2.76	-1.64
9.60	-2.45	-4.63	-4.13	-6.30	-3.99	-6.03
7.20	4.87	9.21	5.60	9.42	5.56	9.26
4.80	12.60	18.91	10.21	16.11	10.19	16.14
2.40	22.59	31.62	25.53	35.59	25.55	34.98
0.00	48.80	48.15	64.82	46.30	60.52	41.66

Tabla 15. Valores de momento, muro L=3.00 m. para 5 pisos, sentido X

H	A	B	A	B	A	B
			W1	W1	W2	W2
m.	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m
12.00	-9.21	-7.54	-10.35	-8.78	-10.45	-9.12
9.60	-13.66	-10.32	-17.07	-13.91	-16.98	-14.01
7.20	35.34	29.68	35.07	29.25	35.22	29.87
4.80	65.99	55.49	63.96	53.43	64.09	54.75
2.40	100.40	89.19	111.73	97.52	111.25	98.60
0.00	126.44	118.44	123.95	127.19	126.41	133.32

Tabla 16. Valores de momento, muro L=6.00 m. para 5 pisos, sentido X

H	A	B	A	B	A	B
m.	tn-m	tn-m	W1	W1	W2	W2
	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m
12.00	-0.23	-0.23	-0.32	-0.26	-0.33	-0.27
9.60	41.20	42.82	23.74	26.95	24.79	27.89
7.20	114.63	144.02	110.49	112.43	112.78	114.84
4.80	297.50	291.49	223.83	222.32	229.18	227.99
2.40	484.06	466.72	349.88	333.91	361.32	347.02
0.00	636.03	612.03	264.63	270.07	296.27	303.91

Tabla 17. Valores de momento, muro L=3.00 m. para 5 pisos, sentido Y

H	A	B	A	B	A	B
m.	tn-m	tn-m	W1	W1	W2	W2
	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m
12.00	-3.49	-13.36	-9.50	-13.29	-8.70	-13.30
9.60	22.33	-25.88	12.91	-27.35	14.28	-26.76
7.20	88.91	47.10	71.01	45.59	73.54	46.07
4.80	187.61	84.97	158.89	81.92	163.12	82.99
2.40	307.95	124.47	276.89	129.09	280.43	126.65
0.00	439.21	172.45	377.93	169.60	385.94	168.59

Tabla 18. Valores de momento, muro L=1.00 m. para 10 pisos, sentido X

H	A	B	A	B	A	B
m.	tn-m	tn-m	W1	W1	W2	W2
	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m
24.00	-7.52	-8.92	-9.61	-11.31	-9.35	-10.96
21.60	4.63	5.8	6.02	7.39	5.84	7.14
19.20	-4.97	-5.74	-6.25	-7.13	-6.09	-6.93
16.80	4.52	5.31	5.18	5.97	5.08	5.84
14.40	5.06	5.65	6.64	7.74	6.45	7.46
12.00	6.21	6.71	5.45	6.08	5.5	5.39
09.60	7.58	7.91	11.97	14.22	11.5	13.5
07.20	8.17	8.25	-7.3	-12.27	-6.34	-10.78
04.80	10.82	10.77	28.69	36.89	26.98	34.51
02.40	8.54	8.06	-33.72	-54.11	-30.23	-48.02
00.00	18.64	17.39	105.63	142.41	97.52	129.51

Tabla 19. Valores de momento, muro L=2.00 m. para 10 pisos, sentido X

H	A	B	A	B	A	B
m.	tn-m	tn-m	W1	W1	W2	W2
	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m
24.00	-6.02	-3.62	-7.68	-5.08	-7.43	-4.79
21.60	-8.51	-9.49	-10	-11.1	-9.81	-10.86
19.20	-5.69	-9.60	-7.6	-11.59	-7.37	-11.32
16.80	5.52	11.42	4.93	10.74	4.94	1.7
14.40	13.1	20.36	11.88	18.99	11.93	18.99
12.00	22.52	30.66	21.39	29.16	21.50	29.18
09.60	33.74	42.29	31.03	39.06	31.16	39.18
07.20	46.65	55.47	45.74	53.98	45.95	53.89
04.80	60.16	69.57	54.83	62.67	54.80	62.57
02.40	75.25	87.94	77.24	94.89	76.76	92.92
00.00	115.81	111.62	183.27	124.48	170.54	110.97

Tabla 20. Valores de momento, muro L=3.00 m. para 10 pisos, sentido X

H	A	B	A	B	A	B
m.	tn-m	tn-m	W1	W1	W2	W2
	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m
24.00	-15.12	-14.16	-15.34	-14.52	-15.64	-15.04
21.60	-28.35	-24.97	-30.34	-27.06	-30.41	-27.3
19.20	-30.25	-24.31	-33.53	-27.78	-33.47	-27.89
16.80	43.04	36.23	38.49	31.69	39.09	32.44
14.40	73.74	63.45	67.71	57.37	68.48	58.27
12.00	109.55	95.63	102.78	88.89	103.58	89.95
09.60	149.70	131.98	141.27	123.01	142.06	124.41
07.20	193.84	172.17	188.31	166.26	188.88	167.9
04.80	240.13	214.36	233.58	204.79	233.47	207.5
02.40	290.47	261.42	308.23	277.9	306.74	279.96
00.00	322.83	300.64	303.72	317.66	315.68	337.42

Tabla 21. Valores de momento, muro L=6.00 m. para 10 pisos, sentido X

H	A	B	A	B	A	B
m.	tn-m	tn-m	W1	W1	W2	W2
	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m
24.00	0.00	-0.87	-0.91	-0.85	-0.91	-0.86
21.60	-28.93	-25.33	-40.57	-36.78	-39.90	-36.2
19.20	17.89	20.55	-3.77	-1.57	-2.56	0.6
16.80	123.26	121.55	93.33	91.13	95.12	93.07
14.40	282.23	274.85	241.85	233.55	244.34	236.26
12.00	486.77	472.37	435.16	419.04	438.64	422.92
09.60	730.04	707.53	659.10	633.15	664.48	639.21
07.20	1,006.41	974.68	909.41	870.47	918.90	881.47
04.80	1,305.42	1262.05	1,130.88	1070.79	1,150.94	1094.42
02.40	1,621.44	1557.97	1,304.24	1196.85	1,353.87	1255.92
00.00	1,866.99	1790.22	1,022.49	905.87	1,088.38	955.39

Tabla 22. Valores de momento, muro L=3.00 m. para 10 pisos, sentido Y

H	A	B	A	B	A	B
m.	tn-m	tn-m	W1 tn-m	W1 tn-m	W2 tn-m	W2 tn-m
24.00	-12.84	-10.46	-18.43	-10.41	-17.68	-10.47
21.60	-12.53	-24.18	-28.04	-26.44	-25.64	-25.59
19.20	48.33	41.14	30.69	37.25	33.52	38.76
16.80	131.94	84.18	105.5	78.72	109.75	80.82
14.40	247.54	135.11	212.23	128.15	217.91	130.81
12.00	389.8	191.97	345.54	183.76	352.66	186.89
09.60	553.97	253.25	500.23	243.45	508.90	247.14
07.20	735.73	317.66	673.67	309.02	683.56	312.28
04.80	930.98	384.13	855.74	373.46	868.12	377.95
02.40	1136.98	453.53	1070.06	477.53	1,078.18	470.11
00.00	1349.72	540.99	1236.49	612.05	1,251.82	608.35

