

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Análisis del problema de interacción suelo – estructura para un pórtico 2D en suelos
granulares**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTORES:

ALEXIS THOMÁS PICÓN SANTAMARÍA

LUIS CARLOS ALBERTO RUIZ SÁNCHEZ

ASESORES:

GUILLERMO JOSÉ ZAVALA ROSELL

MIGUEL ÁNGEL PANDO LÓPEZ

Lima, mayo 2019

RESUMEN

En la actualidad, es común que para efectos del análisis estructural de edificaciones en el Perú, se desprece los asentamientos de las cimentaciones. En otras palabras, los modelos estructurales comúnmente incorporan condiciones de borde en los nodos de cimentación que restringen las deformaciones verticales, por lo que no se consideran los posibles efectos de redistribución de fuerzas internas asociados a los asentamientos de la fundación en el diseño estructural. Esta selección de metodología de análisis estructural quizás esté asociada a la relativamente alta capacidad portante, baja deformabilidad de los suelos y la simplicidad del modelo. Sin embargo, considerando que las cargas transferidas desde la superestructura a los cimientos no son uniformes para los distintos elementos, es de esperarse que existirán asentamientos distintos en los diversos elementos de cimentación. La ocurrencia de asentamientos diferenciales, por más pequeños que sean, afecta los valores de fuerzas internas de los elementos de la estructura con respecto a los calculados con la suposición habitual de cimientos sin asentamiento vertical. Es decir, la ocurrencia de asentamientos diferenciales causa una redistribución de cargas en los diversos elementos internos que componen la superestructura. El objetivo principal de esta tesis es evaluar el impacto que tiene el no incluir asentamientos totales y diferenciales en los nodos de apoyo del modelo estructural comparado con la metodología habitualmente utilizada por ingenieros calculistas en el Perú. De identificarse diferencias importantes, y en especial el peligro de incurrir en diseños no seguros, se buscará difundir los resultados de esta investigación para ayudar a mejorar la práctica local. Por el contrario, si la investigación concluye que la suposición habitual no difiere mucho de la metodología que incorpora asentamientos, entonces también es importante difundir los resultados para ayudar a justificar la práctica habitual.

El presente trabajo de investigación emplea el modelo estructural con el programa Etabs de un pórtico de 4 pisos considerado representativo para edificios de baja altura. El modelo es 2D y

asume que las columnas están cimentadas sobre elementos superficiales para estudiar el efecto de asentamientos absolutos y diferenciales ya mencionado. Se realizaron dos series de análisis: la primera involucró análisis del pórtico utilizando la metodología habitual de análisis que desprecia los asentamientos verticales de las zapatas, las cuales se modelaron como nodos restringidos en todas las direcciones (base empotrada). La combinación de carga considerada fue carga viva y muerta sin incluir cargas laterales como viento o terremoto que se consideró fuera del alcance de esta tesis de pregrado. La segunda serie de análisis incorporó resortes lineales equivalentes como condición de borde en los nodos de cimentación. Estos resortes lineales equivalentes capturan la no linealidad de la interacción cimiento-suelo usando un proceso iterativo donde la constante del resorte representa una rigidez secante de la curva presión-asentamiento de la zapata. En ambas series de análisis estructural, se comparan las fuerzas internas en los elementos estructurales (i.e., momentos flectores, fuerzas de corte y axiales).

Los resultados de este estudio muestran que al permitir los asentamientos en el modelo estructural, se genera una redistribución significativa de las fuerzas internas en la estructura, para las condiciones de carga y geometría utilizadas. Por tanto, la consideración de la interacción suelo – estructura podría presentarse como un factor importante del análisis previo que, de no tomarse en cuenta, podría ocasionar que los elementos sean diseñados de una manera poco conservadora y con un margen de seguridad menor al planeado en el diseño.

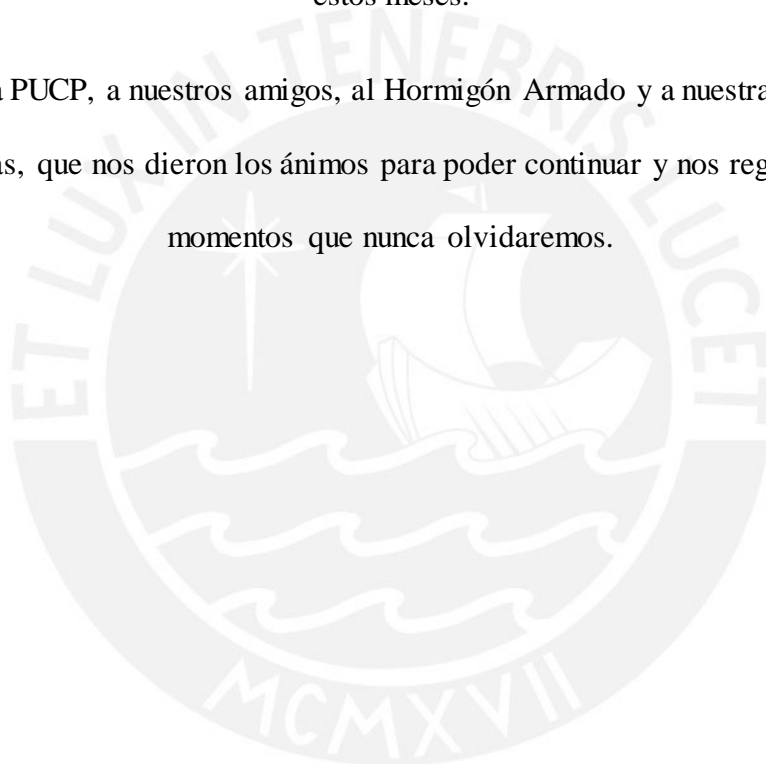
DEDICATORIA

A Dios, por darnos la fuerza para culminar este trabajo de investigación y cerrar una gran etapa de nuestras vidas.

A nuestras familias, ya que esto no se hubiese logrado sin su apoyo. En especial, a nuestras madres y su amor incondicional.

A nuestros asesores, por sus enseñanzas, consejos y la amistad que se formó a lo largo de estos meses.

Finalmente, a la PUCP, a nuestros amigos, al Hormigón Armado y a nuestra segunda familia Cachihormigas, que nos dieron los ánimos para poder continuar y nos regalaron grandes momentos que nunca olvidaremos.



ÍNDICE

ÍNDICE.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS.....	ix
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Objetivos.....	2
1.1.1. Objetivo general.....	2
1.1.2. Objetivos específicos.....	2
1.2 Antecedentes y justificación.....	3
1.2.1. Antecedentes.....	3
1.2.2. Justificación.....	4
1.3 Alcances.....	5
2. MARCO TEÓRICO.....	7
2.1. Cimentaciones superficiales.....	8
2.1.1. Tipos de cimentaciones superficiales.....	9
2.1.2. Patrones de falla.....	9
2.1.3. Capacidad de carga.....	10
2.2. Cálculo tradicional de asentamientos.....	16
2.2.1. Componentes de los asentamientos.....	16
2.2.2. Descripción de métodos.....	17
2.2.3. Métodos que reflejan una relación lineal carga - asentamiento.....	18
2.3. Interacción suelo-estructura de una zapata superficial en arena.....	23

2.3.1.	Factores que afectan la relación presión-asentamiento	25
2.3.2.	Curva esfuerzo-asentamiento.....	29
2.4.	Correlaciones para hallar el coeficiente de rigidez del suelo.....	32
2.4.1.	Modelo de Winkler.....	32
2.4.2.	Determinación del coeficiente de balasto vertical.....	34
2.4.3.	Ajustes del coeficiente de balasto	44
2.4.4.	Teoría de asentamientos instantáneos	46
3.	METODOLOGÍA Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	48
3.1.	Modelo de estudio para el análisis estático en un pórtico 2D	48
3.1.1.	Propiedades de los materiales.....	48
3.1.2.	Predimensionamiento estructural.....	53
3.2.	Sistematización del proceso.....	56
3.2.1.	Modelación preliminar del pórtico.....	56
3.2.2.	Diseño de zapatas	62
3.2.3.	Obtención de la curva hiperbólica.....	66
3.2.4.	Proceso iterativo.....	69
4.	RESULTADOS.....	75
4.1.	Asentamientos y fuerzas externas	75
4.2.	Resultados de variación de fuerzas internas	78
4.2.1.	Resultados de variación de fuerzas internas en vigas.....	78
4.2.2.	Resultados de variación de fuerzas internas en columnas	89
4.2.3.	Discusión de Resultados	97
5.	RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	102

5.1. Resumen.....	102
5.2. Conclusiones.....	102
5.3. Recomendaciones.....	105
BIBLIOGRAFÍA.....	106
ANEXOS.....	110

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01. Coeficientes De Capacidad Portante De Terzaghi Y Meyerhof (Propia).....	12
Figura 02. Factores De Forma Según El Tipo De Zapata (Pucp, 2017).....	13
Figura 03. Asentamiento Diferencial (Rne E. 050)	15
Figura 04. Modelos Del Suelo (Santos, 1980)	24
Figura 05. Influencia Del Ancho De Cimentación En El Asentamiento (Muelas A., 2017)	26
Figura 06. Relación Entre La Capacidad De Carga Y El Asentamiento Según El Tipo De Suelo (Berrocal, 2013)	30
Figura 07. Modelo Acoplado De Cimentación Tipo Winkler (Coduto, 2001)	33
Figura 08. Modelo Pseudo-Acoplado De Cimentación Tipo Winkler (Coduto, 2001).....	34
Figura 09. Regresiones Para El Cálculo Del Coeficiente De Balasto En Arenas (Leoni, 2012).....	35
Figura 10. Valores De Coeficiente C_0 Según El Tipo De Suelo (Villareal, 2013).....	38
Figura 11. Metodología Para Determinar El Coeficiente De Balasto (Berrocal, 2013)	41
Figura 12. Coeficiente De Balasto A Partir De La Densificación De Arenas (Baker, 1957)	43
Figura 13. Coeficiente De Balasto A Partir De La Rigidez De La Arcilla Y El Ancho De Cimentación (Baker, 1957).....	43
Figura 14. Valores De Coeficiente De Balasto Según Tipo De Suelo (Jiménez, 1981).....	44
Figura 15. Comparación Entre Distintos Factores De Corrección (Tellado, 1999).....	45
Figura 16. Propiedades Índices De Suelos (Terzaghi, Peck & Mesri, 1996).....	50

Figura 17. Características Del Suelo Según Ensayo Spt (Zegarra, 2016).....	50
Figura 18. Valores De Peso Específico Y Ángulo De Fricción Interna En Suelos Granulares (Bowles, 1982) ..	51
Figura 19. Definición De Ejes En Plata (Propia).....	57
Figura 20. Definición De Elevaciones (Propia).....	57
Figura 21. Definición De Materiales (Propia).....	58
Figura 22. Definición De Secciones De Elementos Estructurales (Propia)	58
Figura 23. Definición De Secciones De Vigas (Propia).....	59
Figura 24. Definición De Secciones De Columnas (Propia).....	59
Figura 25. Pórtico Modelado (Propia).....	60
Figura 26. Empotramiento De La Base (Propia).....	60
Figura 27. Definición De Las Cargas Que Se Utilizarán (Propia).....	61
Figura 28. Cargas Distribuidas Utilizadas En El Modelo (Propia).....	61
Figura 29. Primer Juego De Cargas En La Base Del Modelo Preliminar (Propia).....	62
Figura 30. Curvas Hiperbólicas Correspondientes A Cada Zapata. (Propia).....	68
Figura 31. Cuadro Para Insertar La Rigidez De Cada Resorte Generado (Propia).....	71
Figura 32. Base Del Pórtico Con Los Resortes Asignados (Propia).....	71
Figura 33. Fuerzas Obtenidas En La Primera Iteración (Propia).....	71
Figura 34. Fuerzas Obtenidas En La Segunda Iteración (Propia).....	72
Figura 35. Fuerzas Obtenidas En La Tercera Iteración (Propia).....	73
Figura 36. Distribución De Tramos De Vigas En La Estructura (Propia).....	79
Figura 37. Momentos Flectores En Una Viga (Propia).....	80
Figura 38. Fuerzas Cortantes En Una Viga (Propia)	80
Figura 39. Fuerza Axial En Una Viga (Propia).....	80
Figura 40. Variación De Momentos En La Viga Del Primer Techo. (Propia).....	82
Figura 41. Variación De Momentos En La Viga Del Segundo Techo. (Propia).....	84
Figura 42. Variación De Momentos En La Viga Del Tercer Techo. (Propia)	86
Figura 43. Variación De Momentos En La Viga Del Cuarto Techo. (Propia).....	88
Figura 44. Distribución De Tramos De Columnas En La Estructura (Propia).....	90
Figura 45. Fuerza Cortante En Una Columna (Propia)	90

Figura 46. Fuerza Cortante En Una Columna (Propia)	91
Figura 47. Fuerza Axial En Una Columna (Propia).....	91

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coeficientes De Capacidad Portante De De Terzaghi Y Meyerhof	11
Tabla 2. Distorsión Angular Según La Norma Rne E. 050	15
Tabla 3. Valores Aproximados Del Módulo De Poisson Según El Tipo De Suelo	27
Tabla 4. Expresiones Para Calcular El Módulo De Elasticidad Del Suelo	28
Tabla 5. Expresiones Para Calcular El Ángulo De Fricción Interno En Suelos Granulares.....	29
Tabla 6. Coeficientes De Corrección De Forma Del Coeficiente De Balasto.....	46
Tabla 7. Condiciones Iniciales Del Caso De Análisis.....	48
Tabla 8. Valores De Peso N & Γ Para Distintos Tipos De Arena.....	51
Tabla 9. Cálculo Del Módulo De Elasticidad Del Suelo, Según Distintos Autores (Kg/Cm ²)	52
Tabla 10. Fuerzas Iniciales En La Base Empotrada Del Modelo Preliminar	62
Tabla 11. Datos Para Obtener La Capacidad De Corte Del Suelo.....	64
Tabla 12. Resultados De Diseño Por Asentamiento Y Verificación Por Corte.	66
Tabla 13. Parámetros Y Ecuaciones De Las Curvas Hiperbólicas De Cada Zapata.	68
Tabla 14. Asentamientos Hiperbólicos Y Coeficientes De Rigidez Iniciales Para La Primera Iteración.	70
Tabla 15. Variación Entre Las Cargas Del Modelo Preliminar Y Los De La Primera Iteración.....	72
Tabla 16. Asentamientos Hiperbólicos Y Coeficientes De Rigidez Para La Segunda Iteración	72
Tabla 17. Variación Entre Las Cargas De La Primera Y Segunda Iteración	73
Tabla 18. Asentamientos Hiperbólicos Y Coeficientes De Rigidez Para La Tercera Iteración.....	73
Tabla 19. Variación Entre Las Cargas De La Segunda Y Tercera Iteración.....	74
Tabla 20. Diferencia Porcentual De Las Cargas Del Modelo Preliminar Respecto A La Columna Más Cargada	75
Tabla 21. Diferencia Porcentual De Los Asentamientos Preliminares Respecto Al Mayor De Todos.....	75
Tabla 22. Variación De Los Asentamientos Según Metodología Habitual Y Los Obtenidos De La Última Iteración A Partir De La Curva Hiperbólica.	76
Tabla 23. Variación De Los Asientos Hiperbólicos De La 3ra Iteración Respecto A La Primera.	76

Tabla 24. Variación De Las Cargas De La Tercera Iteración (Última) Respecto A La Primera	77
Tabla 25. Diferencia Porcentual De Las Cargas Del Modelo Final (Luego De La Tercera Iteración) Con Respecto A La Carga Más Alta.....	78
Tabla 26. Diferencia Porcentual De Los Asentamientos Hiperbólicos Del Modelo Final Con Respecto A La Más Cargada.....	78
Tabla 27. Momentos Del Modelo Preliminar Y Final De La Viga Del Primer Techo.....	81
Tabla 28. Fuerzas Cortantes Del Modelo Preliminar Y Final De La Viga Del Primer Techo.....	81
Tabla 29. Fuerzas Axiales Del Modelo Preliminar Y Final De La Viga Del Primer Techo.....	81
Tabla 30. Momentos Del Modelo Preliminar Y Final De La Viga Del Segundo Techo.....	83
Tabla 31. Fuerzas Cortantes Del Modelo Preliminar Y Final De La Viga Del Segundo Techo.....	83
Tabla 32. Fuerzas Axiales Del Modelo Preliminar Y Final De La Viga Del Segundo Techo.....	83
Tabla 33. Momentos Del Modelo Preliminar Y Final De La Viga Del Tercer Techo.....	85
Tabla 34. Fuerzas Cortantes Del Modelo Preliminar Y Final De La Viga Del Tercer Techo.....	85
Tabla 35. Fuerzas Axiales Del Modelo Preliminar Y Final De La Viga Del Tercer Techo.....	85
Tabla 36. Momentos Del Modelo Preliminar Y Final De La Viga Del Tercer Techo.....	87
Tabla 37. Fuerzas Cortantes Del Modelo Preliminar Y Final De La Viga Del Tercer Techo.....	87
Tabla 38. Fuerzas Axiales Del Modelo Preliminar Y Final De La Viga Del Tercer Techo.....	87
Tabla 39. Momentos Del Modelo Preliminar Y Final De La Primera Columna.....	91
Tabla 40. Fuerza Cortante Del Modelo Preliminar Y Final De La Primera Columna.....	92
Tabla 41. Fuerza Axial Del Modelo Preliminar Y Final De La Primera Columna.....	92
Tabla 42. Momentos Del Modelo Preliminar Y Final De La Segunda Columna.....	93
Tabla 43. Fuerza Cortante Del Modelo Preliminar Y Final De La Segunda Columna.....	93
Tabla 44. Fuerza Axial Del Modelo Preliminar Y Final De La Segunda Columna.....	93
Tabla 45. Momentos Del Modelo Preliminar Y Final De La Tercera Columna.....	94
Tabla 46. Fuerza Cortante Del Modelo Preliminar Y Final De La Tercera Columna.....	94
Tabla 47. Fuerza Axial Del Modelo Preliminar Y Final De La Tercera Columna.....	94
Tabla 48. Momentos Del Modelo Preliminar Y Final De La Cuarta Columna.....	95
Tabla 49. Fuerza Cortante Del Modelo Preliminar Y Final De La Cuarta Columna.....	95
Tabla 50. Fuerza Axial Del Modelo Preliminar Y Final De La Cuarta Columna.....	95

Tabla 51. Momentos Del Modelo Preliminar Y Final De La Quinta Columna. 96

Tabla 52. Fuerza Cortante Del Modelo Preliminar Y Final De La Quinta Columna. 96

Tabla 53. Fuerza Axial Del Modelo Preliminar Y Final De La Quinta Columna. 96



1. INTRODUCCIÓN

Los suelos de Lima están mayormente conformados por conglomerados de grava que geológicamente se formaron por depósitos antiguos de los ríos Rímac y Chillón. Este tipo de suelo presenta estupendas propiedades mecánicas que favorecen a que se utilice cimentaciones superficiales sin presentar problemas de asentamientos excesivos o de capacidad de carga.