Figura 30. Diagrama de momentos, muro L=1.00 m. para 5 pisos, sentido X

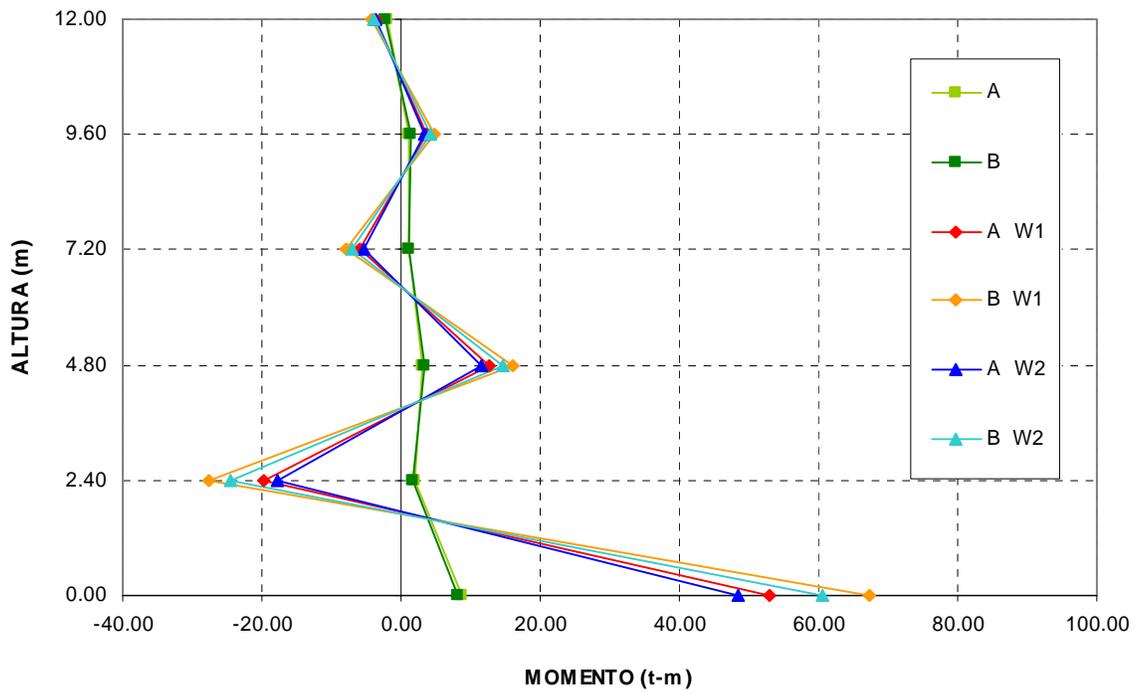


Figura 31. Diagrama de momentos, muro L=2.00 m. para 5 pisos, sentido X

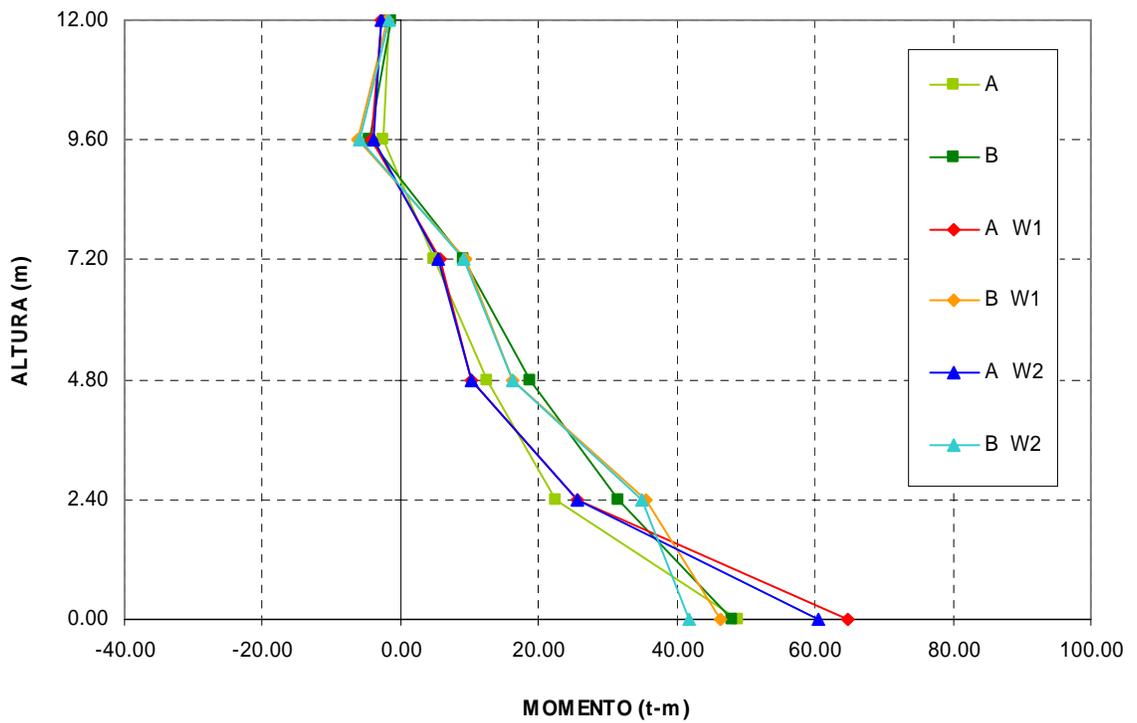


Figura 32. Diagrama de momentos, muro L=3.00 m. para 5 pisos, sentido X

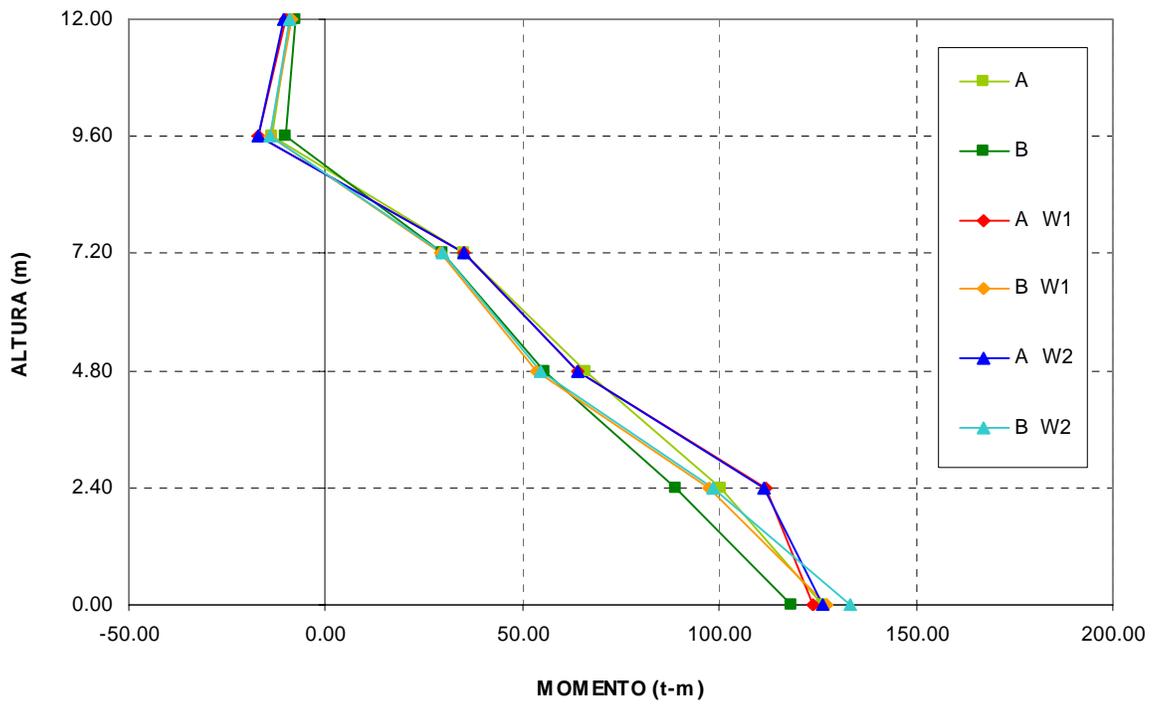


Figura 33. Diagrama de momentos, muro L=6.00 m. para 5 pisos, sentido X

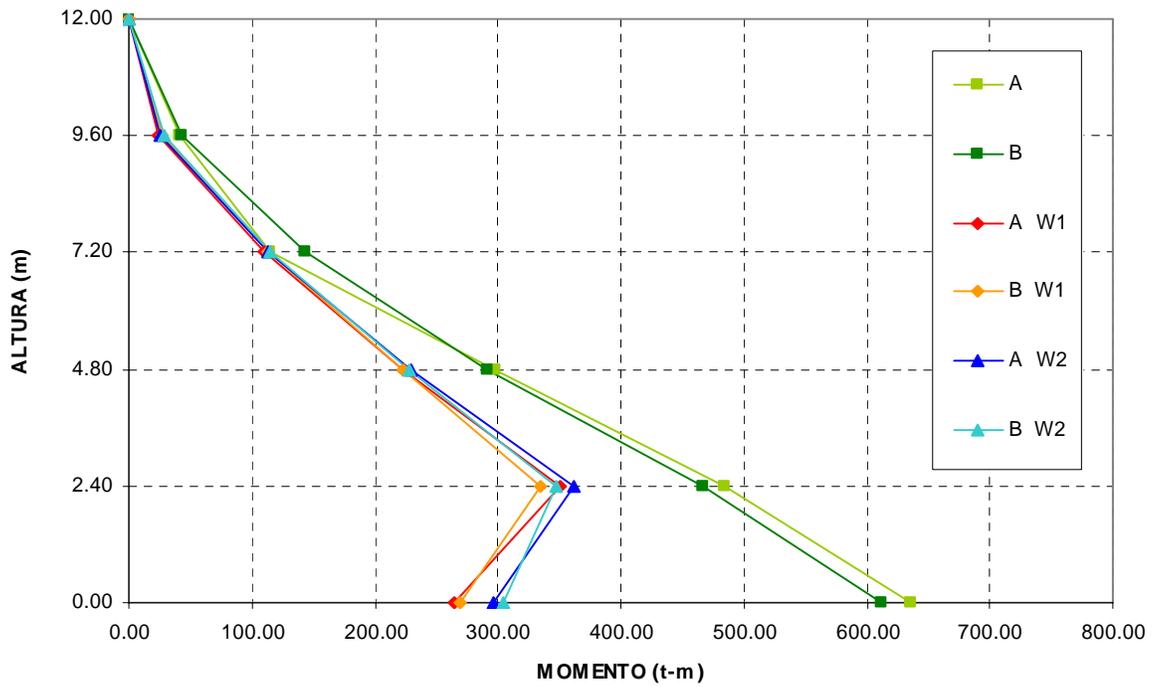


Figura 34. Diagrama de momentos, muro L=3.00 m. para 5 pisos, sentido Y

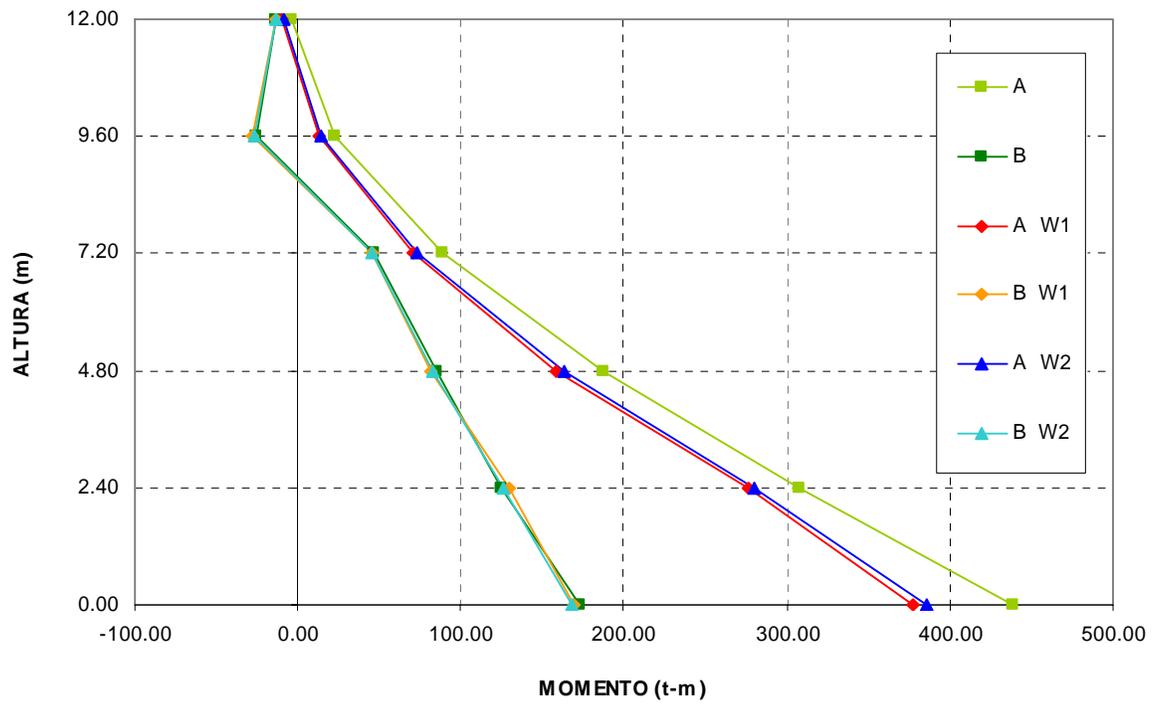


Figura 35. Diagrama de momentos, muro L=1.00 m. para 10 pisos, sentido X

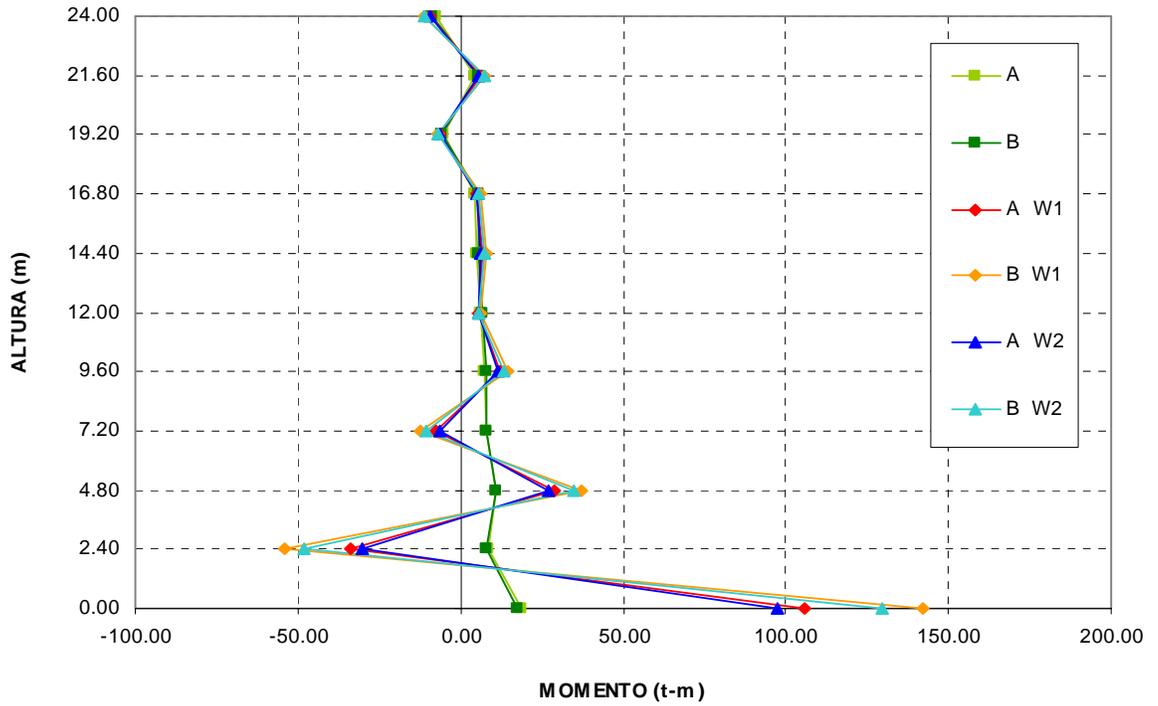


Figura 36. Diagrama de momentos, muro L=2.00 m. para 10 pisos, sentido X

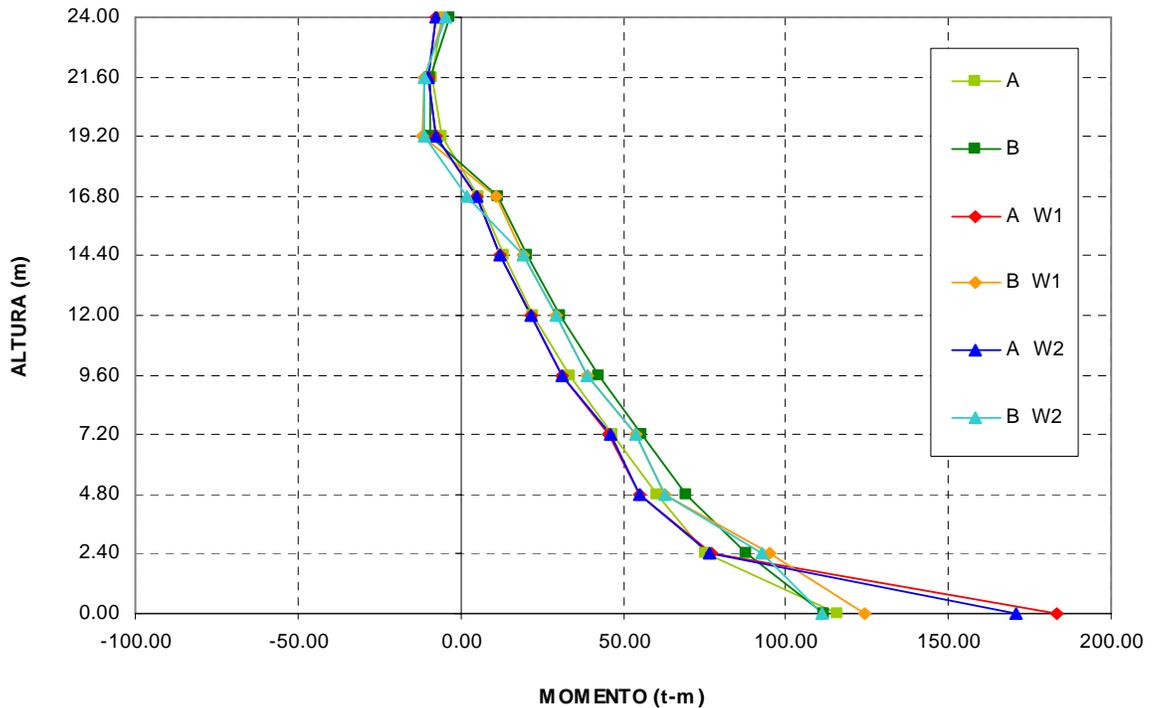


Figura 37. Diagrama de momentos, muro L=3.00 m. para 10 pisos, sentido X

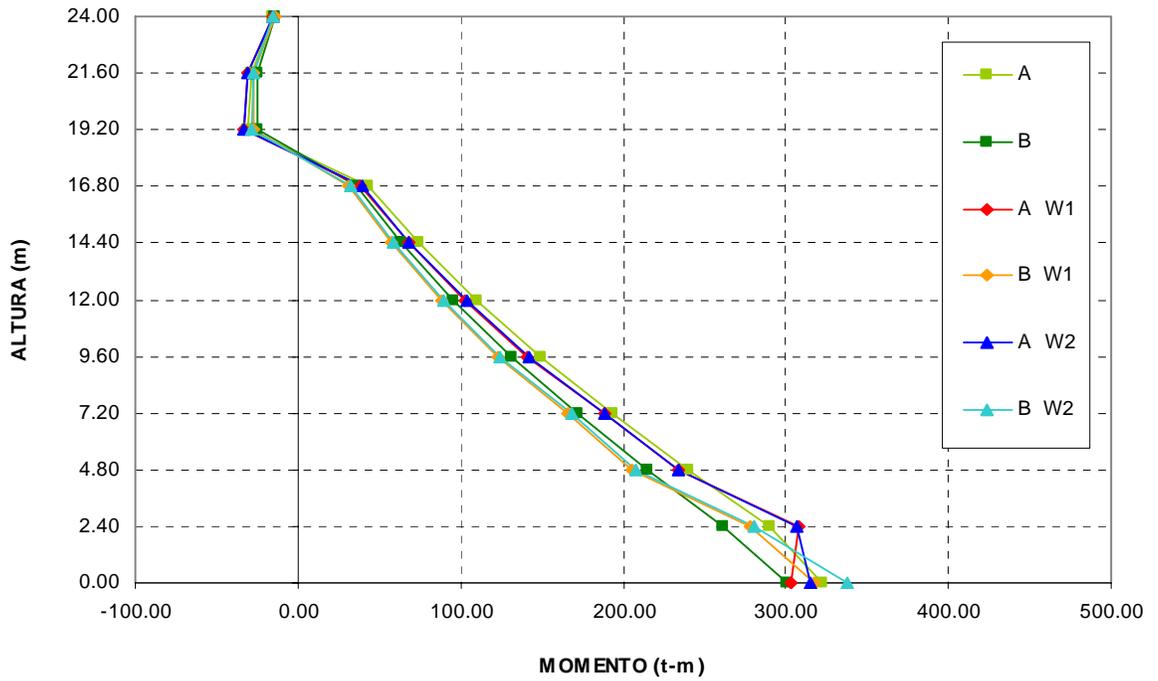


Figura 38. Diagrama de momentos, muro L=6.00 m. para 10 pisos, sentido X

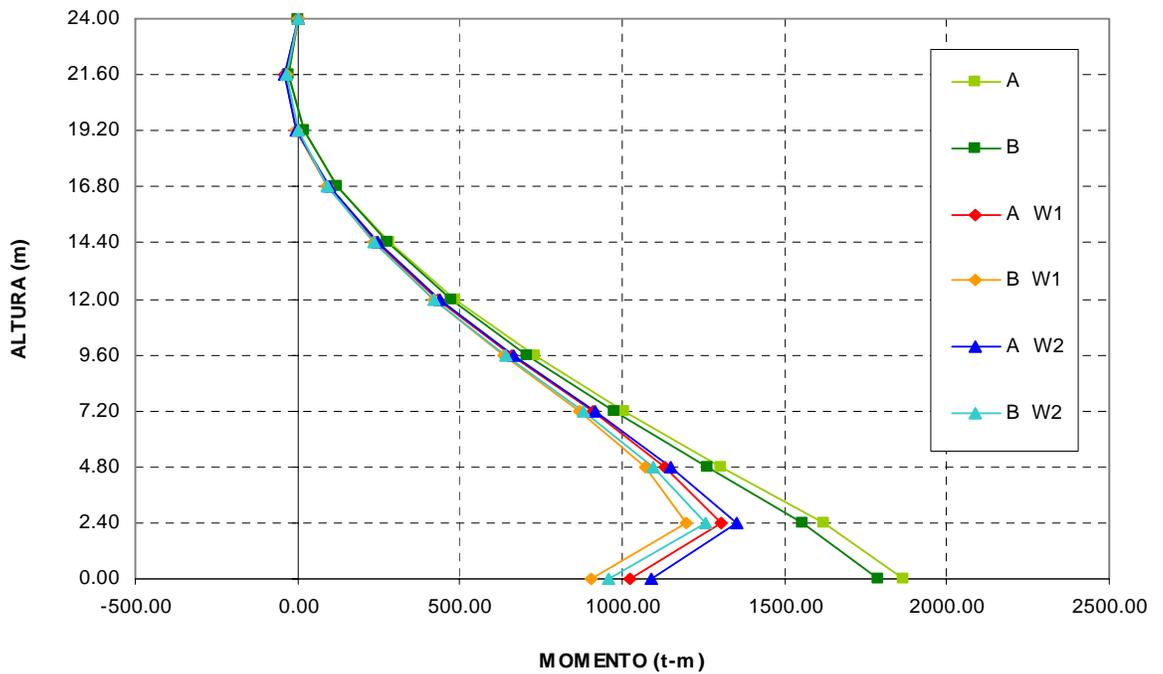
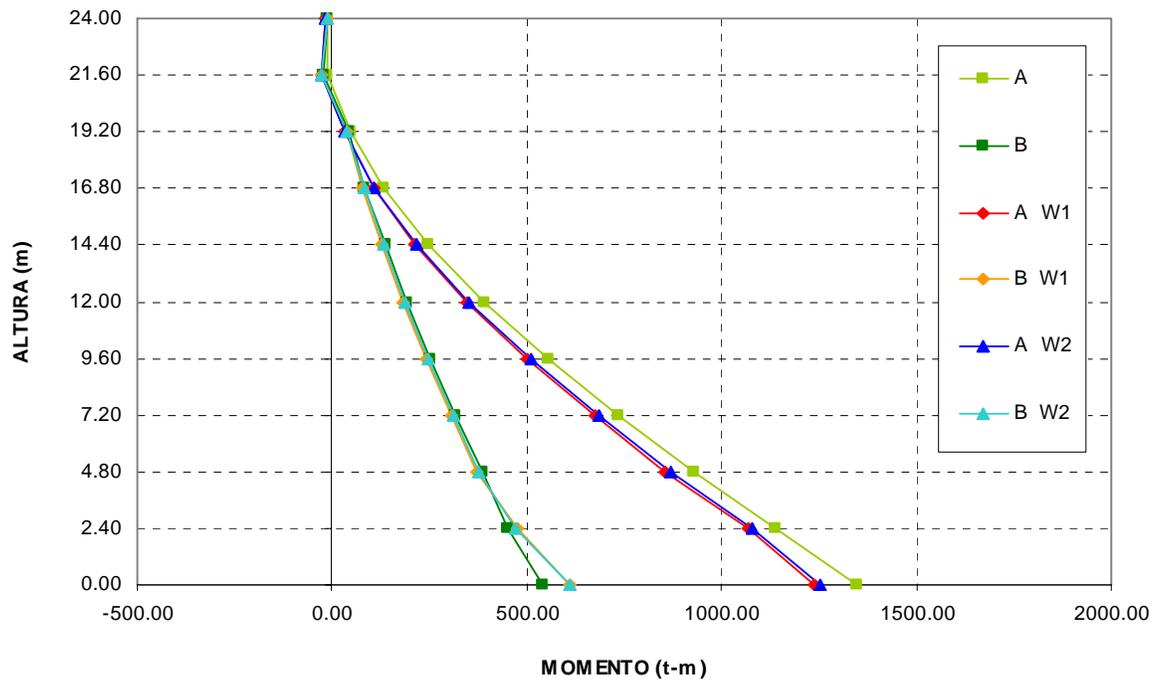


Figura 39. Diagrama de momentos, muro L=3.00 m. para 10 pisos, sentido Y



6 CONCLUSIONES

Uno de los aspectos desfavorables del sistema tradicional es que no tiene en cuenta la integración monolítica con los muros del otro sentido de análisis, por lo tanto arroja errores considerables tanto en los desplazamientos como en los valores de fuerzas para estos muros. Este caso se presenta principalmente en el Sentido Y donde tenemos respecto al Modulo A relaciones de desplazamiento de 0.31 a 0.35 veces menor y relaciones de Momento de 0.39 a 0.40 veces menor. Así mismo el Sistema Tradicional realiza erradamente los diseños de los muros con secciones rectangulares y no con las secciones reales en donde se debe presentar correspondencia con los momentos propios dados para dichas secciones.