Una práctica usual para modelar estructuras sobre el suelo limeño es utilizar herramientas tecnológicas, tales como los programas SAP o ETABS, los cuales permiten realizar modelos estructurales tomando en cuenta la interacción suelo-estructura o sin considerarla. Sin embargo, debido a lo mencionado anteriormente acerca del suelo de Lima, es común utilizar modelos empotrados o simplemente apoyados en la base, despreciando los asentamientos producidos.

Sin embargo, debido a que los elementos tienen cargas distintas, y a la variabilidad inherente de los suelos, se pueden producir asentamientos diferenciales, lo cual genera una redistribución de fuerzas y, por lo tanto, cambios en las fuerzas reales que ocurren internamente en la estructura.

Asimismo, los modelos que sí consideran las deformaciones verticales del terreno poseen el inconveniente de suponer como lineal la relación existente entre la presión aplicada en el terreno y los asentamientos que se producirán. Esta asunción, a diferencia de la anterior, puede ser generada de manera indirecta, ya que recién resulta evidente en el análisis de los métodos de predicción de asentamientos utilizados en el diseño de las cimentaciones.

De este modo, partiendo de la suposición que cada uno de estos problemas está relacionado de manera indirecta con el otro, se podría reformular el modelo. El desarrollo de esta tesis contempla la corrección de estos dos inconvenientes tomando en cuenta de forma más realista la interacción entre el suelo y la estructura.

El presente trabajo de investigación considera que ambos problemas pueden corregirse, de una manera sencilla, para obtener resultados más confiables. Estos resultados son las fuerzas internas que aparecen en la estructura luego de realizar el análisis del modelo con las cargas vivas, cargas muertas y los asentamientos que se producirán en las cimentaciones. Es por ello, se asumirá que la interacción entre el suelo y la estructura se puede representar mediante resortes de una rigidez específica, en vez de asumir un empotramiento o apoyos simples en la base. Por otro lado, para encontrar la rigidez de estos resortes será necesario asumir una relación no lineal entre la carga que llega a la cimentación y el asentamiento que se producirá. Para ello, se utilizará la teoría de la curva hiperbólica que refleja dicha relación (Li & Liu, 2012).

De esta manera, según las redistribuciones de fuerzas que se generen debido a los asentamientos producidos, los valores de las rigideces de los resortes irán variando para cada iteración hasta que converjan en un único valor. Esos resultados servirán para medir y comparar las diferencias existentes con los valores que se obtienen de la metodología clásica. Finalmente, y en base a los objetivos propuestos, esas comparaciones servirán para determinar el impacto de tomar en cuenta condiciones más reales en el análisis estructural.

1.1 Objetivos

1.1.1. Objetivo general

Evaluar la relevancia de considerar el efecto de interacción suelo – estructura en el análisis estructural de un pórtico 2D en términos de margen de seguridad en los elementos estructurales.

1.1.2. Objetivos específicos

- Describir los parámetros que intervienen en la curva hiperbólica que refleja la relación no lineal entre la presión aplicada y el asentamiento.

- Hallar las fuerzas internas que se generan en un pórtico 2D empotrado en su base, al someterlo a cargas lineales en sus vigas.
- Hallar las fuerzas internas que se generan en un pórtico 2D con resortes en su base, al someterlas a cargas lineales en sus vigas. Se considera un comportamiento no lineal y la rigidez del resorte va cambiando según su deformación.
- Evaluar y comparar las variaciones en las fuerzas internas de la estructura al inicio del diseño y a final de la última iteración.

1.2 Antecedentes y justificación

1.2.1. Antecedentes

Predecir los asentamientos que se producirán en los proyectos de construcción es de suma importancia en caso se cimente en terrenos granulares. Dependiendo del valor previsto de asentamiento y distorsión angular, el diseño de las cimentaciones variará debido a la redistribución de fuerzas que se genera en el interior de la estructura. Es así que, en la actualidad, una de las metodologías más usadas para el cálculo de asentamientos es la sumatoria por capas. En ella, se calcula las deformaciones de cada sub estrato debajo de la cimentación hasta la zona de influencia, con el fin de obtener el asentamiento total.

El cálculo de las deformaciones, producidas debido a las presiones aplicadas por la estructura al suelo, está directamente relacionado al módulo de compresión o elasticidad del suelo. Como ya es conocido, resulta complicado obtener muestras inalteradas de depósitos de arena o grava para poder conocer este parámetro y poder predecir los asentamientos. En consecuencia, diversos autores, como Schmertmann (1970-1978), Burland & Burbidge (1985), Terzaghi, Peck & Mesri (1996), y así sucesivamente, presentan maneras distintas de calcular los asentamientos, basados en la cuantificación indirecta del módulo de compresibilidad. Esto se logra a través de una serie de ensayos in – situ en donde se logra determinar la resistencia a la

penetración. Por ejemplo, con el número de golpes obtenidos del ensayo de penetración estándar (SPT, por sus siglas en inglés) o la resistencia en la punta en el ensayo de cono de penetración (CPT, por sus siglas en inglés) se puede determinar la resistencia del suelo.

Sivakugan y otros autores (1998) demuestran que el método de Schmertmann (1970) puede llegar a sobreestimar los asentamientos producidos hasta en un 339%. De igual forma, basado en investigaciones y resultados de 31 expertos, se sostuvo en el congreso “*Settlement '94*”, sostenido en la ciudad de Texas, Estados Unidos, las serias deficiencias del estado actual de los procedimientos de cálculo de asentamientos (Briaud & Gibbens, 1994).

Del mismo modo, Li & Liu (2012) defienden la tesis de que la sobreestimación de los asentamientos en los métodos clásicos se debe a que estos no reflejan una correcta relación carga – asentamiento. Asimismo, una serie de investigadores como Fahey & Carter (1993), Lehane & Cosgrove (2000), Briaud (2007), entre otros, han tratado de desarrollar expresiones para poder determinar el módulo de compresibilidad del suelo para utilizarlas en la predicción de asentamientos donde se considere una relación no lineal.

Li & Liu (2012) argumentan que, basados en data resultante del ensayo de plato, la relación no lineal entre la presión aplicada y el asentamiento se podría ajustar a una curva hiperbólica. Con una pendiente inicial definida por el módulo tangencial inicial del suelo y una asíntota vertical en el eje de las abscisas, determinada por la capacidad portante del terreno, se logra representar, con una mayor precisión, la relación no lineal de la carga – asentamiento.

1.2.2. Justificación

El presente trabajo tiene como interés analizar el comportamiento de un modelo estructural con resortes en su base en vez de restricciones de empotramiento. Dicho estudio se desarrolla debido a que, en la actualidad, a pesar de conocer cómo interactúa el suelo con la estructura, se

le sigue modelando como un material rígido que no se deforma. Esta suposición no es del todo correcta, ya que, el suelo, al igual que cualquier material de construcción, es un elemento que se altera cuando se le aplica una fuerza. Esa alteración o deformación provoca los asentamientos en la edificación.

Al modelar el suelo como un resorte con un valor de rigidez específico ya no se le restringe el desplazamiento vertical, lo cual es más acorde a la realidad. Además, con la finalidad de optimizar los resultados, se estima esta rigidez a partir de la teoría de la curva hiperbólica que refleja la no linealidad entre la presión aplicada y los asentamientos. Esto genera una mayor confiabilidad en los resultados del análisis estructural.

1.3 Alcance

El presente trabajo de investigación tendrá como finalidad evaluar el impacto que tiene el no incluir asentamientos totales y diferenciales en los nodos de apoyo del modelo estructural comparado con la metodología habitualmente utilizada. Para esto se empleará el modelo estructural con el programa Etabs de un pórtico de 4 pisos considerado representativo para edificios de baja altura.

El pórtico en mención constará de 5 columnas separadas entre sí distancias de 5, 3, 4 y 3 metros y formará parte de una edificación de 5 niveles (4 pisos y azotea). Para el análisis de cargas, se considerará 1 ton/m² para todos los pisos. Sin embargo, para la azotea, este valor será menor.

La estructura estará cimentada en un depósito granular de arena medianamente densa. Junto a parámetros geotécnicos, y correlaciones, se obtendrán las curvas hiperbólicas necesarias para cada columna del pórtico.

Del mismo modo, se obtendrán las fuerzas internas de la estructura para los dos casos propuestos: en el primero, se considerarán restricciones tipo empotramiento en la base y en el

segundo, se modelarán restricciones tipo resortes que permitirán los desplazamientos verticales de los elementos estructurales.

Una limitación del trabajo es que no se considera sismo como una sollicitación en el análisis del pórtico. Además, para obtener los parámetros del suelo asumido, no se han considerado ensayos reales de campo, sino valores propuestos por diversos autores. Finalmente, es importante mencionar que la geotecnia es una rama de la ingeniería bastante variable. A pesar de ello, la suposición principal de donde se parte es que se está trabajando con un suelo uniforme en toda su sección.



2. MARCO TEÓRICO

Cernica (1995) menciona que, “es una práctica común separar las estructuras construidas sobre el suelo (por ejemplo, edificaciones, puentes, presas) en 2 categorías: la parte superior se designa como la *superestructura*, y los componentes que interrelacionan la superestructura con la zona adyacente del suelo, se puede denominar como la *fundación*” (p. 395). De la mano con dicha descripción, Berry y Reid en 1993 señalaron que, “todas las estructuras de ingeniería civil aplican una carga al suelo o a la roca subyacente. Esta parte de la estructura a menudo está por debajo del nivel del terreno, transmite la carga a un estrato resistente y se denomina cimentación” (p. 322). Considerando las citas anteriores, se define la función de la cimentación como la transferencia de las cargas provenientes de la estructura hacia el suelo donde está asentado.

Independiente del tipo de fundación que se emplee, la labor de la ingeniería consiste en proporcionar un diseño apropiado de cimentación basándose en factores adecuados de seguridad. Ese trabajo debe proporcionar el cumplimiento de dos requerimientos importantes para evitar el daño o colapso del sistema. El primero de ellos está relacionado con la resistencia al corte del suelo y el segundo criterio, con el asentamiento excesivo.

El límite de la resistencia al corte del suelo es convencionalmente conocido como la *capacidad portante última o capacidad de carga*, q_d . Además, otro parámetro importante que se usa en el diseño es la *presión admisible*, q_a , la cual se calcula de diversas maneras dependiendo del tipo de suelo en el que se va a cimentar. Esta presión admisible se relaciona con la capacidad de carga mediante un factor de seguridad, el cual se compara con valores ya establecidos para definir el grado de seguridad ($FS = q_d/q_a$). En cuanto al segundo criterio mencionado anteriormente, el asentamiento excesivo se limita a partir de valores de distorsión angular ya establecidos por normas o guías de diseño.

Queda claro entonces que, para cumplir con este requerimiento dual, la cimentación planteada debe proveer un factor de seguridad apropiado para asegurar la capacidad portante del terreno y un asentamiento admisible.

Una particularidad importante de la cimentación es que esta debe estar ubicado en un estrato que provea la resistencia necesaria para cubrir la demanda de la superestructura. Así, se pueden dividir las cimentaciones en dos tipos: superficiales, discutidas en esta tesis, y profundas.

Las cimentaciones superficiales, también llamadas directas, son aquellas que se apoyan en las capas superiores del terreno debido a que poseen la capacidad portante necesaria para que la estructura transfiera sus cargas al suelo. El ejemplo más común de este tipo de cimentación son las zapatas. Por otra parte, si el estrato superior no presenta la resistencia requerida, las cargas deberán ser transmitidas a estratos de mayor profundidad. Generalmente se relaciona esta definición con las cimentaciones profundas, siendo los pilotes y pilares los elementos más usados (Mejía y Cárdenas, 1992).

2.1. Cimentaciones superficiales

Karl Terzaghi, en su libro *Theoretical soil mechanics* (1943), encuentra que la diferencia principal entre las cimentaciones superficiales y profundas se centra en la relación D_f/B , donde D_f es la profundidad de cimentación y B , el ancho de la base. Para las cimentaciones poco profundas, el valor de D_f/B podría variar normalmente entre 0.25 y 1. Es decir, para él, una cimentación sería superficial si esta presenta una profundidad D_f menor o igual que el ancho de la cimentación. Por otro lado, Braja Das (2015) afirma que: “investigadores posteriores han sugerido que las cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación se pueden definir como cimentaciones poco profundas” (p. 481).

En la actualidad, es muy común usar cimentaciones superficiales cuando el terreno en el que se asienta la estructura presenta estratos superiores resistentes. En otras palabras, este tipo de cimentaciones son utilizadas cuando la capacidad portante del suelo supera ampliamente a la presión que el proyecto intenta transferir al suelo.

2.1.1. Tipos de cimentaciones superficiales

Cuando distintos elementos de la estructura se soportan sobre apoyos simples, la cimentación suele llamarse zapata y pueden ser individuales, corridas o continuas. Por otro lado, si una única losa cubre el estrato de fundación en toda el área que ocupa la superestructura, esta se denomina platea (Terzaghi, Peck y Moretto, 1973).

Un mayor detalle de los tipos de cimentaciones superficiales se explica en el **Anexo A**.

2.1.2. Patrones de falla

Una falla común de las cimentaciones superficiales es por capacidad portante. Es decir, cuando la carga que se aplica al suelo supera la resistencia al corte que esta presenta. Dependiendo del tipo de suelo, densidad y otras propiedades, la falla por capacidad portante suele estar acompañada de una penetración de la zapata y un abultamiento del suelo a sus lados (Cernica, 1995). Además, el patrón de falla brinda una perspectiva de lo que será la forma de la curva esfuerzo-deformación del suelo.

Ian Smith (2006) señala que: “Terzaghi en 1943 declaró que la falla por capacidad portante de una cimentación es causada por una falla general o por una falla local del suelo. Luego, en 1963, Vesic mencionó la falla por punzonamiento como una forma adicional de falla por capacidad portante”.

Basado en estudios y observaciones, Vesic nota que los patrones están íntimamente relacionados con algunos factores. En general, estos factores son la compresibilidad relativa del suelo para una determinada geometría y las condiciones iniciales de carga.

Un mayor detalle de los patrones de falla en cimentaciones superficiales está en el **Anexo B**.

2.1.3. Capacidad de carga

Tal como se mencionó anteriormente, uno de los tipos de falla más comunes en la cimentación diseñada se origina cuando la presión aplicada al suelo supera la capacidad de carga que este presenta. En otras palabras, cuando la capacidad portante última, q_u , no ofrece la demanda requerida.

Son muchos los autores que han desarrollado diversas ecuaciones para el cálculo de la resistencia portante del suelo. La mayoría de estas se basan principalmente en un concepto similar: que la capacidad de carga del suelo proviene de los aportes que brinda la cohesión, el ángulo de fricción interna y el peso específico del suelo.

Los primeros estudios de la teoría de la capacidad de carga fueron desarrollados por Ludwig Prandtl en los años 20's. Investigaciones posteriores señalaron profundamente las deficiencias que la ecuación de Prandtl proponía, debido a que consideraba que la resistencia última dependía enteramente de la cohesión del terreno. En la práctica actual, la ecuación de Prandtl nunca se usa, sin embargo, es bueno recordar que marca el inicio del concepto de capacidad de carga (Cernica, 1995).

Actualmente, las teorías más utilizadas sobre la capacidad de carga fueron las desarrolladas por Terzaghi y Meyerhof. Un mayor detalle de ambas teorías se explica en el **Anexo C**.

2.1.3.1. Comparación de coeficientes

De los desarrollos de Terzaghi y Meyerhof, expuestos en el **Anexo C**, se realiza una comparación entre los resultados con la finalidad de analizar sus diferencias. La siguiente tabla presenta una compilación de los valores resultantes de N_c , N_q y N_γ :

Tabla 1. Coeficientes de capacidad portante de de Terzaghi y Meyerhof

φ°	Terzaghi			Meyerhof		
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	-	5.10	1.00	-
2	6.30	1.22	0.18	5.63	1.20	0.01
4	6.97	1.49	0.38	6.19	1.43	0.04
6	7.73	1.81	0.62	6.81	1.72	0.11
8	8.60	2.21	0.91	7.53	2.06	0.21
10	9.61	2.69	1.25	8.34	2.47	0.37
12	10.76	3.29	1.70	9.28	2.97	0.60
14	12.11	4.02	2.23	10.37	3.59	0.92
16	13.68	4.92	2.94	11.63	4.34	1.37
18	15.52	6.04	3.87	13.10	5.26	2.00
20	17.69	7.44	4.97	14.83	6.40	2.87
22	20.27	9.19	6.61	16.88	7.82	4.07
24	23.36	11.40	8.58	19.32	9.60	5.72
26	27.09	14.21	11.35	22.25	11.85	8.00
28	31.61	17.81	15.15	25.80	14.72	11.19
30	37.16	22.46	19.73	30.14	18.40	15.67
32	44.04	28.52	27.49	35.49	23.18	22.02
34	52.64	36.51	36.96	42.16	29.44	31.15
36	63.53	47.16	51.70	50.59	37.75	44.43
38	77.50	61.55	73.47	61.35	48.93	64.07
40	95.67	81.27	100.39	75.31	64.20	93.69
42	119.67	108.75	165.69	93.71	85.37	139.32
44	151.95	147.74	248.29	118.37	115.31	211.41
46	196.22	204.20	426.96	152.10	158.50	328.73
48	258.29	287.86	742.61	199.26	222.30	526.45
50	347.52	415.16	1,153.15	266.88	319.06	873.86

Como se aprecia en la tabla anterior, las expresiones propuestas por ambos autores reflejan ciertas diferencias en los valores numéricos de los coeficientes. Esta diferencia se hace más notable mientras mayor es el valor del ángulo de fricción interna del suelo. Terzaghi provee valores de coeficientes más conservadores que Meyerhof, dado que el primero no presenta factores de corrección por forma, profundidad e inclinación de la carga.

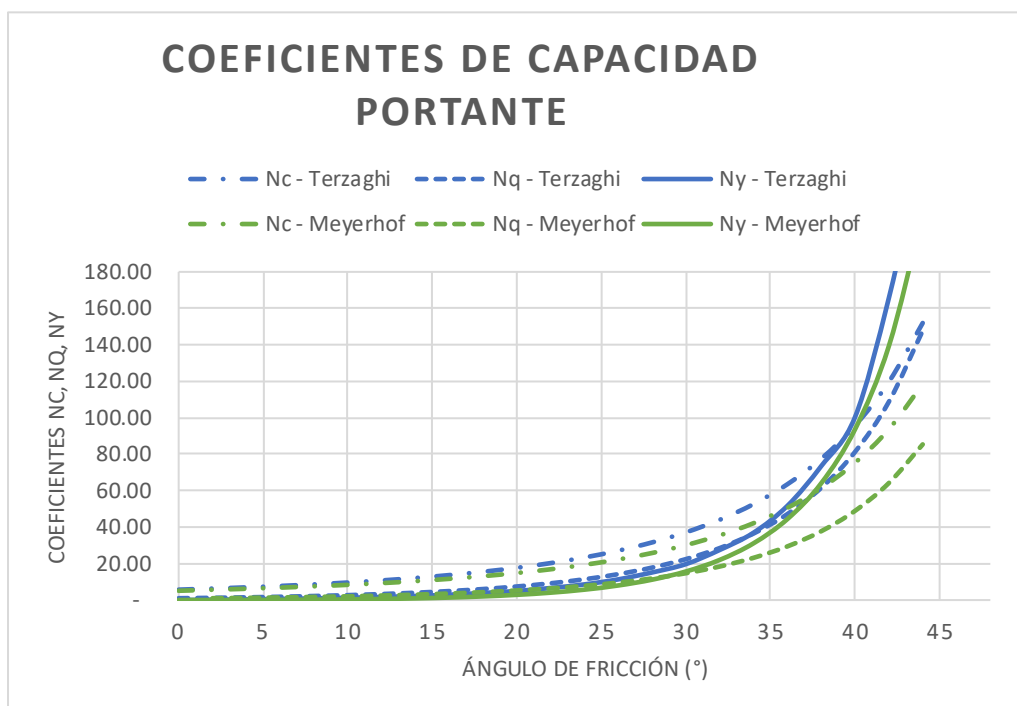


Figura 01. Coeficientes de capacidad portante de Terzaghi y Meyerhof (Propia)

La ecuación de Terzaghi es, según Cernica, la más ampliamente usada en el ámbito geotécnico para el cálculo de la capacidad portante del suelo debido a lo simple que es utilizarla. A diferencia de otros autores, como Meyerhof o Hansen, no se necesita calcular factores de forma, inclinación o profundidad para conocer la capacidad portante. Sin embargo, como ya se ha mencionado, brinda valores más conservadores que los otros autores.