El segundo aspecto desfavorable es el empotramiento en la base del Sistema Tradicional que no corresponde a la respuesta real de la estructura ante las fuerzas sísmicas, ya que la situación real es que se presenta un giro en la base de los muros que afecta considerablemente el comportamiento de la estructura provocando una redistribución de las fuerzas en todos los muros. Esta redistribución se presenta en el Sentido X en donde encontramos muros de diferente rigidez, para los muros de mayor rigidez hay una disminución del valor del momento de 0.42 a 0.58 veces, para los muros de menor rigidez hay un incremento del valor del momento de 5.58 a 8.21 veces, y para los muros con rigidez intermedia la variación del momento es muy pequeña. Esta característica del comportamiento de la estructura es fundamental ya que los valores de momento son determinantes en el diseño y estas variaciones inducirían a un cambio en la configuración y geometría de la estructura.

De otro lado tenemos que entre los Sistemas Winkler propuestos hay una relación del Módulo de Reacción de $K_{s2}/K_{s1}=2.60$ veces, y se esperaba tener relaciones en los desplazamientos y de giros de similar proporción, pero tenemos relaciones de desplazamientos en el Sentido X entre 1.88 y 2.00, en el Sentido Y entre 1.46 y 1.97 y relaciones de giros en el Sentido X entre 2.29 y 2.34, en el Sentido Y entre 1.56 y 2.18. Como se observa en el Sentido X para ambos casos tenemos rangos más estables esto debido a la mayor rigidez de la estructura en este Sentido que produjo que la estructura girara totalmente a diferencia del Sentido Y que solo se presenta el giro en cada muro en particular. Adicionalmente como se anota en los análisis de desplazamientos y giros, estas variaciones en los comportamientos también esta ligada a la configuración arquitectónica y a la de la geometría de la cimentación pues no se logra apreciar un patrón definido para este comportamiento.

En cuanto al resultado de momentos entre los Sistemas Winkler tenemos relaciones de momentos en el Sentido X entre 0.89 y 1.13, en el Sentido Y entre 0.99 y 1.02, como se observa en el Sentido X presenta una variación en promedio entre los dos Sistemas Winkler del 10% tal como se concluyo para los desplazamientos este comportamiento estaría ligado a la variación de rigidez entre muros, configuración arquitectónica y a la de la geometría de la cimentación y no a la diferencia de parámetros entre los dos Sistemas. En el Sentido Y no presenta variación y se puede concluir que se debe a que en este Sentido no hay variación de rigidez entre los muros por lo tanto los valores de momento son idénticos y es comprensible ya que los valores de la fuerza sísmica no cambian por lo tanto los momentos resistentes deben ser iguales.

Este comportamiento es el de mayor trascendencia y ventaja de los Sistemas Winkler ya a pesar de tener suelos caracterizados con parámetros que presentan diferencias del 260% dentro del rango que se estableció para realizar los análisis de los modelos, los resultados de momentos solamente presentan en promedio

una diferencia del 10%, esta característica nos indica la gran ventaja y flexibilidad del Sistema, ya que dada la incertidumbre en la determinación de los parámetros por lo isotropico del suelo y las diversas correlaciones empíricas en la formulación, no se tiene certeza en la obtención de los parámetros del suelo con una aceptable precisión; por esta razón nos podemos dar casi el lujo de desviarnos ligeramente en la obtención de dichos parámetros con relativa confianza y obtener resultados finales de Fuerzas mas que satisfactorios igualmente precisos.

Respecto a la verificación de derivas de los Sistemas Winkler encontramos inicialmente que están no cumplían pero después de realizar el análisis se llego a la conclusión que el verdadero desplazamiento relativo se presenta restando el desplazamiento producido por el giro en la base (alineando el eje rotado con la vertical) y encontramos con sorpresa que los nuevos desplazamientos reales son idénticos a los desplazamientos de los Sistemas Tradicional, esto es comprensible ya que los valores de la fuerza sísmica no cambian por lo tanto las deformaciones relativas deben ser iguales. De esta manera concluimos que al igual que el Sistema Tradicional cumplimos con las derivas independientemente de los parámetros del Sistema Winkler, esta es otra gran ventaja de este Sistema ya que nos da garantía en su aplicación y en la obtención de las derivas finales.

Al hacer la comparación entre las estructuras de 5 y 10 pisos no se encontró diferencia alguna respecto a los diversos tipos de comportamiento, por lo que se deduce que cualquier estructura de diferente número de pisos de igual manera mostrara el mismo comportamiento, lo que favorece ya que tendríamos las mismas ventajas del Sistema Winkler para cualquier número de pisos.

Dado los errores del Sistema tradicional y las ventajas del Sistema Winkler en la aplicación para el análisis y diseño de edificaciones de muros portantes de concreto finalmente concluimos con certeza que el Sistema Tradicional es obsoleto y no representa el comportamiento real de la estructura por lo tanto no

debemos utilizarlo para estos fines, en cambio ahora tenemos programas avanzados que representan con precisión las situaciones reales del entorno tales como la Interacción Suelo – Estructura tal como hemos visto en esta aplicación del Método Winkler, obtenemos comportamientos reales y precisos que nos dan garantía en su aplicación y en la obtención de los resultados finales. Por tal razón este estudio debe servir como principio y guía para el establecimiento de la Metodología para el Análisis de Edificaciones de Muros Portantes de Concreto.

A pesar de contar con este gran avance en el desarrollo de la metodología aplicando el Método Winkler enfocado al análisis de edificaciones de muros, es imperioso seguir en la investigación y profundización de otros temas específicos para así completar y abarcar todos los aspectos que involucran el análisis y diseños de muros portantes para contar con las ultimas herramientas y metodologías que nos permitan tener la certeza en su aplicación.

Entre los aspectos que se recomienda continuar en su investigación tenemos los siguientes:

- Fuerza Sísmica por el Método Modal (Las fuerzas sísmicas del método de la fuerza horizontal equivalente del Sistema Tradicional son dependientes del Periodo por empotramiento en la base de la estructura, pero el Periodo real de la estructura también depende de los parámetros del suelo de soporte por lo que las fuerzas sísmicas reales solamente se obtendrían con el Método Modal)
- Derivas para el Sentido Y (es conveniente revisar los criterios de las derivas en el Sentido Y ya que al girar los solamente muros la línea horizontal igualmente gira y aparece una Deriva en Z).
- Análisis y diseño muros biaxiales.

- Diseño global de cimentaciones (el diseño de las cimentaciones por el Método Tradicional se realiza para cada muro independientemente pero se ha visto que la cimentación de los muros se comportan como un conjunto).

BIBLIOGRAFIA

BRAJA M, Das. Fundamentos de ingeniería geotécnica. California State University, Sacramento: Internacional Thomson Editores, 2001,593 p

BRAJA M, Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. California State University, Sacramento: Internacional Thomson Editores, 2001,861 p

DELGADO VARGAS, Manuel. Interacción suelo - estructura. Bogota: Escuela Colombiana de Ingeniería, 1999, 141 p

SUAREZ DIAZ, Jaime. Diseño de cimientos. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 1992, 209 p

RINCON MONSALVE, Omar Libardo. Diseño de fundaciones y muros de contención. Bucaramanga: UDES, Universitaria de Santander, 2003, 192 p

CALAVERA RUIZ, José. Calculo de estructuras de cimentación. Madrid: Instituto técnico de materiales, 1991,375 p

Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR-98, Decreto 33 de 1998. Bogota: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1995

MALDONADO RONDON, Esperanza y CHIO CHIO, Gustavo. Análisis sísmico de edificaciones. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2000, 287 p

ROCHEL AWAD, Roberto. Hormigón reforzado NSR-98, Segunda parte. Medellín:
Editorial Digital Express, 1999, 235 p

ANEXOS

Anexo No.A Análisis sísmico, Modulo A para 5 pisos

Anexo No.B Análisis sísmico, Modulo A para 10 pisos

ANEXO No. A ANALISIS SISMICO, MODULO A PARA 5 PISOS

* CARGAS

- MUERTA

Cubierta				
Losa	0.1	x	2400	= 240.0
Pisos	0.05	x	2100	= 105.0
				<hr/>
				345.0 kg/m ²
Entrepiso (con Losa e=10 cm)				
Losa	0.1	x	2400	= 240.0
Pisos	0.05	x	2100	= 105.0
Muros (divisorios)				= 130.0
				<hr/>
				475.0 kg/m ²
Muros (Estructurales)				= 214.0
				<hr/>
				689.0 kg/m ²

- VIVA

Cubierta	=	50 kg/m ²	P < 20%
Entrepiso	=	180 kg/m ²	Vivienda

- CARGA FACTORIZADA

Cubierta	=	1.4	x	345.0	+	1.7	x	50	=	0.57	tn/m ²
Entrepiso	=	1.4	x	475.0	+	1.7	x	180	=	0.97	tn/m ²

Area=	138.0 m ²	(5o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(4o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(3o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(2o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(1o. piso)	Vivienda

Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ 21 MPa

$$c \quad E_c = 3,900 \times f'c^{0.5} = 17,872 \text{ MPa} \quad \text{Muro en Concreto}$$

Rigides 1o. Piso

$$\text{Daprox} = D_v + D_m = \frac{3 \times V \times x_{hi}}{A \times E} + \frac{V \times x_{hi}^3}{6 \times E \times I}$$