De igual modo, la fórmula de capacidad de carga que se utilizará en el presente trabajo es la que fue adaptada por los profesores del curso de Ingeniería de Cimentaciones de la PUCP.

$$qu = cN_c s_c i_c + \gamma_1 D_f N_q i_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma i_\gamma \dots (Ec.01)$$

Donde:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \dots (Ec.02)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \dots (Ec.03)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \dots (Ec.04)$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \dots (Ec.05)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \dots (Ec.06)$$

$$\alpha = \arctg\left(\frac{Q_H}{Q_V}\right) \dots (Ec.07)$$

Además, la siguiente tabla, extraída de los documentos de dicho curso, muestra la forma de calcular los factores de forma respectivos.

	circular	continua	rectangular	cuadrada
s_c	1,2	1,0	$1 + 0,2 B'/L'$	1,2
s_γ	0,6	1,0	$1 - 0,2 B'/L'$	0,8

Figura 02. Factores de forma según el tipo de zapata (PUCP, 2017)

2.1.3.2. Presión Admisible

Desde sus primeros inicios, la ingeniería de cimentaciones siempre ha intentado determinar cuál es el área efectiva de la cimentación que soportará parte de la estructura construida. Los primeros criterios de elección eran rústicos y empíricos y dependían del lugar de la construcción. Para finales del siglo XIX, los cálculos se volvieron más racionales y se tenía la

certeza de que la presión que llegaba al suelo no debía sobrepasar un valor recomendable para disminuir el riesgo de falla y evitar los asentamientos excesivos. Esta presión, conocida como presión admisible, suele calcularse según normativas y guías de construcción como una fracción de la capacidad portante y es generalmente traducido como un factor de seguridad mínimo.

$$FS = \frac{q_u}{q_a} \dots (Ec. 08)$$

Los códigos y normas de construcción recomiendan valores de factores de seguridad mínimos. En el caso de la norma peruana, el factor de seguridad recomendado para casos estáticos es tres. Es decir, que la máxima carga que debe admitir el suelo, para cumplir la norma, debe ser la tercera parte de la capacidad portante del terreno.

2.1.4. Asentamientos

El asentamiento es la deformación vertical del terreno debajo de la zapata. Por sí solo, el asentamiento de un elemento estructural no causa daño. Sin embargo, los asentamientos diferenciales, traducidos en distorsiones angulares, son parte de las principales causas de grietas y pérdidas de estabilidad de las estructuras.

La norma peruana E. 050 define de manera simple qué es un asentamiento diferencial y cómo se relaciona con la distorsión angular. Siendo esta última uno de los parámetros de entrada más importantes en el diseño geotécnico.

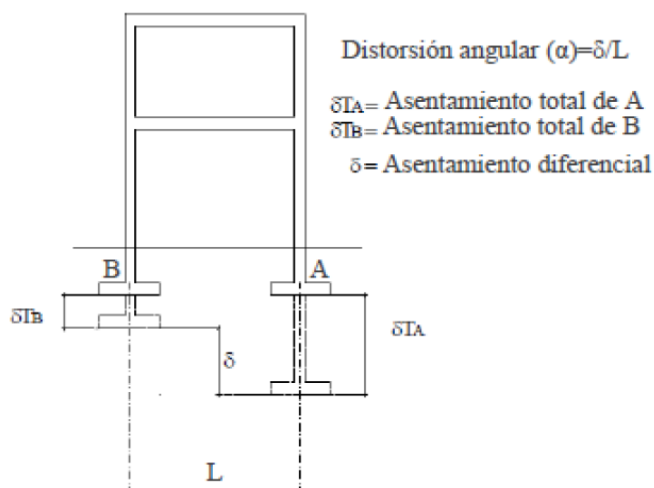


Figura 03. Asentamiento Diferencial (RNE E. 050)

El asentamiento relativo δ' y la longitud L entre elementos estructurales, permiten calcular la distorsión angular. Este valor está involucrado a una serie de daños que pudiera existir en la superestructura.

Tabla 2. Distorsión angular según la norma RNE E. 050

α	Descripción
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas y en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas y para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto, cimentados sobre un solado de espesor aproximado de 1.20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

A una mayor aceptación de daño en la estructura, mayor será la distorsión angular permitida, puesto que el valor del asentamiento diferencial máximo permitido en la construcción será superior.

La norma también estipula que, para el caso de proyectos que se ejecuten sobre suelos granulares, el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75% del asentamiento global; es decir:

$$\delta_T = \frac{\delta'}{0.75} \dots (Ec. 09)$$

2.2. Cálculo tradicional de asentamientos

2.2.1. Componentes de los asentamientos

La United States Army Corps of Engineers (USACE) define el cálculo del asentamiento total, producto de una carga aplicada en el suelo, como la suma de 3 componentes:

$$\rho = \rho_i + \rho_c + \rho_s \dots (Ec. 10)$$

Donde, ρ_i = asentamiento inmediato, ρ_c = asentamiento de consolidación primaria, y ρ_s = asentamiento por consolidación secundaria.

Los asentamientos por consolidación primaria y secundaria generalmente son pequeños cuando la sobrepresión aplicada al suelo de cimentación es menor al valor del esfuerzo de preconsolidación (máxima presión efectiva que el suelo ha soportado en el pasado).

El asentamiento inmediato, ρ_i , es el cambio o deformación repentina del suelo debido a la aplicación de una carga. Las formas de calcularlo dependen del tipo de suelo con el cual se trabaja: cohesivo o granular. En el caso de suelos sin cohesión, su cálculo se basa en ecuaciones empíricas y semiempíricas debido a la complicación que existe con la variación no lineal de la rigidez del suelo con la profundidad.

El asentamiento por consolidación primaria, ρ_c , ocurre durante la disipación del exceso de presión de poros que produce la aplicación de una carga en el suelo de cimentación. Este

componente de asentamiento es prácticamente insignificante en suelos granulares debido a que, por su alta permeabilidad, este ocurre rápidamente.

El asentamiento por consolidación secundaria, ρ_s , es un tipo de deformación por creep del suelo y ocurre generalmente en arcillas y limos debido a la alta compresibilidad que presenta el tipo de terreno. Aunque este componente del asentamiento total debería seguir al asentamiento por consolidación primaria, ambos procesos suelen ocurrir simultáneamente. Asimismo, con respecto a suelos granulares, su cálculo no es relevante.

2.2.2. Descripción de métodos

El asentamiento en suelos granulares ocurren de manera repentina. Diversos métodos tratan de predecir, más que calcular, el asentamiento que tendrá una zapata superficial debido a la sobrepresión aplicada.

Dichos métodos, que serán descritos en este capítulo, estiman el asentamiento para suelos granulares basados en resultados de ensayos de campo como: ensayo de penetración estándar (SPT), ensayo del cono de penetración (CPT), ensayo del dilatómetro (DMT), etc.

Todos los métodos propuestos, empíricos y semiempíricos, presentan claras diferencias entre ellas. Sin embargo, existe un común que las relaciona. En todas de ellas inciden 3 factores importantes: el ancho de la cimentación, la presión aplicada y un factor representativo del terreno.

Para conocer el asentamiento que se produce en el suelo, es necesario conocer el módulo de compresibilidad que lo representa. Debido a que es complicado obtener muestras inalteradas de suelos granulares y llevarlas a los laboratorios para ser ensayadas, se suelen usar correlaciones con los valores obtenidos de los ensayos de campo descritos arriba: SPT, CPT, DMT, etc.

Por otro lado, es importante mencionar que, para poder predecir el valor del asentamiento, la mayoría de autores consideran en sus ecuaciones la existencia de una relación lineal entre la presión de contacto y el asentamiento. No obstante, tal asunción no es del todo correcto. Basados en ensayos de platos (PLT), los resultados arrojan una relación no lineal entre la presión ejercida por el elemento estructural y el hundimiento al cual se verá forzado la zapata.

2.2.3. Métodos que reflejan una relación lineal carga - asentamiento

Estos métodos de predicción de asentamientos suelen usarse en el diseño de cimentaciones de las estructuras. Dada su base empírica y tradicional, estas ecuaciones reflejan una relación proporcional entre la carga aplicada y el asentamiento producido. Los desarrollos completos se presentan en el **Anexo D**.

2.2.3.1. Aproximación de Terzaghi, Peck & Mesri

Gholamreza Mesri, basado en los escritos de Terzaghi y Peck, desarrolla su método de predicción de asentamientos en función del resultado de penetración estándar (*SPT*), N_{60} . Gracias a gráficos obtenidos por los estudiosos Burland y Burbidge de diversos ensayos, se logra obtener diversas correlaciones importantes en los que se basa Mesri para obtener la fórmula. El origen de la fórmula se explica detalladamente en el **Anexo D**.

La ecuación fundamental que describe el asentamiento de suelos granulares que desarrollaron estos autores es el siguiente:

$$S = B^{0.75} \frac{1.7}{N_{60}^{1.4}} q \dots (Ec. 11)$$

Donde B está en metros, q en kPa y S en mm . Luego de un reordenamiento de unidades y considerando la variabilidad de resultados propuesto por Burland y Burbidge, se da por válida

la premisa de que el asentamiento real será por lo menos 1.6 veces el asentamiento obtenido de la ecuación anterior. Así, se tiene:

$$q = 0.00375 \frac{N_{60}^{1.4}}{B^{0.75}} * S \dots (Ec. 12)$$

Donde B está en metros, q en kg/cm^2 y S en mm . A partir de la última ecuación, este trabajo de investigación buscará cumplir con los objetivos específicos propuestos al inicio.

Por otro lado, Mesri propone otras variaciones en dicha ecuación. Por ejemplo, la expresión anterior sólo es aplicable para gravas y arenas normalmente consolidadas. Si se tratara de una arena preconsolidada y el valor de la carga, q , fuera mayor que el valor de la presión de preconsolidación, entonces la ecuación se vería afectada de la siguiente manera:

$$S = 0.00375 B^{0.75} \frac{1.7}{N_{60}^{1.4}} (q - \frac{2}{3} \sigma' p) \dots (Ec. 13)$$

Por el contrario, si el valor de la presión de carga es menor a la presión de preconsolidación, el valor del asentamiento vuelve a calcularse con la expresión hallada al principio:

$$S = 0.00375 B^{0.75} \frac{1.7}{N_{60}^{1.4}} q \dots (Ec. 14)$$

La ecuación anterior se formuló para una ratio de $L/B = 1$, si este último no tuviera el valor mencionado se debe aplicar un factor de corrección a la ecuación y este queda definido por la expresión:

$$fF = \left[\frac{1.25 \left(\frac{L}{B} \right)}{\left(\frac{L}{B} \right) + 0.25} \right]^2 \dots (Ec. 15)$$

Por último, el valor de N a tomar dependerá de las características de la arena en donde se obtuvo los resultados del ensayo de penetración estándar. Para muestras de arenas densas y saturadas, la corrección del valor de N será con la siguiente expresión:

$$N' = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \dots (Ec. 16)$$

2.2.3.2. Aproximación de Schmertmann

El procedimiento propuesto por Schmertmann se basa en las medidas de campo realizadas en distintas áreas de trabajo. Según la USACE, el análisis asume que la distribución de deformaciones verticales es compatible con un semi-espacio lineal sujeto a una presión uniforme.

La ecuación de Schmertmann dicta:

$$\rho_i = C_1 \cdot C_t \cdot \Delta p \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_i}{E_{s_i}} \cdot I z_i \dots (Ec. 17)$$

Donde:

C_1 : Factor de corrección por profundidad de cimentación.

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_{od}}{\Delta p} \right) \geq 0.5 \dots (Ec. 18)$$

σ'_{od} : Sobrepresión efectiva vertical en la base de la cimentación (Df), en tsf.

Δp : Presión neta aplicada a la zapata.

$$\Delta p = q - \sigma'_{od} \dots (Ec. 19)$$

C_t : Factor de corrección asociado al asentamiento por consolidación secundaria.

$$C_t = 1 + 0.2 \log_{10} \left(\frac{t}{0.1} \right), t \text{ en años. } \dots (Ec. 20)$$

E_{s_i} : Módulo de elasticidad secante del estrato i.

Δz_i : Incremento de profundidad del estrato i.

$I z_i$: Factor de influencia del estrato i.

En la parte **Anexo D**, se describe cómo hallar cada uno de los parámetros de esta ecuación.

2.2.3.3. Aproximación de Burland & Burbidge (1985)

Este procedimiento se basa en 200 casos de estudios de resultados del ensayo de penetración estándar (*SPT*). La USACE manifiesta, en base a distintos análisis, que la aproximación de Burland & Burbidge arroja resultados menores a los otros métodos expuestos.

El asentamiento inmediato, ρ_i , en depósitos de gravas y arenas se determina mediante las ecuaciones:

$\Delta P'_{ave} > \sigma'_p$:

$$\rho_i = f_s \cdot f_i \cdot \left[\left(\Delta P'_{ave} - \frac{2}{3} \cdot \sigma'_p \right) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right] \quad (Ec. 21)$$

$\Delta P'_{ave} < \sigma'_p$:

$$\rho_i = f_s \cdot f_i \cdot \Delta P'_{ave} \cdot \frac{I_c}{3} \quad (Ec. 22)$$

Donde:

f_s : Factor de corrección de forma.

$$f_s = \left[\frac{1.25(L/B)}{(L/B) + 0.25} \right]^2 \quad (Ec. 23)$$

f_i : Factor de corrección por espesor de capa.

$$f_i = \frac{H}{z_1 \cdot (2 - H/z_1)} \quad (Ec. 24)$$

$\Delta P'_{ave}$: Capacidad portante promedio.

$$\Delta P'_{ave} = q_{oave} + \sigma'_{oave} \quad (Ec. 25)$$

q_{oave} : Carga promedio en el estrato debido a la presión aplicada en la zapata.

σ'_{oave} : Presión de confinamiento promedio en el estrato.

H : Espesor del estrato.

I_c : Factor de influencia de compresibilidad.

$$I_c = \frac{0.23}{N_{ave}^{1.4}} \quad (Ec. 26)$$

N_{ave} : Resultado promedio del ensayo de penetración SPT en la profundidad de influencia en el área cargada.

El valor de la profundidad de influencia, z_1 , es tomada como aquella profundidad a la cual el asentamiento es el 25% del asentamiento superficial. Esta profundidad se puede aproximar como $z_1 = 1.35B^{0.75}$ cuando el valor de N_{ave} aumenta con la profundidad o es constante en todo el estrato. Por otro lado, z_1 puede tomar el valor de $2B$ cuando N_{ave} muestra un decremento con la profundidad.

N_{ave} es el promedio aritmético de los valores obtenidos del ensayo SPT dentro de la profundidad de influencia z_1 . Además, N_{ave} no se corrige por el efecto de presión de confinamiento; es decir, no se estandariza. En vez de eso, se considera la compresibilidad usando el factor I_c .

Por otro lado, el valor de N_{ave} sí debe ser corregido si se tratase de arena fina o arena arcillosa y estuviera debajo del nivel freático. Además de que el resultado sea mayor a 15.

$$N_{ave} = 15 + \frac{1}{2}(N_{ave} - 15) \quad (Ec. 27)$$

Además, si el suelo de cimentación se tratase de una grava o arena gravosa, el resultado promedio N_{ave} se debe afectar por un factor.

$$N_{ave} = 1.25N_{ave} \quad (Ec. 28)$$

Por otro lado, los probables límites de exactitud de las ecuaciones 21 y 22 se encuentran dentro de los contornos de I_c , dictados por:

$$\frac{0.08}{(N_{ave})^{1.3}} \leq I_c \leq \frac{1.34}{(N_{ave})^{1.67}} \quad (Ec. 29)$$

2.3. Interacción suelo-estructura de una zapata superficial en arena

Los proyectos de edificación se construyen apoyándose en el suelo y sus cargas se transmiten hacia su base denominada cimentación. Modelar matemáticamente la interacción entre estas estructuras y el suelo sobre el que se apoyan ha sido motivo de investigación durante muchos años.

Representar dicha interacción suele ser muy compleja y presenta dos dificultades principales. La primera de ellas es determinar la presión de contacto o reacción del terreno que se produce en el plano de unión entre los elementos estructurales de la cimentación y el suelo. Este conflicto ocurre, debido a que las condiciones de contorno del problema se expresan en tensiones y deformaciones.

La segunda dificultad es considerar la relación que existe entre la rigidez del suelo y la cimentación. Esto es importante debido a la incidencia del tipo de material que se utiliza en la cimentación y el tipo de suelo en donde se apoyará la estructura.

Para poder dar solución a estas dificultades, se han desarrollado diversos modelos que representan dicha interacción. El siguiente cuadro, realizado por el Ing. Jaime Santos Miñón, presenta los distintos modelos desarrollados:

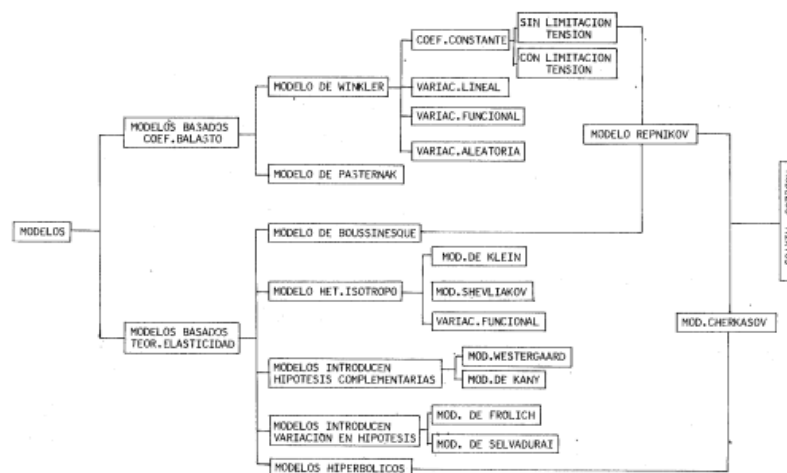


Figura 04. Modelos del suelo (SANTOS, 1980)

Como se observa, existe dos tendencias bien marcadas para establecer un modelo de la interacción suelo-estructura. La primera corresponde a aquellos que se basan en el cálculo del coeficiente de balasto, el cual representa la relación entre la presión aplicada por la cimentación y el asentamiento que se produce debido a estas cargas. La segunda tendencia corresponde a los modelos basados en la teoría de la elasticidad. Dentro de esta, se encuentran los modelos hiperbólicos, objeto de estudio de esta tesis.

Al utilizar alguno de los modelos anteriores soluciona ambas dificultades, por lo cual se puede conocer con cierta precisión los esfuerzos que se generan en los elementos estructurales de la cimentación y sus respectivas deformaciones. Asimismo, hace posible conocer la redistribución de esfuerzos generado por los asentamientos diferenciales.

En lo que queda de este capítulo, se hará hincapié en los distintos factores que influyen en el asentamiento del suelo y su importancia en la relación carga-asentamiento. Luego, se desarrollarán las bases de la teoría del modelo hiperbólico que se empleará en la presente tesis.

2.3.1. Factores que afectan la relación presión-asentamiento

La presión que ejercerán las cargas aplicadas a la cimentación superficial por unidad de área es, en general, la suma de todas las cargas que llegan a la zapata, las cuales son transmitidas por los muros o columnas, divididas entre el área de la cimentación menos la presión de poros de agua.

$$q = \frac{P_{TOTAL}}{A} - u \quad (Ec.30)$$

La relación carga asentamiento depende de diversos factores. Los principales se indican a continuación:

- Tipo de falla: general, local o punzonamiento.
- Carga aplicada, Q .
- Ancho de cimentación, B .
- Módulo de elasticidad del suelo, E .
- Módulo de Poisson, ν .
- Ángulo de fricción interno, ϕ .

a) Tipo de falla

El tipo de falla está directamente relacionado con la capacidad portante del suelo, q_d . Como se mencionó anteriormente, el presente trabajo supone una falla general, $N_{60} \geq 30$; es decir, la carga aplicada generará como máximo un esfuerzo igual a la capacidad portante del suelo.

b) Ancho de cimentación

El ancho de cimentación influye de manera directa en los asentamientos que se puedan generar, puesto que, a mayor ancho de zapata, mayor será el asentamiento. Esto se explica mejor en la zona de esfuerzos debajo de la cimentación (bulbo de esfuerzos) como se muestra en la Figura 05.

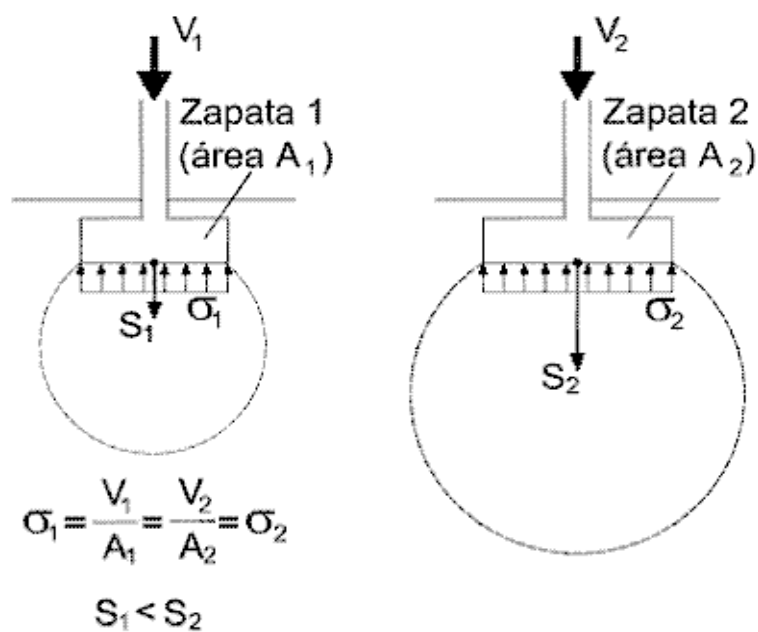


Figura 05. Influencia del ancho de cimentación en el asentamiento (Muelas A., 2017)

Las otras propiedades mencionadas son características propias del suelo que influyen directamente con los asentamientos producidos. Esto se puede observar en las diferentes formas de predecir asentamientos que se presentaron anteriormente.

c) Módulo de Poisson

El módulo de Poisson, ν , o también llamado razón de Poisson, debe su nombre al matemático francés Simeón Denis Poisson (1781-1840). Se define como la relación entre la deformación unitaria lateral y la deformación unitaria axial de un material. Para el caso de suelos, el rango de valores utilizado por cada tipo es el que se muestra a continuación:

Tabla 3. Valores aproximados del módulo de Poisson según el tipo de suelo

Tipo de suelo	ν
Arena suelta	0.1 - 0.3
Arena Densa	0.3 - 0.45
Limo	0.2 - 0.4
Arcilla saturada	0.5
Arcilla parcialmente saturada	0.3 - 0.4
Arcilla con arena	0.2 - 0.4

Fuente: Parametrización de suelos (Leoni Augusto: 2012)

d) Módulo de Elasticidad

Es indudable que la respuesta de los suelos a las distintas sollicitaciones externas es bastante compleja. Además, es una respuesta no lineal y depende de diversos factores como la dirección y magnitud de las cargas, la anisotropía del suelo, el nivel de tensiones, los efectos de tiempo, su historia geológica, entre otros.

El módulo de elasticidad o deformación es quizá el factor más influyente, correspondiente a las características propias del suelo, que afectan a la relación presión – asentamiento. Este parámetro se puede definir como la relación entre el esfuerzo que se genera a cierta profundidad y la deformación unitaria en el mismo punto del suelo.

A lo largo de la historia de la Mecánica de Suelos, varios autores han tratado de obtener expresiones que relacionan el resultado del ensayo SPT con el Módulo de Elasticidad del suelo. Sin embargo, estas son aproximaciones y debido a la gran variabilidad de los valores de N , se genera una gran incertidumbre en los resultados de dicho módulo, E_s .

Otro aspecto importante a tener en cuenta, para la elección de este valor, es el hecho que cada correlación ha sido establecida para un tipo específico de suelo o para varios, pero con ciertas restricciones y limitaciones. Por lo tanto, es importante conocer el origen de cada una de las expresiones antes de aplicarlo de manera aleatoria.

A continuación, se resumen las correlaciones más conocidas y aceptadas para calcular dicho parámetro:

Tabla 4. Expresiones para calcular el Módulo de elasticidad del suelo

Fórmula para hallar el Módulo de Elasticidad (Es)	Tipo de Suelo	Unidades	Referencia
$E = 8N$	-	Kg/cm^2	Meigh y Nixon (1961)
$E = 5(N_{60} + 15)$	Arena	Kg/cm^2	Webb (1969)
$E = 7.71N + 191$	-	Kg/cm^2	D'Apollonia (1970)
$E = (350 \text{ a } 500) * \log N_{60}$	Arena	Kg/cm^2	Trofinenkov (1974)
$E = 40 + 3(N_{60} - 6) \rightarrow N_{60} > 15$	Limo arenoso	Kg/cm^2	Begemann (1974)
$E = 2BN \rightarrow B = 4$	Arena fina	Kg/cm^2	Schmertmann (1978)
$E = 7\sqrt{N}$		MPa	Denver (1982)
$E = \alpha N_{60}$ $\alpha=5 \rightarrow$ arena con finos. $\alpha=10 \rightarrow$ arenas limpias, normalmente consolidadas. $\alpha=15 \rightarrow$ arenas limpias, sobreconsolidadas.	Arenas	Kg/cm^2	Kulhawy y Mayne (1990)

Fuente: Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (ATALA, 2011)

e) Ángulo de Fricción Interno

Este parámetro es característico de los suelos granulares. La fricción interna se define como la resistencia al deslizamiento causado por la fricción que hay entre las superficies de contacto de las partículas en el interior de un suelo. Esta característica se encuentra en función de la tangente del ángulo de fricción del suelo, el cual es la relación entre la fuerza que resiste el deslizamiento a lo largo de un plano y la fuerza normal aplicada a dicho plano.

Este parámetro interviene en el cálculo de la capacidad de carga, q_d . Varios autores han desarrollado correlaciones para obtener este valor a partir del ensayo SPT. Algunos de los más destacados se presentan a continuación:

Tabla 5. Expresiones para calcular el ángulo de fricción interno en suelos granulares

Fórmula para hallar el ángulo de fricción interna, Φ (°)	Tipo de suelo	Referencia
$\Phi = \sqrt{12N} + 25$	Suelo con partículas angulares y bien gradados	Dunham (1954)
$\Phi = \sqrt{12N} + 20$	Suelos con partículas redondeados y bien gradados o angulares y uniformemente gradados	Dunham (1954)
$\Phi = \sqrt{12N} + 15$	Suelos con partículas redondeadas y uniformemente gradadas	Dunham (1954)
$\Phi = \sqrt{12N} + 15$	Arena	Ohsaki et al. (1959)
$\Phi = 20 + 3.5\sqrt{N}$	Suelo granular	Muromachi et al (1974)
$\Phi = \sqrt{15N} + 15 \leq 45$ Para $N > 5$	Arena	Japan Road Association (1990)

Fuente: Soil Strength and Slope Stability (DUNCAN & WRIGHT, 2014)

2.3.2. Curva esfuerzo-asentamiento

Al aplicar una carga al suelo se generan asentamientos en su superficie. Generalmente, los métodos de diseño convencionales descritos anteriormente representan dicha relación de manera lineal. Esta representación no es la más acertada, pero se realiza debido a que es bastante práctica y su aplicación funciona para realizar diseño de cimentaciones.

Diversos autores, a través de sus investigaciones, coinciden en que una de las formas más acertadas de relacionar estos parámetros es mediante una curva hiperbólica y no mediante una regresión lineal (Li & Liu, 2012).

La relación entre esta deformación y el esfuerzo aplicado puede representarse según la Figura 06.

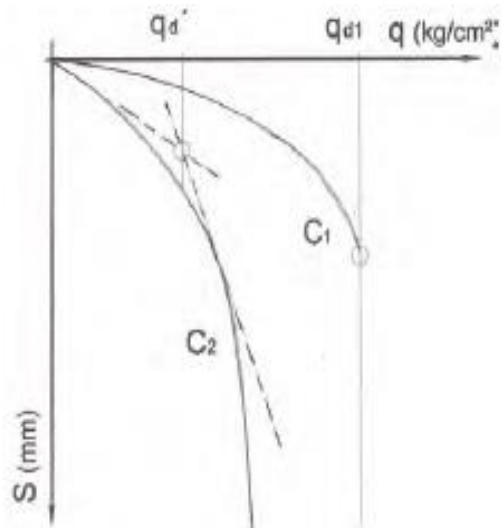


Figura 06. Relación entre la capacidad de carga y el asentamiento según el tipo de suelo (BERROCAL, 2013)

La curva C_1 representa la relación entre la presión media ejercida por la cimentación y el asentamiento que se genera sobre un suelo compacto. Se observa que, en la falla, el asentamiento tiende a incrementarse de manera continua sin necesidad de aumentar la carga. Por otra parte, si el suelo es blando, dicha relación se representa como la curva C_2 . Esta representación gráfica muestra que las deformaciones serán más importantes en función de la carga aplicada.

Varios autores han intentado establecer relaciones que permitan estimar los asentamientos en suelos granulares en función de distintos ensayos de laboratorio, relaciones con otras propiedades mecánicas del suelo y modelos empíricos. En la siguiente sección se explicarán algunas formas de estimar dicha relación.

Como ya se mencionó anteriormente, el modelo hiperbólico, que sirve para representar de forma gráfica la relación entre los esfuerzos y asentamientos, es una de las mejores aproximaciones que se ha logrado desarrollar (Duncan & Chang, 1970).

La ecuación que gobierna dicho comportamiento es la siguiente:

$$p = \frac{s}{a + bs} \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde p representa la presión media ejercida por la cimentación en la superficie y s representa el asentamiento de la cimentación debido a las cargas aplicadas. Además, los coeficientes a y b dependen de las características y propiedades mecánicas del suelo.

Si se deriva la expresión anterior con respecto al parámetro s , se obtiene lo siguiente:

$$\frac{\partial p}{\partial s} = m = \frac{(a + bs) - bs}{(a + bs)^2} = \frac{a}{(a + bs)^2}$$

Esto representa la pendiente en cualquier punto de la curva hiperbólica. Si se reemplaza dicha pendiente para el punto inicial de la curva, es decir, para una presión y asentamiento igual a cero, se obtiene lo siguiente:

$$m(0,0) = \frac{a}{(a + b * 0)^2} = \frac{1}{a}$$

Por tanto, el coeficiente a se define como la inversa de la pendiente inicial de la curva hiperbólica. Asimismo, si se calcula el límite de la ecuación cuando el asentamiento tiende a infinito, se obtiene lo siguiente:

$$\lim_{s \rightarrow \infty} p = \frac{s}{a + bs} = \frac{+\infty}{+\infty}$$

Por tanto, aplicando derivada tanto al numerador como denominador, según la regla de L'Hôpital:

$$\lim_{s \rightarrow \infty} p = \frac{1}{b}$$

Se concluye que el parámetro b es la inversa de la asíntota vertical de la curva hiperbólica, la cual será representada por la capacidad de carga del suelo, q_d , que como se mencionó anteriormente, es el esfuerzo máximo al que puede llegar el suelo antes de fallar.

En síntesis, se tienen las siguientes expresiones para calcular los parámetros de la curva:

$$a = \frac{1}{K_0} \quad (\text{Ec. 32})$$

$$b = \frac{1}{q_d} \quad (\text{Ec. 33})$$

En los siguientes capítulos, se explicará las diversas formas de obtener el coeficiente de rigidez inicial, K_0 , y la capacidad de carga del suelo, q_d . Obtenido dichos valores, todos los parámetros de la curva hiperbólica estarían definidos.

2.4. Correlaciones para hallar el coeficiente de rigidez del suelo

2.4.1. Modelo de Winkler

Uno de los métodos más utilizados para representar la interacción suelo - estructura es aquel que supone un suelo equivalente a infinitos resortes elásticos, muelles o bielas biarticuladas, cuyo coeficiente de rigidez se denomina coeficiente de balasto, k_s . Este se define como la relación directa entre la presión media, p , generada por la cimentación y el asentamiento del suelo, s :

$$k_s = \frac{p}{s} \quad (\text{Ec. 34})$$

Este concepto fue utilizado por primera vez en el análisis de las traviesas del ferrocarril. El balasto es una capa de grava que se extiende sobre la explanación de los ferrocarriles para asentar y sujetar sobre ellas las traviesas del mismo. Este modelo de balasto o, también

conocido como Winkler, en honor a su creador, posee varias aplicaciones y ha ganado aceptación en los últimos años, debido a su practicidad y buenos resultados.

Este concepto es utilizado para el dimensionamiento de elementos que trabajan sobre un corte horizontal de terreno o sobre un corte vertical del mismo. Con respecto al primero, se tiene el dimensionamiento de vigas flotantes o de cimentación y losas de cimentación. Por otra parte, con respecto a los elementos que trabajan sobre un corte vertical del terreno, se tiene pantallas para excavaciones o tablestacas.

Es importante mencionar algunas características principales de la teoría del coeficiente de balasto:

- Uso flexible: su aplicación es de mediana dificultad y se acopla bien a diversos problemas.
- Es necesario el uso de programas de cálculo matricial.
- Su uso es más adecuado para cimentaciones flexibles que para cimentaciones rígidas.

Algunas formas de utilizar este concepto son mediante los métodos acoplados y los pseudo-acoplados.

Métodos acoplados: se usan resortes que se conectan con los nudos adyacentes, lo cual permite que los movimientos de cada uno sean dependientes del resto. Esto genera resultados más cercanos a la realidad.

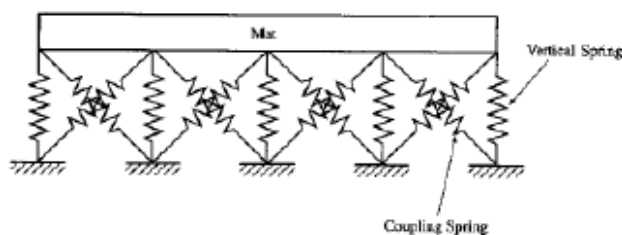


Figura 07. Modelo acoplado de cimentación tipo Winkler (CODUTO, 2001)

Métodos pseudo acoplados: la zona de la cimentación es dividida en distintas zonas, en las cuales varía su coeficiente de balasto. Este valor generalmente es mayor en las zonas extremas. Asimismo, es importante mencionar que el ancho de las zonas se hace disminuir al acercarse a los extremos, debido a que esto aumenta las tensiones en los bordes la cimentación. Esto se hace, debido a que se ha demostrado en otros estudios que el modelo de Winkler obtiene tensiones más bajas que el de otros modelos similares en dichos puntos.

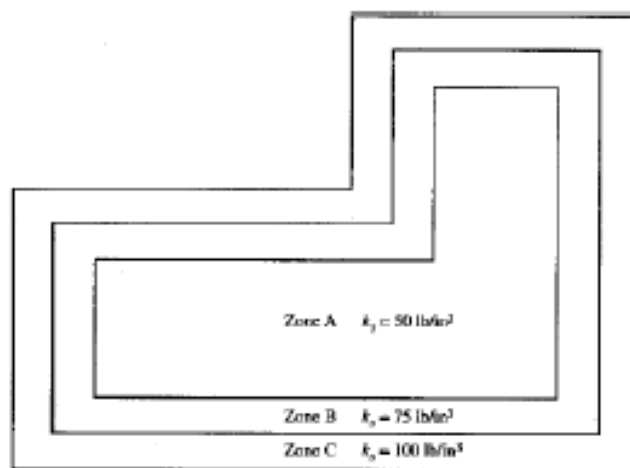


Figura 08. Modelo pseudo-acoplado de cimentación tipo Winkler (CODUTO, 2001)

2.4.2. Determinación del coeficiente de balasto vertical

2.4.2.1. Metodología de la Universidad Nacional de La Plata

En el 2012, el Ing. Augusto José Leoni, director de la Universidad Nacional de La Plata, propuso un método para calcular el coeficiente de balasto vertical en arenas. Este se basaba en un conjunto de datos de varios ensayos de placa. El método toma en cuenta la profundidad de cimentación y la presión de confinamiento. A continuación, se explica los pasos a seguir para aplicar dicha metodología:

- a) Obtener el número de golpes promedio del ensayo de SPT, N_{ave} .

b) Calcular el esfuerzo efectivo del punto a analizar. En este caso, para efectos de la tesis, se asumirá una capa homogénea de arena. Por ello, el esfuerzo efectivo se calcula de la siguiente manera:

$$\sigma'_0 = \gamma_1 \left(D_f + \frac{B'^{0.75}}{2} \right) \quad (\text{Ec. 35})$$

Esto ocurre debido a que se asume la ausencia de un nivel freático y, por consiguiente, de presión de poros. Además, se está asumiendo que el punto a evaluar será hasta la mitad de la zona de influencia ($Z_i = B'^{0.75}$).

c) Estandarizar el N_{ave} , tomando en cuenta la presión de confinamiento, a partir de la siguiente fórmula:

$$N_c = N_{ave} \sqrt{\frac{1}{\sigma'_0}} \quad (\text{Donde } \sigma'_0 \text{ se expresa en } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \quad (\text{Ec. 36})$$

d) A partir del N_c , se puede calcular el coeficiente de balasto experimental gracias a correlaciones que se desarrollan a partir de resultados de ensayos de placa en arenas. A continuación, se presenta el gráfico del cual parten las ecuaciones mencionadas.