$V = 1 \text{ tn}$
 $h_i = 2.40 \text{ mt}$
 $h_t = 12.00 \text{ mt}$

Muro	L=[De]	b	A	E	I	Dv	Dm	D	R	R	De/ht	De/ht	Ac
	(m)	(m)	b x L	tn/m ²	bxL ³ /12	10E-5mt	10E-5mt	10E-5mt	1/D (t/m)	(t/cm)	<0.90	<0.90	m ²
	2.00	0.10	0.20	1,787,205	0.067	2.01	1.93	3.95	25,329	253.29	0.17	0.17	0.046
	1.00	0.10	0.10	1,787,205	0.008	4.03	15.47	19.50	5,129	51.29	0.08	0.08	0.021
	2.00	0.10	0.20	1,787,205	0.067	2.01	1.93	3.95	25,329	253.29	0.17	0.17	0.046
	3.00	0.10	0.30	1,787,205	0.225	1.34	0.57	1.92	52,196	521.96	0.25	0.25	0.079
	3.00	0.10	0.30	1,787,205	0.225	1.34	0.57	1.92	52,196	521.96	0.25	0.25	0.079
	1.00	0.10	0.10	1,787,205	0.008	4.03	15.47	19.50	5,129	51.29	0.08	0.08	0.021
	3.00	0.10	0.30	1,787,205	0.225	1.34	0.57	1.92	52,196	521.96	0.25	0.25	0.079
	1.00	0.10	0.10	1,787,205	0.008	4.03	15.47	19.50	5,129	51.29	0.08	0.08	0.021
	6.00	0.10	0.60	1,787,205	1.800	0.67	0.07	0.74	134,579	1345.79	0.50	0.50	0.270
	1.00	0.10	0.10	1,787,205	0.008	4.03	15.47	19.50	5,129	51.29	0.08	0.08	0.021
	3.00	0.10	0.30	1,787,205	0.225	1.34	0.57	1.92	52,196	521.96	0.25	0.25	0.079
	1.00	0.10	0.10	1,787,205	0.008	4.03	15.47	19.50	5,129	51.29	0.08	0.08	0.021
	3.00	0.10	0.30	1,787,205	0.225	1.34	0.57	1.92	52,196	521.96	0.25	0.25	0.079
	3.00	0.10	0.30	1,787,205	0.225	1.34	0.57	1.92	52,196	521.96	0.25	0.25	0.079
	2.00	0.10	0.20	1,787,205	0.067	2.01	1.93	3.95	25,329	253.29	0.17	0.17	0.046
	1.00	0.10	0.10	1,787,205	0.008	4.03	15.47	19.50	5,129	51.29	0.08	0.08	0.021
	2.00	0.10	0.20	1,787,205	0.067	2.01	1.93	3.95	25,329	253.29	0.17	0.17	0.046
			3.80						579,844	5798.44			1.05

Muro	L	b	A	E	I	Dv	Dm	D	R	R	De/H	De/H	Ac
			b x L	tn/m ²	bxL ³ /12	10E-5mt	10E-5mt	10E-5mt	1/D (t/m)	(t/cm)	<0.90	<0.90	m ²
	3.00	0.15	0.45	1,787,205	0.338	0.90	0.38	1.28	78,295	782.95	0.25	0.25	0.118
	3.00	0.15	0.45	1,787,205	0.338	0.90	0.38	1.28	78,295	782.95	0.25	0.25	0.118
	3.00	0.15	0.45	1,787,205	0.338	0.90	0.38	1.28	78,295	782.95	0.25	0.25	0.118
	3.00	0.15	0.45	1,787,205	0.338	0.90	0.38	1.28	78,295	782.95	0.25	0.25	0.118
			1.80						313,178	3131.78			0.47

$$C_t = 0.075 / (Ac)^{0.5} \quad C_{tx} = 0.075 / (1.05)^{0.5} = 0.073$$

$$C_{ty} = 0.075 / (0.47)^{0.5} = 0.109$$

METODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE: MODULO A DE 5 PISOS Y SENTIDO X

-Coeficientes sismicos

Zona de amenaza sismica Alta y con Capacidad de disipacion de energia Alta (DES)

$$A_a = 0.25 \quad I = 1 \quad \text{Grupo de uso I}$$

$$S = 1.20 \quad \text{Perfil de suelo S2} \quad C_t = 0.075 \quad \frac{I}{(A_c)^{0.5}} \quad \text{Muro estructural}$$

$$T_a = C_t \times h_n^{(3/4)}$$

$$T_a = 0.073 \times 12.00^{(3/4)} = \mathbf{0.472 \text{ sg}}$$

$$T_c = 0.48 \times S = 0.48 \times 1.2 = \mathbf{0.58 \text{ sg}}$$

$$T_l = 2.40 \times S = 2.40 \times 1.2 = \mathbf{2.88 \text{ sg}}$$

$$\mathbf{T_a < T_c} \quad S_a = 2.5 \times A_a \times I = 2.5 \times 0.25 \times 1.00 = \mathbf{0.625}$$

$$T_c < T_a < T_l \quad S_a = \frac{1.2 \times A_a \times S \times I}{T_a} = \frac{1.2 \times 0.25 \times 1.20 \times 1.00}{0.472153} = 0.762$$

$$T_l < T_a \quad S_a = \frac{A_a \times I}{2} = \frac{0.25 \times 1}{2} = 0.125$$

$$\mathbf{T < 0.5 \text{ sg}} \quad K = 1 = \mathbf{1.000}$$

$$0.5 < T < 2.5 \text{ sg} \quad K = 0.75 + 0.5 \times T = 0.75 + 0.5 \times 0.472 = 0.986$$

$$2.5 < T \quad K = 2 = 2.000$$

$$V = W \times S_a$$

$$\mathbf{V = 428 \times 0.625 = 267.5 \text{ tn}} \quad \mathbf{S_a = 0.625} \quad \mathbf{K = 1.000}$$

piso	area m ²	wi tn/m ²	hi tn	wihiK	Fi	Vi	Ly m	Mx tn-m
5	138.0	0.345	47.6	12.00	571.3	53.6	18.10	48.5
4	138.0	0.689	95.1	9.60	912.8	85.6	18.10	77.4
3	138.0	0.689	95.1	7.20	684.6	64.2	18.10	58.1
2	138.0	0.689	95.1	4.80	456.4	42.8	18.10	38.7
1	138.0	0.689	95.1	2.40	228.2	21.4	18.10	19.4
	690		427.9		2853.3			

Ro = 7.00 Coeficiente de DES para Concreto.
 Op = 1.00 Coeficiente reduccion por irregularidad en planta (NO)
 Oa = 1.00 Coeficiente reduccion por irregularidad en altura (NO)

$$R = R_o \times O_a \times O_p = 7.00 \times 1.00 \times 1.00 = 7.00 \quad \mathbf{R = 7.00}$$

METODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE: MODULO A DE 5 PISOS Y SENTIDO Y