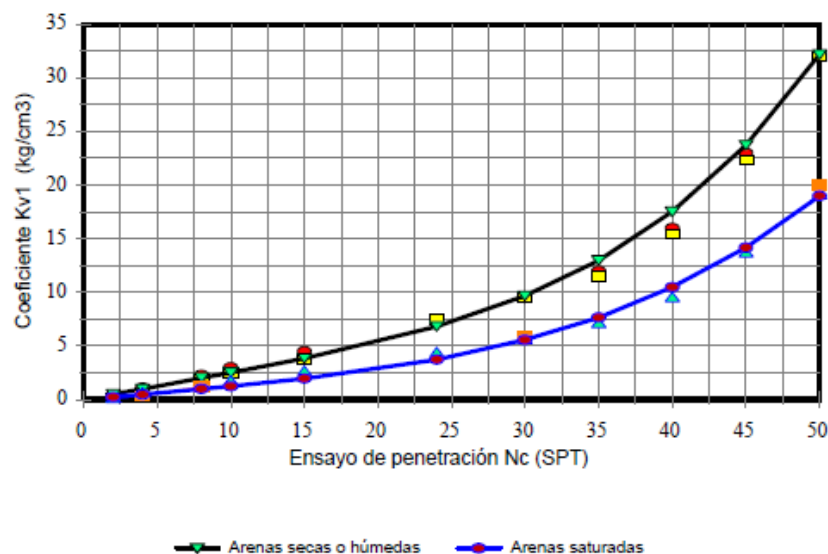


Figura 09. Regresiones para el cálculo del coeficiente de balasto en arenas (LEONI, 2012)

Como se puede observar, las curvas obtenidas corresponden para arenas secas o húmedas y para arenas saturadas. Las ecuaciones de ambas se presentan a continuación:

Para arenas secas o húmedas:

$$K_v = (N_c * 0.04)^{4.3} + N_c * 0.25 \quad (Ec. 37)$$

Para arenas saturadas o sumergidas:

$$K_v = (N_c * 0.04)^{3.7} + N_c * 0.12 \quad (Ec. 38)$$

2.4.2.2. Modelo dinámico D.D. Barkan-O. A Savinov

Este método es de origen ruso y su nombre se estableció en honor a sus creadores. En 1948, Barkan y Savinov, propusieron utilizar las siguientes expresiones para obtener el coeficiente de balasto de una zapata:

$$K_z = C_z * A \quad (Ec. 39)$$

$$K_x = C_x * A \quad (Ec. 40)$$

$$K_\varphi = C_\varphi * I \quad (Ec. 41)$$

Donde:

C_\emptyset y C_z : Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme.

C_x : Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme.

A : Área de la base de la cimentación.

I : Momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

Los estudios del científico O.A. Shejter permitieron identificar la dependencia de los coeficientes C_ϕ , C_z y C_x con la presión estática. A partir de ello, se obtuvieron las siguientes expresiones:

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta * A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (Ec.42)$$

$$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta * A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (Ec.43)$$

$$C_\phi = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta * A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (Ec.44)$$

Donde:

C_0 y D_0 : Coeficientes determinados a través de experimentos realizados para $\rho = \rho_0$.

a y b : Dimensiones de la cimentación en el plano.

Δ : Coeficiente empírico asumido. Para cálculos prácticos $\Delta = m^{-1}$.

Para calcular el coeficiente D_0 , se utiliza la siguiente ecuación, obtenida a partir de ensayos experimentales:

$$D_0 = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} * C_0 \quad (Ec.45)$$

Además, el coeficiente C_0 se puede determinar a partir de una expresión práctica o a partir de valores predeterminados cuando $\rho_0 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ según el tipo de suelo de la base de fundación.

$$C_0 = 1.7 \frac{E_0}{1 - \mu^2} * 10^{-3} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) \quad (Ec.46)$$

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	C_0 (kg/cm ²)
S1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3,0
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2,2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2,6
S2	Suelos Intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0,25 < I_L \leq 0,5$)	2,0
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0,5$)	1,6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($e \leq 0,80$)	1,4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1,8
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0,5 < I_L \leq 0,75$)	0,8
		Arena plástica ($0,5 < I_L \leq 1$)	1,0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0,80$)	1,2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0,75$)	0,6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0,6

Figura 10. Valores de coeficiente C_0 según el tipo de suelo (VILLAREAL, 2013)

Es importante mencionar que esta metodología fue realizada con el fin de conocer la relación suelo-estructura en caso de sismo.

2.4.2.3. Expresiones analíticas

Según Terzaghi (1955), para cimentaciones cuadradas de lado B , en suelos cohesivos, se puede estimar el coeficiente de balasto de la siguiente manera:

$$k_s = k_{30} \frac{0.3}{B} \quad (Ec. 47)$$

Siendo k_{30} , el coeficiente de balasto para placas cuadradas de 30 cm. de lado. Del mismo modo, para zapatas rectangulares, se tiene lo siguiente:

$$k_s = \frac{0.2}{B} \left(1 + \frac{0.15}{L} \right) k_{30} \quad (Ec. 48)$$

Además, para el caso de zapatas rectangulares en arenas, Terzaghi plantea lo siguiente:

$$k_s = k_{30} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \quad (\text{Ec. 49})$$

Posteriores trabajos como el de Hahn J. (1994), propusieron otras expresiones para casos donde se utilicen placas con una dimensión distinta a 30 cm. Para el caso de arenas sueltas o muy sueltas, limos o arcillas:

$$k_s = k_0 \left(\frac{b_0}{B} \right) \quad (\text{Ec. 50})$$

Para arenas densas:

$$k_s = k_0 \left(\frac{B + b_0}{2B} \right)^2 \quad (\text{Ec. 51})$$

Para arenas compactas:

$$k_s = k_0 \left(\frac{B + b_0}{3B} \right)^2 \quad (\text{Ec. 52})$$

En estas últimas expresiones, k_0 corresponde al coeficiente de balasto hallado mediante cualquier ensayo convencional y b_0 el lado respectivo de la placa usada.

Del mismo modo, a partir de las expresiones desarrolladas por Terzaghi, otros autores han propuesto expresiones para cimentaciones rectangulares sobre arcillas pre-consolidadas:

$$k_s = k_0 \left(\frac{b_0}{B} \right) \left(\frac{2\alpha + 1}{3\alpha} \right) \quad (\text{Ec. 53})$$

Donde:

$$\alpha = \frac{L}{B} \quad (\text{Ec. 54})$$

2.4.2.4. Formas de obtención del coeficiente de balasto

En esta sección se describirán diversas formas de obtener el valor del coeficiente de balasto de un suelo.

1. En primer lugar, este se puede obtener, a partir del ensayo de placa de carga realizado sobre el terreno. Es habitual que el ancho de la placa sea un cuadrado de 30 x 30 cm (1pie x 1pie) o bien circular de diámetros 30, 60 y 76.2 cm. Además, existen relaciones entre los ensayos sobre arena y arcilla para una placa rectangular de 0.3 m de ancho y longitud L :

$$k_{arena} = k_{arcilla} \left(\frac{L + 0.15}{1.5L} \right) \quad (Ec. 55)$$

En caso la placa sea continua, de 30 cm de ancho y un largo considerablemente mayor, se tiene la siguiente expresión:

$$k_{arena} = \left(\frac{k_{arcilla}}{1.5} \right) \quad (Ec. 56)$$

2. A partir de ciertos parámetros característicos del suelo como el módulo de deformación, E_s , la tensión admisible, el módulo de Poisson, ν , entre otros. Por ejemplo, se tiene la relación propuesta por Vesic en función del módulo de deformación y el coeficiente de Poisson, la cual se aplica en forma reducida para vigas:

$$k_s = \frac{1}{B * C} \left(\frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \right) \quad (Ec. 57)$$

Del mismo modo, Vesic planteó una relación compatible con la propuesta del semi espacio elástico, la cual considera el ancho de la viga de fundación, B , en el que también tiene que ver la rigidez del conjunto suelo-cimentación.

$$k_s = \frac{0.65}{B} \left(\frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \right)^{1/2} \sqrt{\frac{E_s B^4}{EI}} \quad (Ec. 58)$$

Para zapatas que cumplen con un largo mayor a 10 veces su ancho ($L/B > 10$), la expresión se reduce a la siguiente:

$$k_s = \frac{0.65}{B} \left(\frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \right) \quad (\text{Ec. 59})$$

Existen otras expresiones desarrolladas como la de Timoshenko, Woinowsky-Krieger:

$$k_s = \frac{2.15}{h} \left(\frac{E_s^4}{E_c} \right)^{1/3} \quad (\text{Ec. 60})$$

Donde h es el peralte de la zapata y E_c el módulo de elasticidad del concreto. Otra expresión es la planteada por Vlasov y Leontiev:

$$k_s = \frac{E_s}{H(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \quad (\text{Ec. 61})$$

3. A partir de softwares que permitan modelar el terreno, utilizando el método de elementos finitos. De este modo, se introducirá al programa las consideraciones necesarias de las características del suelo y las fuerzas aplicadas. Con ello, se analizarán los asentamientos producidos y se calculará el coeficiente de balasto de su formulación teórica.

$$k_s = \frac{p}{s}$$

4. A partir de los modelos propuestos por Duncan-Chang, Kondner, Nuñez, entre otros, que interpretan los ensayos de placa de carga con una mayor precisión para calcular el coeficiente relacionado con el campo.

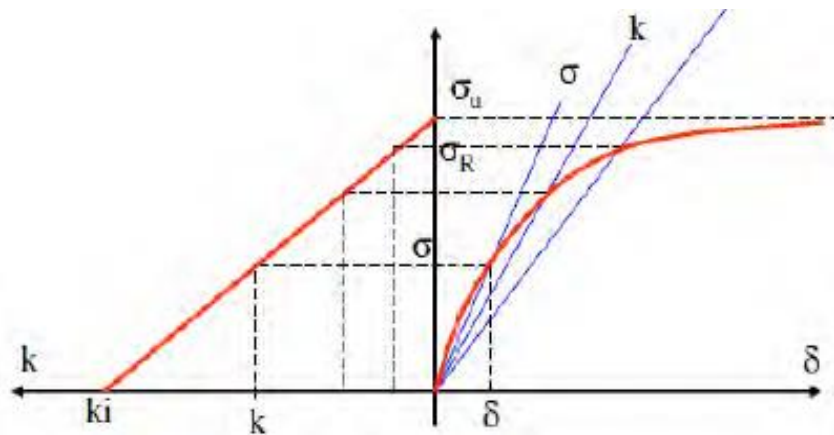


Figura 11. Metodología para determinar el coeficiente de balasto (BERROCAL, 2013)

La gráfica anterior posee dos secciones. La primera corresponde al cuadrante derecho, el cual presenta a la curva esfuerzo-deformación, derivado de un ensayo de placa de carga. En esta zona se pueden trazar infinitas rectas tangentes a dicha curva con pendientes ' k ', correspondientes a diversos pares de valores de tensión-deformación. Por otro lado, el cuadrante izquierdo contiene a los distintos valores de pendiente k , relacionado a los pares numéricos de tensión-deformación, los cuales se alinean según una recta.

A partir de una semejanza de triángulos de la zona izquierda, se deducen las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\sigma_u - \sigma}{k} = \frac{\sigma_u}{k_i}$$

De este modo se obtiene el coeficiente de balasto:

$$k = k_i \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_u} \right) \quad (\text{Ec. 62})$$

Donde σ_u es a la tensión última del ensayo, al cual le corresponde una deformación infinita; mientras que σ es un valor cualquiera de esfuerzo en un punto de la curva. Se puede utilizar de preferencia σ_r que es la tensión de rotura medida del ensayo.

5. A partir de estudios previos de distintos autores. Para el caso de arenas a distintas densidades se puede hallar el coeficiente de balasto a partir del gráfico de Baker A.L.L (1957).

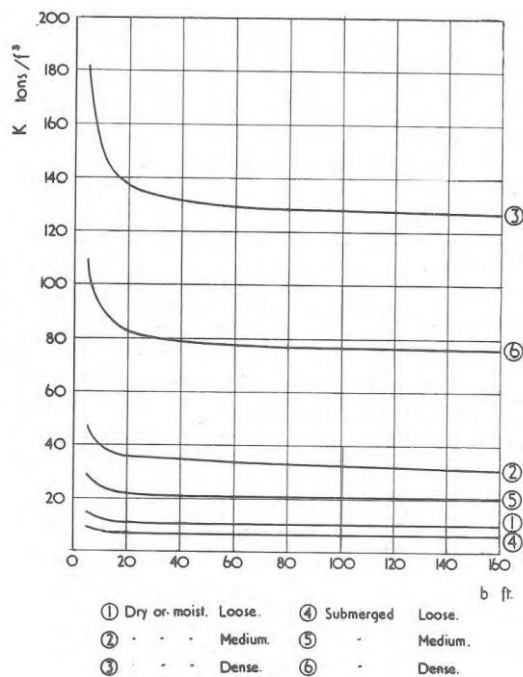


Figura 12. Coeficiente de balasto a partir de la densificación de arenas (BAKER, 1957)

Por otro lado, para cimentaciones sobre arcilla, se toma en cuenta la rigidez y las dimensiones de la cimentación como se muestra en el siguiente gráfico:

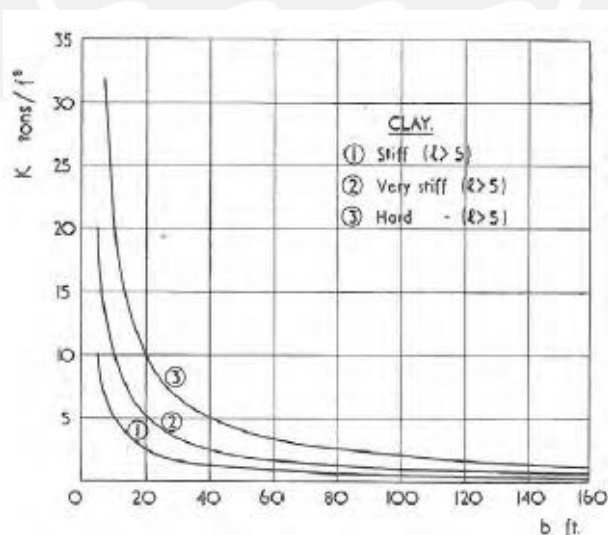


Figura 13. Coeficiente de balasto a partir de la rigidez de la arcilla y el ancho de cimentación (BAKER, 1957)

Además, Terzaghi propuso un rango de valores del coeficiente de balasto basado en el ensayo de placa de ancho 30 cm y el tipo de suelo. Jiménez Salas (1981) realizó una recopilación de dicho trabajo y propuso los siguientes valores de módulo de deformación, E_0 , y k_{30} .

TIPO DE SUELO	Módulo de Deformación E_0 (kg/cm ²)	Coefficiente de Balasto K_{30} (kg/cm ³)
Suelo fangoso	11,00 a 33,00	0,50 a 1,50
Arena sea o húmeda, suelta (N_{SPT} 3 a 9)	0,16H a 0,48H	1,20 a 3,60
Arena seca o húmeda, media (N_{SPT} 9 a 30)	0,48H a 1,60H	3,60 a 12,00
Arena seca o húmeda, densa (N_{SPT} 30 a 50)	1,60H a 3,20H	12,00 a 24,00
Grava fina con arena fina	1,07H a 1,33H	8,00 a 10,00
Grava media con arena fina	1,33H a 1,60H	10,00 a 12,00
Grava media con arena gruesa	1,60H a 2,00H	12,00 a 15,00
Grava gruesa con arena gruesa	2,00H a 2,66H	15,00 a 20,00
Grava gruesa firmemente estratificada	2,66H a 5,32H	20,00 a 40,00
Arcilla blanda (q_u 0,25 a 0,50 kg/cm ²)	15 a 30	0,65 a 1,30
Arcilla media (q_u 0,50 a 2,00 kg/cm ²)	30 a 90	1,30 a 4,00
Arcilla compacta (q_u 2,00 a 4,00 kg/cm ²)	90 a 180	4,00 a 8,00
Arcilla dura (q_u 4,00 a 10,00 kg/cm ²)	180 a 480	8,00 a 21,00

Figura 14. Valores de coeficiente de balasto según tipo de suelo (JIMÉNEZ, 1981)

Donde H es el nivel del desplante más conocido como profundidad de cimentación.

2.4.3. Ajustes del coeficiente de balasto

Una elección correcta del coeficiente de balasto permite tener una mejor aproximación de los asentamientos, en comparación con los métodos convencionales de predicción del mismo.

Para efectos prácticos, se obtiene un coeficiente de Winkler para cada una de las zapatas y se corrigen debido a la posible falta de precisión del mismo método. Para ello, se prueban distintos valores entre los límites más probables en el que puede estar comprendido dicho valor.

Con respecto a las correcciones, para zapatas con anchos pequeños ($B < 1.5$), el coeficiente de balasto puede estimarse a partir de ensayos de placa o sobre la base de valores típicos de suelos conocidos, sin necesidad de realizar ninguna corrección.

Por otra parte, para cimentaciones con dimensiones más grandes como en el caso de losas, se deberá aplicar una corrección al parámetro en mención. El ACI-336.2R-88, en su sección 2.2.8,

Modulus of Subgrade Reaction, se indica lo siguiente: “Para losas de cimentación, la propiedad del suelo no puede ser estimada de forma confiable en base a los ensayos de placa de carga, debido a que los efectos de escala son muy severos”.

La misma norma indica que se pueden obtener resultados suficientemente exactos usando la teoría del módulo de sub rasante, pero modificada, para considerar individualmente la carga muerta, la carga viva, los efectos de tamaño y la respuesta del suelo asociada. Zonas de distintos módulos de sub rasante pueden considerarse para proporcionar una estimación más precisa de la respuesta de la reacción del suelo en comparación con lo predicho por un solo módulo de reacción.

Según Dimitrov, cuando la carga es aplicada en un extremo de la zapata, debe duplicarse el valor de k obtenido normalmente. Por otro lado, Bowles (1968) recomienda para cimentaciones desplantadas, como es el caso de losas de cimentación, duplicar la cantidad de resortes en los extremos como un modo de aproximación a la relación real entre la presión media y el asentamiento dado.

Asimismo, varios autores han propuesto valores de corrección debido a la forma. El siguiente gráfico resume las investigaciones respecto al tema mencionado de Kany, Terzaghi, Sowers, Dimitrov y De Beer:

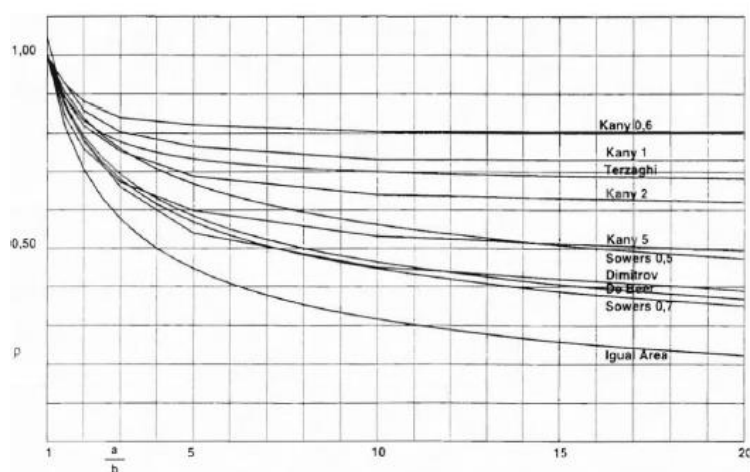


Figura 15. Comparación entre distintos factores de corrección (TELLADO, 1999)

Otra forma práctica de obtener este valor de corrección es a partir de la siguiente tabla:

Tabla 6. Coeficientes de corrección de forma del coeficiente de balasto

a/b	1.00	1.50	2.00	3.00	5.00	10	20	30	50
ρ	1.05	0.87	0.78	0.66	0.54	0.45	0.39	0.33	0.30

Fuente: Interacción suelo estructura (TELLADO, 1999)

Donde a y b son las dimensiones de la cimentación y ρ es el valor de corrección asociado.

2.4.4. Teoría de asentamientos instantáneos

Los métodos descritos anteriormente permiten obtener una relación lineal entre el esfuerzo y deformación; sin embargo, este valor representa un valor de k_0 de manera secante a la curva hiperbólica propuesta, y no de forma tangente como se define dicho valor. Si se quisiera usar valores obtenidos a partir del coeficiente de balasto, este se debería incrementar en cierto porcentaje para transformar la pendiente de la recta secante a tangente de la curva.

Otra forma de calcular la pendiente inicial de la curva hiperbólica es a partir de asentamientos instantáneos. Se asume que, para este tipo de deformación vertical, la relación presión-asentamiento es lineal y tangente en el tramo inicial de la curva hiperbólica.

La ecuación que se utilizará en el presente estudio, se deriva de aquella propuesta por Papadopoulos (1984):

$$s = \frac{q_0 * B * f}{E_s} \quad (Ec. 63)$$

De esta manera, debajo del centro de una cimentación, su asentamiento se puede calcular de la siguiente manera:

$$s = \frac{q_0 * B_e * I_g * I_f * I_e}{E_0} (1 - \nu_s^2) \quad (Ec. 64)$$

Donde:

s : Asentamiento del suelo.

q_0 : Presión aplicada sobre la cimentación.

B_e : Diámetro equivalente de una cimentación rectangular.

I_g : Factor de influencia de la variación del módulo de elasticidad con la profundidad.

I_f : Factor de corrección por rigidez de la cimentación.

I_e : Factor de corrección por la profundidad de desplante.

E_0 : Módulo de elasticidad del suelo.

ν_s : Coeficiente de Poisson.

Finalmente, para el caso de zapatas cuadradas ($B = L$) y para usos prácticos en la ciudad de Lima ($I = 1.12$) se obtiene la siguiente relación:

$$s = \frac{q_0 * B * I}{E_0} (1 - \nu_s^2) = 1.12 * \frac{q_0 * B}{E_0} (1 - \nu_s^2) \quad (Ec.65)$$

Por lo tanto, la pendiente inicial, k_0 , de la relación carga vs. asentamiento sería:

$$k_0 = \frac{q_0}{s} = \frac{E_0}{B * 1.12 * (1 - \nu_s^2)} \quad (Ec.66)$$

3. METODOLOGÍA Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

3.1. Modelo de estudio para el análisis estático en un pórtico 2D

El programa utilizado para realizar el modelo de estudio es ETABS 2016. Se construyó un pórtico simple de 4 pisos y una azotea. A continuación, se presentan las principales características del modelado:

Tabla 7. Condiciones iniciales del caso de análisis

CARACTERÍSTICAS	PÓRTICO 2D
Número de sótanos	0
Número de pisos	4 pisos y una azotea
Número de columnas	5
Profundidad de cimentación (m)	-1.2 m
Tipo de cimentación	Zapatillas aisladas
Distancias entre columnas (m)	5, 3, 4, 3

Fuente: Propio

3.1.1. Propiedades de los materiales

3.1.1.1. Propiedades del concreto

Las vigas y columnas que se utilizarán en el modelo están compuestas de concreto simple con resistencia particular ($f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$). Además, el peso específico del concreto supuesto es 2.4 ton/m^3 . Otra característica importante que se debe definir es el módulo de Poisson del concreto, el cual será, para el presente trabajo, 0.2 ($\nu = 0.2$). Asimismo, el módulo de Elasticidad, será calculado de la siguiente manera:

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 15000\sqrt{280} = 250998.008 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para obtener el módulo de corte, se emplea la siguiente ecuación:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{250998.008}{2(1 + 0.2)} = 104582.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En síntesis:

$$f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\gamma_c = 2.4 \frac{ton}{m^3}$$

$$\nu = 0.2$$

$$E_c = 250998.008 \frac{kg}{cm^2} = 2509980.08 \frac{ton}{m^2}$$

$$G = 104582.50 \frac{kg}{cm^2} = 1045825.03 \frac{ton}{m^2}$$

3.1.1.2. Propiedades del suelo

De acuerdo al Ing. Jorge Zegarra (2016), el suelo se puede definir como la aglomeración suelta de minerales y materia orgánica extendida desde la superficie terrestre hasta la roca en el cual se cimentan diversas construcciones. Debido a que los suelos son producto de la naturaleza, estos son bastante complejos:

- El suelo en su estado natural es un material no uniforme.
- Conocer con exactitud sus propiedades y comportamiento es demasiado complejo para un tratamiento teórico riguroso.
- Hasta los problemas más elementales se tornan extremadamente difíciles al relacionarse con los suelos.
- Su comportamiento real está gobernado por juntas, fracturas, capas, etc.
- La mayoría de suelos se altera con mucha facilidad cuando se toma una muestra del mismo.
- Es un material anisotrópico: sus propiedades no son iguales en todas las direcciones.

Para definir las propiedades teóricas del suelo asumido, se utilizarán algunos valores propuestos por diversos autores que se basan en ensayos reales en arenas.

Descripción	Porosidad n (%)	Relación de vacíos (e)	Contenido de Humedad ω (%)	Densidad (g/cm^3)		Peso Unitario (kN/m^3)	
				ρ_d	ρ_{sat}	γ_d	γ_{sat}
1. Arena suelta uniformemente gradada	46	0.85	32	1.43	1.89	14.0	18.5
2. Arena densa uniformemente gradada	34	0.51	19	1.75	2.09	17.2	20.5
3. Arena suelta de grano mixto	40	0.67	25	1.59	1.99	15.6	19.5
4. Arena densa uniformemente gradada	30	0.43	16	1.86	2.16	18.2	21.2
5. Morrena glacial, de grano muy mixto	20	0.25	9	2.12	2.32	20.8	22.7
6. Arcilla glacial blanda	55	1.20	45		1.77	12.0	17.4
7. Arcilla glacial rígida	37	0.60	22		2.07	16.7	20.3
8. Arcilla blanda levemente orgánica	66	1.90	70		1.58	9.1	15.5
9. Arcilla blanda muy orgánica	75	3.00	110		1.43	6.7	14.4
10. Bentonita blanda	84	5.20	194		1.27	4.2	12.5

ω = Contenido de humedad cuando está saturada, en porcentaje del peso seco

ρ_d = Densidad en estado seco

ρ_{sat} = Densidad en estado Saturado

γ_d = Peso Unitario en estado seco

γ_{sat} = Peso unitario en estado saturado

Figura 16. Propiedades índices de suelos (TERZAGHI, PECK & MESRI, 1996)

Asimismo, un ensayo muy utilizado en todo el mundo para determinar algunas propiedades mecánicas en arenas es el *Standar Penetration Test (SPT)*. Este proporciona el número de golpes cada 30 centímetros, luego de penetrar 15 centímetros sobre el suelo (N). A partir de este valor, se puede clasificar la densidad del suelo de la siguiente manera:

Característica	N (SPT)
Muy Suelto	0 – 4
Suelto	4 – 10
Medianamente Denso	10 – 30
Denso	30 – 50
Muy Denso	> 50

Figura 17. Características del suelo según ensayo SPT (ZEGARRA, 2016)

Por otro lado, Bowles correlacionó este valor con el peso húmedo (γ) y el ángulo de fricción interna (Φ) en suelos granulares:

N	Descripción del material	γ , kgf/m ³	ϕ
0-4	muy suelto	1100 - 1600	25 - 30°
4-10	suelto	1400 - 1800	27 - 32°
10-30	medio	1750 - 2050	30 - 35°
30-50	denso	1800 - 2250	35 - 40°
50	muy denso	2080 - 2400	30 - 43°

Como referencia, el peso del material granular descargado libremente de un camión pesa 1300 kgf/m³

Figura 18. Valores de peso específico y ángulo de fricción interna en suelos granulares

(BOWLES, 1982)

A partir de esto, se podría asumir los siguientes valores:

Tabla 8. Valores de peso N & γ para distintos tipos de arena

TIPO DE SUELO	N (SPT)	γ (gr/cm ³)
Arena suelta	8	1.6
Arena medianamente densa	20	1.9
Arena medianamente densa-densa	30	1.95
Arena densa	40	2.03

Además, el módulo de Poisson del suelo asumido es 0.45 ($\nu=0.45$). Este valor viene a ser el máximo posible de la Tabla 3. Valores aproximados del módulo de Poisson según el tipo de suelo.

MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL SUELO

Tabla 9. Cálculo del módulo de elasticidad del suelo, según distintos autores (kg/cm²)

Módulo de Elasticidad (Es)	Unidades	Referencia	N=10	N=15	N=20	N=25	N=30	N=35	N=40	N=50
$E = 8N$	Kg/cm ²	Meigh y Nixon (1961)	80.00	120.00	160.00	200.00	240.00	280.00	320.00	400.00
$E = 5(N_{60} + 15)$	Kg/cm ²	Webb (1969)	125.00	150.00	175.00	200.00	225.00	250.00	275.00	325.00
$E = 7.71N + 191$	Kg/cm ²	D'Apollonia (1970)	268.10	306.65	345.20	383.75	422.30	460.85	499.40	576.50
$E = 425 \log(N_{60})$	Kg/cm ²	Trofinenkov (1974)	425.00	499.84	552.94	594.12	627.78	656.23	680.88	722.06
$E = 40 + 3(N_{60} - 6)$ $N_{60} > 15$	Kg/cm ²	Begemann (1974)	-	-	82.00	97.00	112.00	127.00	142.00	172.00
$E = 2BN \rightarrow B = 4$	Kg/cm ²	Schmertmann (1978)	80.00	120.00	160.00	200.00	240.00	280.00	320.00	400.00
$E = 7\sqrt{N}$	MPa	Denver (1982)	225.72	276.46	319.22	356.90	390.97	422.29	451.45	504.74
$E = \alpha N_{60}$	Kg/cm ²	Kulhawy y Mayne (1990)	50.00	75.00	100.00	125.00	150.00	175.00	200.00	250.00

Como se puede observar, los valores del módulo de elasticidad difieren bastante de acuerdo a cada autor. Esto se debe a que cada uno desarrolla sus fórmulas para un tipo de suelo en particular. Además, la variabilidad del parámetro N_{SPT} oscila entre un 15 a 45% ($15\% < C.O.V < 45\%$). Es por ello que este módulo de deformación también posee gran variabilidad.

Se desarrollaron diversos modelos con cada uno de los valores del módulo de elasticidad de la tabla anterior y se llegó a la conclusión de que la ecuación de Trofinenkov (1974) cumplía mejor con la asunción de autores como Braja Dass, Ren-ping Li & Jie Liu: los asentamientos calculados por métodos tradicionales son sobreestimados. Por lo tanto, esta será la ecuación que se utilizará en el presente trabajo.

$$E_s = 425 \log(N_{60}) \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

3.1.2. Predimensionamiento estructural

El predimensionamiento estructural está basado en las recomendaciones empíricas de ingenieros con vasta experiencia en el diseño de estructuras. Al ser recomendaciones, la primera estimación de las dimensiones de la estructura está sujeto a cambios en la metodología habitual de análisis estructural.

Para este caso, el cual corresponde a un sistema aperticado, sólo se predimensionarán las vigas y columnas. Estos valores obtenidos serán constantes, puesto que el alcance de esta tesis se enfoca en conocer la variación de las fuerzas internas de la estructura tomando en cuenta la interacción suelo-estructura.

3.1.2.1. Predimensionamiento de vigas

Para el caso de vigas que forman parte de un sistema sismorresistente, la Norma peruana E.060, en su artículo 21.5.1.2, indica que la luz libre del elemento no debe ser menor a cuatro veces su peralte. Esta relación se debe al hecho de que, a luces más pequeñas, las fuerzas cortantes predominan sobre los momentos flectores como los causantes de la posible falla del elemento.

Asimismo, dicha norma menciona que el ancho mínimo de las vigas debe ser 25 cm, pero tampoco puede ser mayor al ancho de la columna que la soporta. Además, la relación entre la base y el peralte debe ser más de 0.3 y menor a 0.5, ya que el peralte es la dimensión de la viga que predomina en la resistencia a las cargas externas. Por último, se recomienda considerar un peralte entre 1/12 y 1/10 de la luz libre (Blanco, 1994).

De las condiciones mencionadas anteriormente, se plantea las siguientes expresiones matemáticas para el predimensionamiento de las vigas:

$$h < \frac{l_n}{4}$$

$$\frac{l_n}{12} < h < \frac{l_n}{10}$$

$$0.3 < \frac{b}{h} < 0.5$$

Donde l_n es la luz libre de la viga. Para este trabajo, la longitud máxima del pórtico es de cinco metros, por lo que se obtiene lo siguiente:

$$h < \frac{500}{4} = 125 \text{ cm}$$

$$\frac{500}{12} < h < \frac{500}{10} \rightarrow 41.67 < h < 50 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se escoge un peralte de viga igual a 50 centímetros, puesto que se busca ser conservador al ser un pórtico de 4 pisos. Del mismo modo se obtiene el valor de la base de la viga, con los 50 centímetros de peralte:

$$0.3 < \frac{b}{h} < 0.5 \rightarrow 15 < b < 25$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

Siguiendo la recomendación de la norma, se escoge el ancho mínimo de viga de 25 cm. En resumen, los primeros resultados arrojan vigas con ancho de 25 cm y peralte, 50 cm.

3.1.2.2. Predimensionamiento de columnas

Para predimensionar las columnas, se tomó en cuenta lo escrito por el Ing. Blanco (1997) en su libro *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*.

“Para edificios aporticados íntegramente, para los cuales el autor recomienda no exceder de 3 pisos ó 4 pisos, las columnas deberán dimensionarse mediante alguna estimación del momento del sismo, (...). Así para este tipo de edificios, se dispondrán columnas de 35x35, 40x40, 25x50, 30x60, 30x40, 30x50 o circulares de 40 o 50 cm de diámetro.” (Blanco, 1997, p. 42)

Para el presente trabajo, se eligió utilizar columnas de 40x40 cm.

3.2. Sistematización del proceso

El proceso seguido se puede resumir en los siguientes pasos:

- Modelación del pórtico en Etabs 2016 con bases empotradas.
- Diseño de las zapatas con el método de Terzaghi, Peck & Mesri.
- Cálculo de la capacidad de carga del suelo, q_d , y la pendiente inicial de la curva hiperbólica, k_0 .
- Construcción de la curva hiperbólica para cada zapata.
- Obtención del coeficiente k a partir de la presión media de la zapata, q_{apl} , y la curva hiperbólica.
- Introducción de los coeficientes k para cada zapata en el programa Etabs 2016.
- Con las nuevas cargas que llegan a cada zapata, se obtienen nuevos valores de k a partir de la curva hiperbólica.
- Se realiza una serie iterativa hasta que la variación de cargas entre cada cambio de rigideces k , en el modelo, sea menor a 1% en todas las zapatas.

3.2.1. Modelación preliminar del pórtico

En esta sección se explicará, paso a paso, el procedimiento seguido para construir el pórtico del caso de estudio. Este será explicado desde la definición de grillas en el software de análisis, hasta la colocación de los resortes en vez de las bases empotradas de la metodología habitual.

a) Definir grillas

En primer lugar, se definen las grillas en los ejes x e y , además de la elevación z . Estos se definirán de acuerdo a la posición de las columnas en el eje x , la altura de entrepiso y la profundidad de cimentación del pórtico.

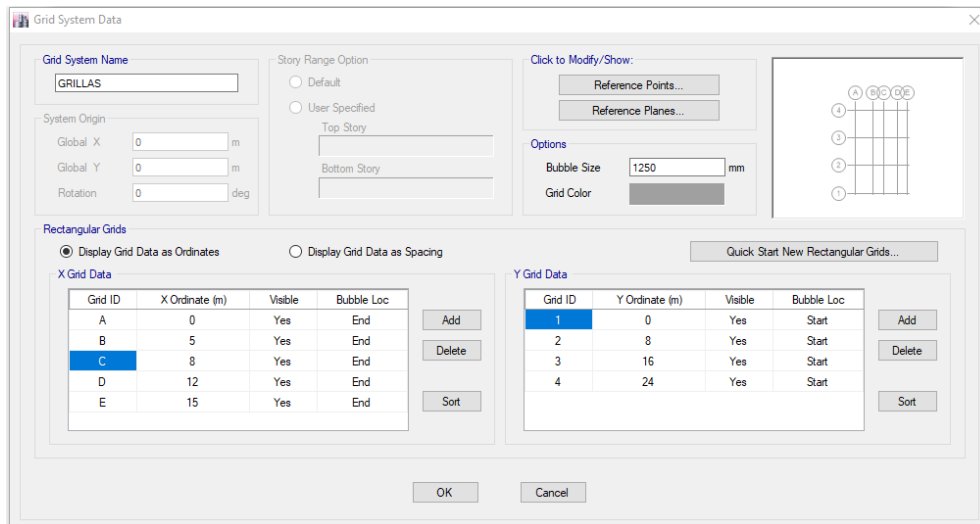


Figura 19. Definición de ejes en plata (Propia)

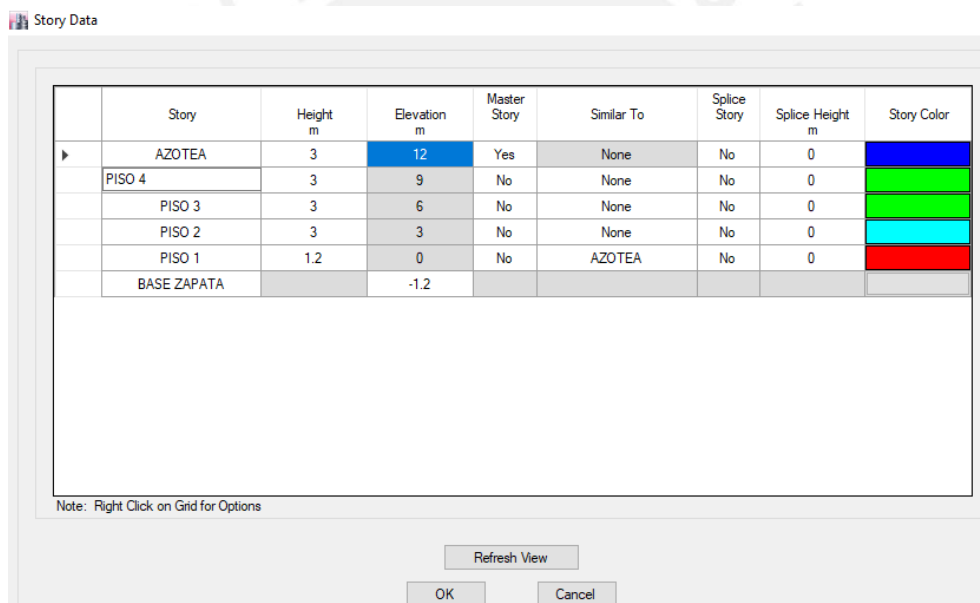


Figura 20. Definición de elevaciones (Propia)

b) Definir materiales

Luego, se definen los materiales a utilizar. En este caso, solo se declara el concreto con una resistencia de 280 kg/cm^2 , ya que las vigas y columnas del pórtico estarán constituidas por dicho material. Sus propiedades fueron establecidas en la sección anterior. Se utiliza el comando “Define / Materials” para declarar el material.