-Coeficientes sismicos

Zona de amenaza sismica Alta y con Capacidad de disipacion de energia Alta (DES)

$$A_a = 0.25 \quad I = 1 \quad \text{Grupo de uso I}$$

$$S = 1.20 \quad \text{Perfil de suelo S2} \quad C_t = 0.075 \quad I/(A_c)^{0.5} \quad \text{Muro estructural}$$

$$T_a = C_t \times h_n^{(3/4)}$$

$$T_a = 0.109 \times 12.00^{(3/4)} = \mathbf{0.703 \text{ sg}}$$

$$T_c = 0.48 \times S = 0.48 \times 1.2 = \mathbf{0.58 \text{ sg}}$$

$$T_l = 2.40 \times S = 2.40 \times 1.2 = \mathbf{2.88 \text{ sg}}$$

$$T_a < T_c \quad S_a = 2.5 \times A_a \times I = 2.5 \times 0.25 \times 1.00 = \mathbf{0.625}$$

$$T_c < T_a < T_l \quad S_a = \frac{1.2 \times A_a \times S \times I}{T_a} = \frac{1.2 \times 0.25 \times 1.20 \times 1.00}{0.703471} = \mathbf{0.512}$$

$$T_l < T_a \quad S_a = \frac{A_a \times I}{2} = \frac{0.25 \times 1}{2} = \mathbf{0.125}$$

$$T < 0.5 \text{ sg} \quad K = 1 = \mathbf{1.000}$$

$$0.5 < T < 2.5 \text{ sg} \quad K = 0.75 + 0.5 \times T = 0.75 + 0.5 \times 0.703 = \mathbf{1.102}$$

$$2.5 < T \quad K = 2 = \mathbf{2.000}$$

$$V = W \times S_a$$

$$V = \mathbf{428} \times \mathbf{0.512} = \mathbf{219.0 \text{ tn}} \quad S_a = \mathbf{0.512} \quad K = \mathbf{1.102}$$

pisos	area m ²	wi tn/m ²	hi tn	wihiK	Fi	Vi	Lx m	My tn-m
5	138.0	0.345	47.6	12.00	735.6	45.9	45.9	21.6
4	138.0	0.689	95.1	9.60	1149.0	71.8	117.7	33.7
3	138.0	0.689	95.1	7.20	836.9	52.3	170.0	24.6
2	138.0	0.689	95.1	4.80	535.4	33.4	203.4	15.7
1	138.0	0.689	95.1	2.40	249.5	15.6	219.0	7.3
	690		427.9		3506.3			

Ro = 7.00 Coeficiente de DES para Concreto.
 Op = 1.00 Coeficiente reduccion por irregularidad en planta (NO)
 Oa = 1.00 Coeficiente reduccion por irregularidad en altura (NO)

$$R = R_o \times O_a \times O_p = 7.00 \times 1.00 \times 1.00 = \mathbf{7.00} \quad R = \mathbf{7.00}$$

ANEXO No. B ANALISIS SISMICO, MODULO A PARA 10 PISOS

* CARGAS

- MUERTA

Cubierta			
Losa	0.1	x 2400	= 240.0
Pisos	0.05	x 2100	= 105.0
			<hr/>
			345.0 kg/m ²
Entrepiso (con Losa e=10 cm)			
Losa	0.1	x 2400	= 240.0
Pisos	0.05	x 2100	= 105.0
Muros (divisorios)			= 130.0
			<hr/>
			475.0 kg/m ²
Muros (Estructurales)			= 289.0
			<hr/>
			764.0 kg/m ²

- VIVA

Cubierta	=	50 kg/m ²	P < 20%
Entrepiso	=	180 kg/m ²	Vivienda

- CARGA FACTORIZADA

Cubierta	=	1.4	x	345.0	+	1.7	x	50	=	0.57	tn/m ²
Entrepiso	=	1.4	x	475.0	+	1.7	x	180	=	0.97	tn/m ²

Area=	138.0 m ²	(10o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(9o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(8o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(7o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(6o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(5o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(4o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(3o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(2o. piso)	Vivienda
Area=	138.0 m ²	(1o. piso)	Vivienda

Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ 21 MPa

$c \quad E_c = 3,900 \times f'c^{0.5} = 17,872 \text{ MPa}$ Muro en Concreto

Rigides 1o. Piso

$$\text{Daprox} = D_v + D_m = \frac{3 \times V \times x_{hi}}{A \times E} + \frac{V \times x_{hi}^3}{6 \times E \times I}$$

$V = 1 \text{ tn}$
 $h_i = 2.40 \text{ mt}$
 $h_t = 24.00 \text{ mt}$

Muro	L=[De]	b	A	E	I	Dv	Dm	D	R	R	De/ht	De/ht	Ac
	(m)	(m)	b x L	tn/m2	bxL^3/12	10E-5mt	10E-5mt	10E-5mt	1/D (t/m)	(t/cm)	<0.90	<0.90	m2
	2.00	0.12	0.24	1,787,205	0.080	1.68	1.61	3.29	30,395	303.95	0.08	0.08	0.050
	1.00	0.12	0.12	1,787,205	0.010	3.36	12.89	16.25	6,154	61.54	0.04	0.04	0.024
	2.00	0.12	0.24	1,787,205	0.080	1.68	1.61	3.29	30,395	303.95	0.08	0.08	0.050
	3.00	0.12	0.36	1,787,205	0.270	1.12	0.48	1.60	62,636	626.36	0.13	0.13	0.078
	3.00	0.12	0.36	1,787,205	0.270	1.12	0.48	1.60	62,636	626.36	0.13	0.13	0.078
	1.00	0.12	0.12	1,787,205	0.010	3.36	12.89	16.25	6,154	61.54	0.04	0.04	0.024
	3.00	0.12	0.36	1,787,205	0.270	1.12	0.48	1.60	62,636	626.36	0.13	0.13	0.078
	1.00	0.12	0.12	1,787,205	0.010	3.36	12.89	16.25	6,154	61.54	0.04	0.04	0.024
	6.00	0.12	0.72	1,787,205	2.160	0.56	0.06	0.62	161,494	1614.94	0.25	0.25	0.189
	1.00	0.12	0.12	1,787,205	0.010	3.36	12.89	16.25	6,154	61.54	0.04	0.04	0.024
	3.00	0.12	0.36	1,787,205	0.270	1.12	0.48	1.60	62,636	626.36	0.13	0.13	0.078
	1.00	0.12	0.12	1,787,205	0.010	3.36	12.89	16.25	6,154	61.54	0.04	0.04	0.024
	3.00	0.12	0.36	1,787,205	0.270	1.12	0.48	1.60	62,636	626.36	0.13	0.13	0.078
	3.00	0.12	0.36	1,787,205	0.270	1.12	0.48	1.60	62,636	626.36	0.13	0.13	0.078
	2.00	0.12	0.24	1,787,205	0.080	1.68	1.61	3.29	30,395	303.95	0.08	0.08	0.050
	1.00	0.12	0.12	1,787,205	0.010	3.36	12.89	16.25	6,154	61.54	0.04	0.04	0.024
	2.00	0.12	0.24	1,787,205	0.080	1.68	1.61	3.29	30,395	303.95	0.08	0.08	0.050
			<u>4.56</u>						<u>695,813</u>	<u>6958.13</u>			<u>1.00</u>

Muro	L	b	A	E	I	Dv	Dm	D	R	R	De/H	De/H	Ac
			b x L	tn/m2	bxL^3/12	10E-5mt	10E-5mt	10E-5mt	1/D (t/m)	(t/cm)	<0.90	<0.90	m2
	3.00	0.25	0.75	1,787,205	0.563	0.54	0.23	0.77	130,491	1304.91	0.13	0.13	0.162
	3.00	0.25	0.75	1,787,205	0.563	0.54	0.23	0.77	130,491	1304.91	0.13	0.13	0.162
	3.00	0.25	0.75	1,787,205	0.563	0.54	0.23	0.77	130,491	1304.91	0.13	0.13	0.162
	3.00	0.25	0.75	1,787,205	0.563	0.54	0.23	0.77	130,491	1304.91	0.13	0.13	0.162
			<u>3.00</u>						<u>521,964</u>	<u>5219.64</u>			<u>0.65</u>

$C_t = 0.075 / (Ac)^{0.5}$ $C_{tx} = 0.075 / (1.00)^{0.5} = 0.075$
 $C_{ty} = 0.075 / (0.65)^{0.5} = 0.093$