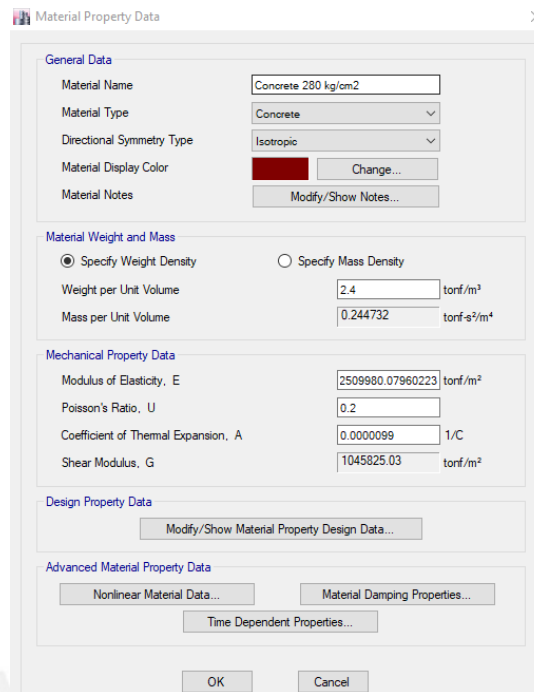


Figura 21. Definición de materiales (Propia)

c) **Definir secciones**

Luego, se precisa las dimensiones de las secciones de vigas y columnas. Se utiliza el comando “Design / Section Properties / Frame Properties” para añadir el nuevo material de concreto con la forma rectangular establecida.

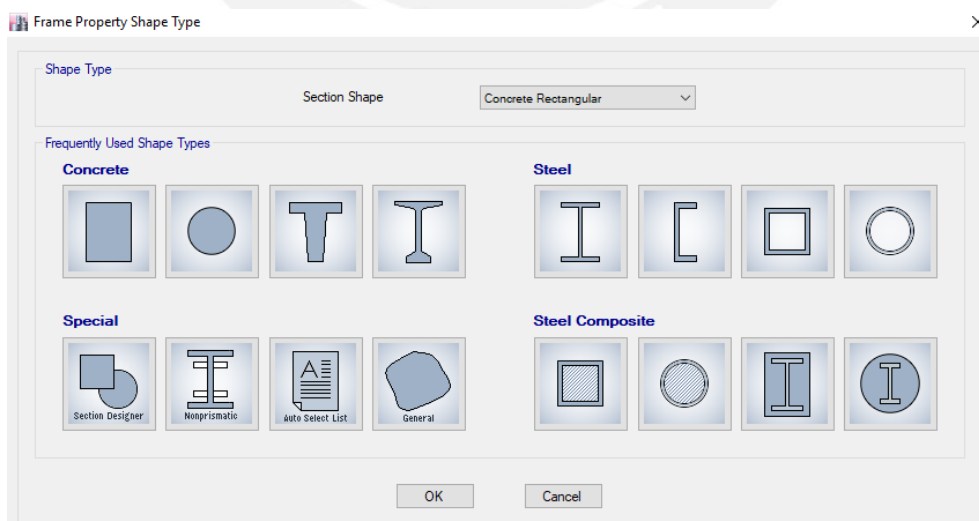


Figura 22. Definición de secciones de elementos estructurales (Propia)

Inmediatamente, se definen las vigas y columnas con sus dimensiones respectivas y su material correspondiente, que se creó anteriormente.

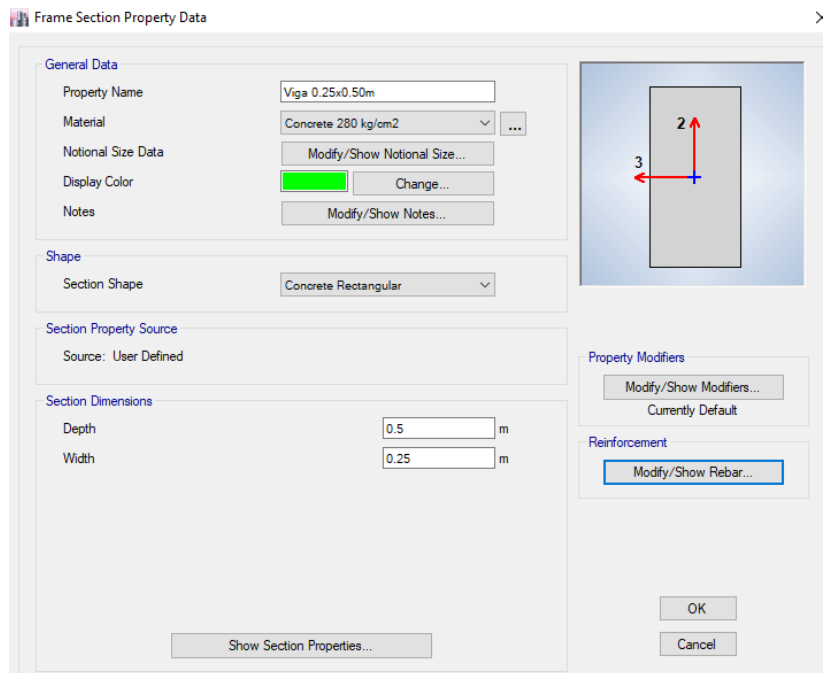


Figura 23. Definición de secciones de vigas (Propia)

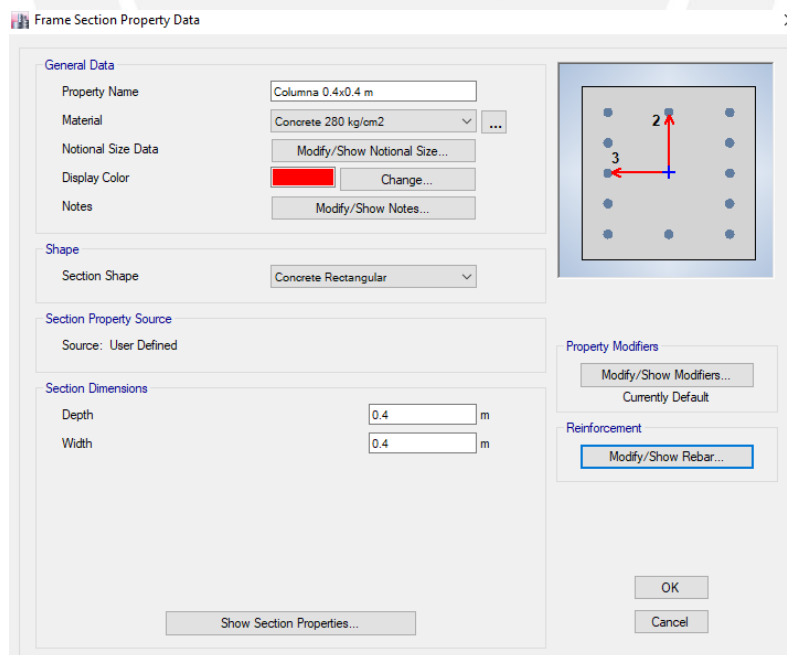


Figura 24. Definición de secciones de columnas (Propia)

d) **Dibujar el modelo**

Después, se dibuja el pórtico con las distintas funciones del programa Etabs 2016. De este modo, el resultado se muestra en la Figura 25.

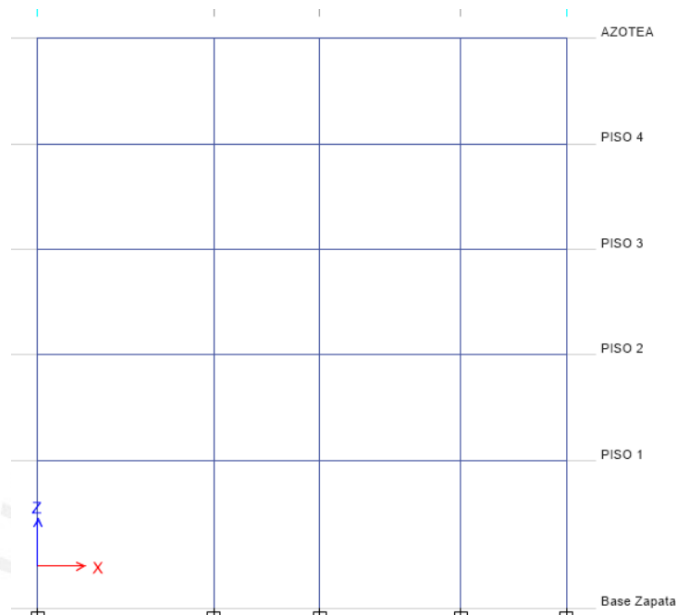


Figura 25. Pórtico modelado (Propia)

e) **Empotrar la base**

Para modelar la cimentación, según la metodología habitual, se procede a empotrar las bases de cada columna. Para esta acción, se utiliza el comando “Assign / Joint / Restraints” y se selecciona la opción de empotramiento.

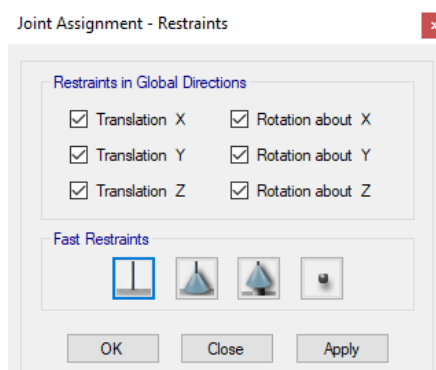


Figura 26. Empotramiento de la base (Propia)

f) Definir las cargas

Para este análisis, la estructura se somete a una única carga distribuida en cada entrepiso que representa la sumatoria de las cargas muertas y vivas totales de cada piso. Para ello, se define un patrón de carga, al cual se le denominó *SDEAD*. Para realizar esta acción, se utiliza el comando “Define / Load Patterns”, se crea la nueva carga y se la define como *Live*. Esto debido a que la carga distribuida incluye la carga viva y muerta de cada piso del pórtico.

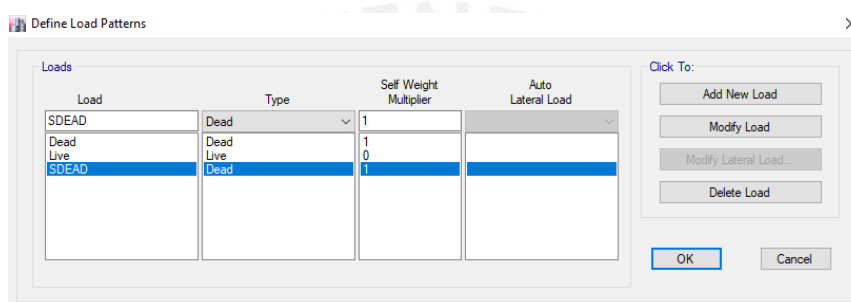


Figura 27. Definición de las cargas que se utilizarán (Propia)

g) Aplicación de las cargas

Posteriormente, se utiliza el comando “Assign / frame loads / distributed” para fijar el valor de la carga distribuida. Para este análisis, en todos los entrepisos se distribuye una carga de 6 *ton/m*, mientras que, en el último piso, la carga distribuida es 5 *ton/m*.

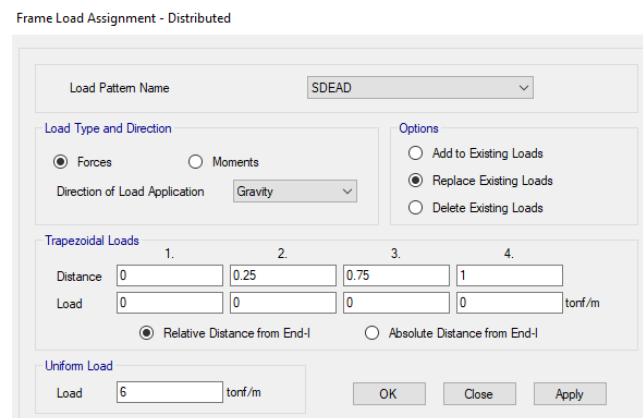


Figura 28. Cargas distribuidas utilizadas en el modelo (Propia)

h) Correr el modelo

El resultado de las cargas en las cimentaciones del modelo preliminar se muestra a continuación:

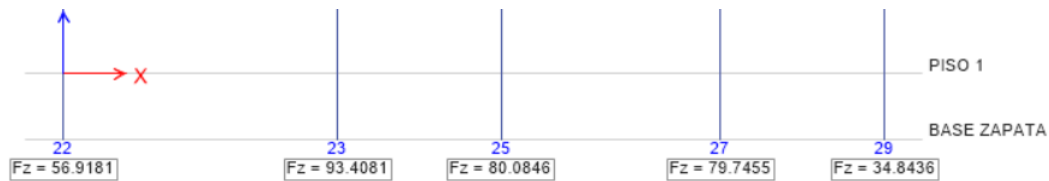


Figura 29. Primer juego de cargas en la base del modelo preliminar (Propia)

Luego de ‘correr’ el modelo y obtener las cargas en la base del empotramiento, se continúa con el diseño geotécnico de las zapatas. Asimismo, al corroborar que los momentos que llegan a la base son pequeños en comparación a las fuerzas verticales, estos se desprecian.

3.2.2. Diseño de zapatas

Se obtuvieron las siguientes reacciones verticales del modelo preliminar:

Tabla 10. Fuerzas iniciales en la base empotrada del modelo preliminar

Zapata	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4	Z_5
Fuerza (ton)	56.92	93.41	80.08	79.75	34.84

Fuente: Propia

a) Diseño por asentamiento

Para iniciar, se escoge la zapata más cargada, en este caso la zapata Z_2 . Luego, se diseña con una distorsión angular, α , de 1/500, según la normativa utilizada. Este valor fue escogido debido a las descripciones de la Tabla 2. Además, la longitud mínima entre

columnas, respecto a la zapata Z_2 , es 3m. Se escoge dicha longitud para realizar el diseño más desfavorable y conservativo.

$$\alpha = 0.75 \frac{\delta_T}{L} \rightarrow \frac{1}{500} = 0.75 \frac{\delta_T}{300}$$

$$\delta_T = 0.8 \text{ cm}$$

Se utiliza la ecuación de Terzaghi, Peck & Mesri para el diseño geotécnico. Se utiliza la presión aplicada, q_{ap} , para obtener el valor mínimo de ancho de zapata. Es importante mencionar que se asumirá, para todos los casos, zapatas cuadradas ($B = L$) y valores múltiplos de 5 cm.

$$q_a \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{0.0375 * N^{1.4} * \delta_T(cm) * f_f}{B^{0.75}(m^{0.75})}$$

$$q_{ap} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{0.1 Q_v (ton)}{B^2(m^2)}$$

Se utiliza un valor de $N = 30$ y la carga obtenida de la zapata Z_2 , $Q_v = 93.41 \text{ ton}$.

Igualando y reemplazando valores, se obtiene:

$$\frac{0.0375 * 30^{1.4} * 0.8 * 1}{B^{0.75}} = \frac{0.1 * 93.41}{B^2}$$

$$B = 2.189 \text{ m}$$

Por lo tanto, el ancho de zapata diseñada por asentamiento será de 2.20m. Asimismo, se calcula la presión admisible del suelo.

$$q_a \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{0.0375 * 30^{1.4} * 0.8 * 1}{2.20^{0.75}} = 1.942 \frac{kg}{cm^2}$$

Además, la carga aplicada para dicha zapata es la siguiente:

$$q_{ap} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 0.1 * \frac{102.88}{2.2^2} = 1.930 \frac{kg}{cm^2}$$

b) Corroboración por capacidad de corte según Meyerhof

Se utilizará la ecuación desarrollada por Meyerhof, propuesta anteriormente.

$$qu = cN_c s_c i_c + \gamma_1 D_f N_q i_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Sin embargo, asumiendo un suelo totalmente arenoso y sin presencia de finos ($c = 0$), la fórmula se reduce a la siguiente:

$$qu = \gamma_1 D_f N_q i_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Los parámetros supuestos en este caso de análisis se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 11. Datos para obtener la capacidad de corte del suelo

N_{SPT}	30
Q_v, ton	93.41
D_f, m	1.2
$\gamma, ton/m^3$	1.95
B, m	2.20

Fuente: Propia

b1. Primero, se calcula el valor del ángulo de fricción interno con las correlaciones de la Tabla 5. Se utiliza la ecuación desarrollada por la Japan Road Association (1990).

$$\phi = \sqrt{15N} + 15 = \sqrt{15 * 30} + 15 = 36.2^\circ$$

b2. Luego, se hallan los valores de N_q y N_γ .

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) = e^{\pi \tan(36.2)} \tan^2(45 + (36.2/2)) = 38.73$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) = (38.73 - 1) \tan(1.4 * 36.2) = 46.06$$

b3. Inmediatamente, se calcula el coeficiente s_γ .

$$s_\gamma = 1 - 0.2 * \frac{B'}{L'} = 1 - 0.20 = 0.80$$

b4. Luego, el valor de q se puede expresar en función del peso específico del suelo por encima del nivel de profundidad de cimentación y dicha distancia.

$$q = \gamma * D_f = 1.95 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 1.2 \text{ m} * 0.1 = 0.234 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

b5. Finalmente, se calcula la capacidad de carga del suelo, con la fórmula descrita anteriormente.

$$q_d = 0.234 * 38.73 + 0.1 * \frac{1}{2} * 1.95 * 2.20 * 46.06 * 0.8$$

$$q_d = 16.97 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Según la norma peruana E.060, para casos estáticos, como el que se está evaluando, el mínimo factor de seguridad a emplear debe ser 3. Es por ello que se realiza dicha verificación:

$$F.S = \frac{q_d}{q_{aplicado}} = \frac{16.97}{1.930} = 8.79 > 3 \rightarrow Ok$$

Se observa que se cumple con el factor mínimo establecido por la norma. En caso no se hubiese obtenido un factor de seguridad mayor a 3, entonces, el ancho de la zapata debe aumentar en 5 cm, para luego recalculer la capacidad de carga y la presión aplicada. Dicho procedimiento deberá realizarse hasta que se obtenga un factor de seguridad mayor al establecido.

Asimismo, asumiendo una misma presión admisible de 1.942 kg/cm^2 , se diseñan el resto de zapatas. A continuación, se ejemplifica el cálculo de la zapata Z_1 .

$$q_{adm} = \frac{Q_v}{B^2}$$

$$1.942 = \frac{0.1 * 56.92}{B^2}$$

$$B = 1.72 \text{ m} = 1.75 \text{ m}$$

Del mismo modo que para la zapata más cargada, se verifica por corte y, si es necesario, se aumenta el valor del ancho hasta que cumpla con el factor de seguridad mínimo establecido. La siguiente tabla muestra los resultados del diseño de cada zapata y el F.S por corte.

Tabla 12. Resultados de diseño por asentamiento y verificación por corte.

ZAPATA	1	2	3	4	5
Q, ton	56.92	93.41	80.08	79.75	34.84
B, m	1.75	2.20	2.05	2.05	1.35
q_{apl}, t/m²	18.59	19.30	19.06	18.98	19.12
q_d, t/m²	153.49	169.66	164.27	164.27	139.12
FS	8.26	8.79	8.62	8.66	7.28

Fuente: Propia

3.2.3. Obtención de la curva hiperbólica

Como se expuso en el acápite 2.3.2 de este trabajo de investigación, la curva hiperbólica se define a partir de la siguiente ecuación:

$$p = \frac{s}{a + bs}$$

Del mismo modo, las otras ecuaciones expuestas, en la misma sección, permiten hallar los parámetros a y b .

$$a = \frac{1}{K_0}$$

$$b = \frac{1}{qd}$$

Para obtener la pendiente inicial de la curva hiperbólica, es decir, el coeficiente de rigidez inicial, se utilizará la siguiente ecuación:

$$K_0 = \frac{q_0}{s} = \frac{E}{B * 1.12 * (1 - \nu_s^2)}$$

Para obtener el módulo de elasticidad del suelo, se utiliza la ecuación planteada por Trofinenkov (1974). Dicha expresión se encuentra en la Tabla 4.

$$E = 425 * \log(N_{60}) = 425 * \log(30) = 627.77 \frac{kg}{cm^2} = 6,401.44 \frac{ton}{m^2}$$

Además, como ya se mencionó anteriormente, se asumirá el módulo de Poisson como 0.45. De este modo, para la zapata Z_2 , se obtiene lo siguiente:

$$K_0 = \frac{6401.44}{2.2 * 1.12 * (1 - 0.45^2)} = 3,257.66 \frac{ton}{m^3}$$

En la sección anterior, se mostró la forma de calcular la capacidad de corte del suelo (q_d).

Con ese valor y K_0 , se obtienen los parámetros para construir la curva hiperbólica,

$$a = \frac{1}{K_0} = \frac{1}{3257.66} = 0.000307 \frac{m^3}{ton}$$

$$b = \frac{1}{q_d} = \frac{1}{169.66} = 0.00589 \frac{m^2}{ton}$$

Por lo tanto, la curva hiperbólica que relaciona la presión media que ejerce la zapata Z_2 sobre el suelo, y el asentamiento que se genera, se describe a partir de la siguiente expresión:

$$p = \frac{s}{0.000307 + 0.00589 * s}$$

Se realiza el mismo procedimiento de cálculo para el resto de las zapatas, debido a que la relación presión – asentamiento es propia de cada cimentación.

Tabla 13. Parámetros y ecuaciones de las curvas hiperbólicas de cada zapata.

ZAPATA	$K_0, \text{ton}/\text{m}^3$	$q_d, \text{ton}/\text{m}^2$	$a, \text{m}^3/\text{ton}$	$b, \text{m}^2/\text{ton}$	Ecuación
Z ₁	4,095.347	153.49	0.000244	0.00652	$p = \frac{s}{0.000244 + 0.00652 * s}$
Z ₂	3,257.663	169.66	0.000307	0.00589	$p = \frac{s}{0.000307 + 0.00589 * s}$
Z ₃	3,496.028	164.27	0.000286	0.00609	$p = \frac{s}{0.000286 + 0.00609 * s}$
Z ₄	3,496.028	164.27	0.000286	0.00609	$p = \frac{s}{0.000286 + 0.00609 * s}$
Z ₅	5,308.783	139.12	0.000188	0.00719	$p = \frac{s}{0.000188 + 0.00719 * s}$

Fuente: Propia

A continuación, se presentan las gráficas obtenidas para cada zapata:

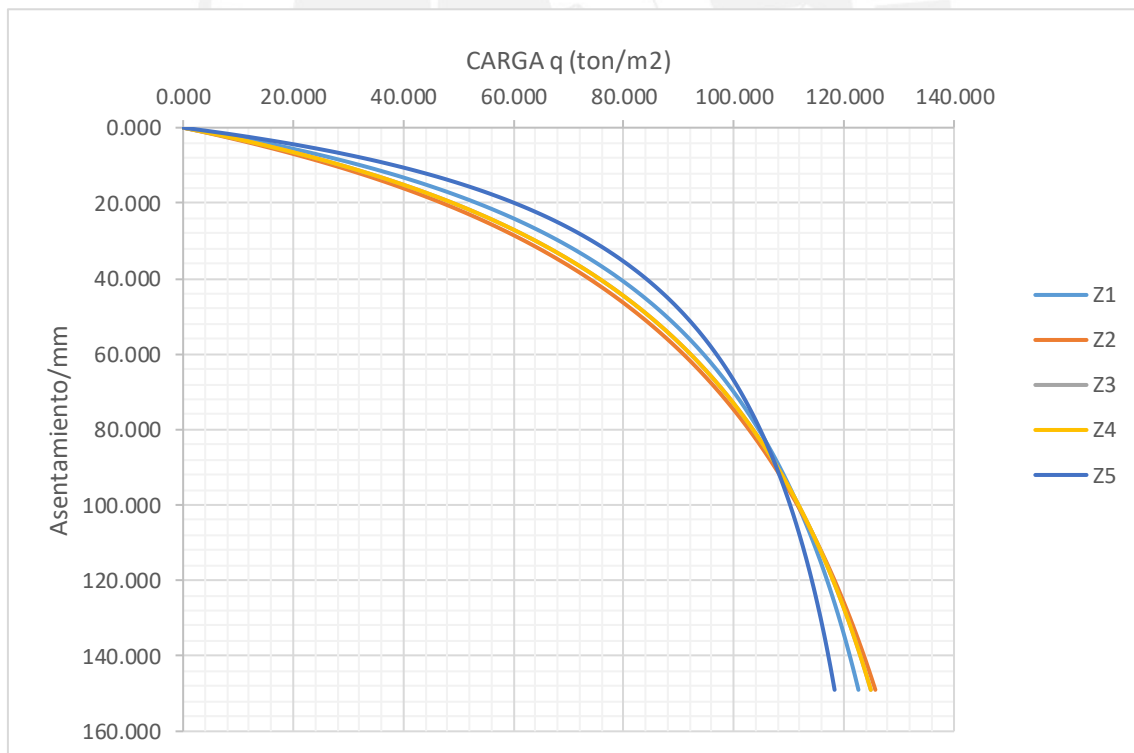


Figura 30. Curvas hiperbólicas correspondientes a cada zapata. (Propia)

3.2.4. Proceso iterativo

Para realizar este proceso, se utiliza, de manera conjunta, una hoja de cálculo de Excel y el programa de modelamiento, ETABS 2016. La serie iterativa consiste en asignar, en la base del pórtico, un resorte con un coeficiente de rigidez obtenido de la curva hiperbólica construida anteriormente. De esta forma, el suelo se modela con resortes en la base y se ‘corre’ el programa.

Luego de obtener las nuevas fuerzas en las bases, estas se utilizan para obtener un nuevo coeficiente de rigidez a partir de la curva hiperbólica. Esto se repite hasta que los resultados converjan, es decir, hasta que la diferencia entre las fuerzas que llegan a la base sea menor al 1%. A continuación, se muestra, paso a paso, el procedimiento seguido.

Primera iteración: Obtención del coeficiente de rigidez del suelo

En primer lugar, a partir de las ecuaciones de la curva hiperbólica, se calcula el asentamiento producido debido a la carga que llegan a las zapatas. Se deduce la siguiente ecuación:

$$p = \frac{s}{a + b * s} \rightarrow pa + pbs = s$$

$$p * a = s(1 - p * b)$$

$$s = \frac{p * a}{1 - p * b}$$

Se ejemplifica para la primera zapata, Z_1 . Como ya se había calculado anteriormente, esta cimentación posee un ancho, B , de 1.75m. Además, la carga aplicada, Q_v , es de 56.92 ton, y los parámetros de su curva hiperbólica, a y b , son 0.000244 y 0.00652 respectivamente. De este modo, se calcula el asentamiento respectivo:

$$s = \frac{p * a}{1 - p * b} = \frac{\left(\frac{Q_v}{B^2}\right) * a}{1 - \left(\frac{Q_v}{B^2}\right) * b}$$

$$s = \frac{\left(\frac{56.92}{1.75^2}\right) * 0.000244}{1 - \left(\frac{56.92}{1.75^2}\right) * 0.00652} = 0.00516m$$

$$s = 0.516 \text{ cm}$$

Luego, para obtener el coeficiente de rigidez que se asignará a cada una de las bases del pórtico, se aplica la definición de coeficiente de rigidez:

$$k = \frac{Q_v}{s}$$

A modo de ejemplo, se calcula el coeficiente de la primera zapata:

$$k_1 = \frac{56.92}{0.00516} = 11023.28 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Tabla 14. Asentamientos hiperbólicos y coeficientes de rigidez iniciales para la primera iteración.

ZAPATA	1	2	3	4	5
Q, ton	56.92	93.41	80.08	79.75	34.84
δ, cm	0.516	0.668	0.617	0.614	0.417
K, ton/m	11,023.28	13,973.46	12,987.74	12,994.77	8,345.76

Fuente: Propia

Estos valores de coeficiente de rigidez son introducidos al programa ETABS, utilizando el comando “Assign / Joint / Springs”. Cada valor ingresa como traslación en z, puesto que solo se permite movimiento en dicha dirección.

Figura 31. Cuadro para insertar la rigidez de cada resorte generado (Propia)

Luego, se selecciona cada base con su respectivo coeficiente de rigidez, se restringe el movimiento en el resto de direcciones que no sea z y se ‘corre’ el programa:



Figura 32. Base del pórtico con los resortes asignados (Propia)

Se obtienen las nuevas cargas:

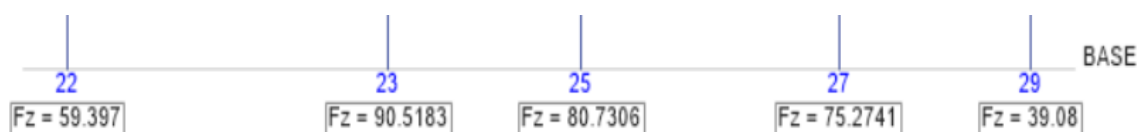


Figura 33. Fuerzas obtenidas en la primera iteración (Propia)

Se evalúa la variación entre las primeras cargas y las calculadas recientemente:

$$\%Variación = \frac{Q_1 - Q_0}{Q_0}$$

Un resultado positivo denotará un aumento en el valor evaluado, mientras que, si el porcentaje de variación es negativo, entonces se hace referencia a una disminución del valor estimado.

Tabla 15. Variación entre las cargas del modelo preliminar y los de la primera iteración

ZAPATA	1	2	3	4	5
Q_0, ton	56.92	93.41	80.08	79.75	34.84
Q_1, ton	59.40	90.52	80.73	75.27	39.08
$\%Variación$	4.36	-3.09	0.81	-5.62	12.17

Fuente: Propia

Se observa que solo la zapata Z_3 cumple con una variación menor al 1%. Por lo tanto, se procederá a hacer una segunda iteración con los nuevos valores de carga.

Segunda iteración

Se realiza el mismo procedimiento anterior. La única diferencia es que se han cambiado las cargas que llegan a cada zapata.

Tabla 16. Asentamientos hiperbólicos y coeficientes de rigidez para la segunda iteración

ZAPATA	1	2	3	4	5
Q, ton	59.40	90.52	80.73	75.27	39.08
δ, cm	0.54	0.65	0.62	0.58	0.48
$K, ton/m$	10,957.11	14,028.96	12,973.91	13,090.11	8,183.96

Fuente: Propia

Se introducen estos nuevos valores al modelo y se obtienen las siguientes fuerzas:

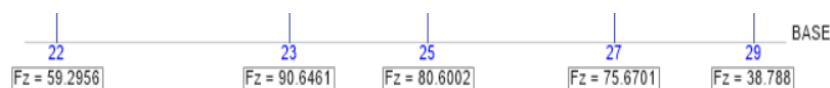


Figura 34. Fuerzas obtenidas en la segunda iteración (Propia)

Nuevamente se evalúa la variación entre las cargas para determinar si los resultados son los óptimos o no.

Tabla 17. Variación entre las cargas de la primera y segunda iteración

ZAPATA	1	2	3	4	5
Q_1, ton	59.40	90.52	80.73	75.27	39.08
Q_2, ton	59.30	90.64	80.60	75.67	38.79
%Variación	0.17	0.13	0.16	0.53	0.74

Fuente: Propia

Como se puede observar, se cumple la premisa de que los porcentajes de variación son menores al 1%. Para obtener una mayor precisión, se realiza una tercera iteración. En este caso, aunque no es necesario, estese realiza para verificar que la convergencia de los valores.

Tercera iteración

El procedimiento es el mismo, por lo tanto, solo se presentan los resultados.

Tabla 18. Asentamientos hiperbólicos y coeficientes de rigidez para la tercera iteración

ZAPATA	1	2	3	4	5
Q, ton	59.30	90.64	80.60	75.67	38.79
δ, cm	0.54	0.65	0.62	0.58	0.47
$K, ton/m$	10,959.78	14,026.65	12,976.68	13,081.60	8,195.03

Fuente: Propia

Las fuerzas obtenidas son las siguientes:

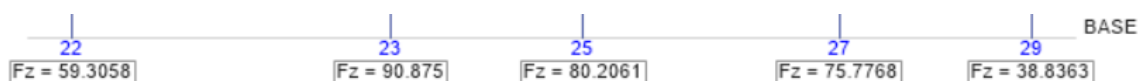


Figura 35. Fuerzas obtenidas en la tercera iteración (Propia)

Por último, las variaciones finales obtenidas son:

Tabla 19. Variación entre las cargas de la segunda y tercera iteración

ZAPATA	1	2	3	4	5
Q_2, ton	59.30	90.64	80.60	75.67	38.79
Q_3, ton	59.30	90.88	80.20	75.78	38.84
%Variación	0.00	0.26	0.50	0.15	0.13

Fuente: Propia

Estos valores de carga serán los finales del modelo. Estos son los que serán comparados con los iniciales para el análisis de esta investigación.



4. RESULTADOS

4.1. Asentamientos y fuerzas externas

Como se mostró anteriormente, la columna más cargada es aquella que, según el diseño tradicional, posee el mayor asentamiento (0.8 cm) para los anchos de zapata y distorsión angular máximo establecida. A partir de los resultados de esa zapata, se realiza el diseño de las demás, ya que es la más crítica. De esta manera, el siguiente análisis muestra la variación de las cargas y asentamientos respecto a los resultados de la zapata Z_2 .

Tabla 20. Diferencia porcentual de las cargas del modelo preliminar respecto a la columna más cargada

ZAPATA	1	2	3	4	5
Q, ton	56.92	93.41	80.08	79.75	34.84
Variación con Z_2	39.1%	-	14.3%	14.6%	62.7%

Fuente: Propia

Tabla 21. Diferencia porcentual de los asentamientos preliminares respecto al mayor de todos

ZAPATA	1	2	3	4	5
δ , cm	0.64	0.80	0.74	0.74	0.55
Variación con Z_2	19.4%	-	6.9%	7.3%	31.8%

Fuente: Propia

Los resultados de las tablas anteriores muestran una relación prácticamente lineal entre las variaciones de las cargas y los asentamientos. En base a esos valores, se verifica la premisa inicial de la linealidad en el diseño geotécnico convencional.

Asimismo, se comparan los resultados de asentamientos según la metodología habitual y los obtenidos mediante el procedimiento de iteraciones con la curva hiperbólica.

Tabla 22. Variación de los asentamientos según metodología habitual y los obtenidos de la última iteración a partir de la curva hiperbólica.

ZAPATA	1	2	3	4	5
δ_0 , cm	0.64	0.80	0.74	0.74	0.55
δ_f , cm	0.54	0.65	0.62	0.58	0.47
Variación (%)	-16.1%	-19.0%	-17.0%	-21.9%	-13.2%

Fuente: Propia

La última tabla muestra que los resultados de asentamientos finales, δ_f , obtenidos mediante la curva hiperbólica, son menores a los del diseño convencional, δ_0 , en aproximadamente un 20%. Así, tal como se expuso anteriormente, se verifica lo que diversos autores, como Braja Das, Li Ren-Ping y Jie Liu, afirman: que los métodos tradicionales sobreestiman los asentamientos.

Los resultados anteriores también muestran la variación que existe entre asumir el modelo estructural del pórtico con resortes en su base, en vez del típico modelo empotrado. Para lograr dichos resultados fue necesario un proceso de iteraciones. No obstante, para cada iteración, se analiza con detalle las distintas variaciones entre los resultados de cada proceso.

Tabla 23. Variación de los asientos hiperbólicos de la 3ra iteración respecto a la primera.

ZAPATA	1	2	3	4	5
δ antes de 1ra iteración, cm	0.52	0.67	0.62	0.61	0.42
δ luego de 3ra iteración, cm	0.54	0.65	0.62	0.58	0.47
Variación	4.8%	-3.1%	0.2%	-5.6%	13.6%

Fuente: Propia

Tabla 24. Variación de las cargas de la tercera iteración (última) respecto a la primera.

ZAPATA	1	2	3	4	5
Q antes de 1ra iteración, ton	56.92	93.41	80.08	79.75	34.84
Q luego de 3ra iteración, ton	59.30	90.88	80.20	75.78	38.84
Variación	4.2%	-2.7%	0.2%	-5.0%	11.5%

Fuente: Propia

Las últimas tablas reflejan las variaciones que tienen los resultados de carga y asentamiento antes y después de realizar las iteraciones. Si bien es cierto que no es mucha la magnitud de dichas variaciones, esos números demuestran que al interior de la estructura existe un reacomodo de las cargas (momentos flectores, fuerzas axiales y cortantes). Esa nueva distribución de fuerzas internas se analiza a detalle en los siguientes párrafos.

La columna más cargada, Z_2 , muestra una disminución de su carga y del valor de su asentamiento luego de la última iteración. Esto se debe a que, generalmente, en los elementos estructurales más cargados, y con mayores asentamientos, existe una relajación que disminuye sus fuerzas internas. Por lo tanto, esas nuevas solicitaciones, producto de la redistribución, resultan menores que los valores iniciales. No obstante, debido al efecto de que el sistema está equilibrado, la carga que pierde el elemento Z_2 se reparte hacia las otras zapatas, aumentando sus valores.

Del mismo modo, se observa que un mayor porcentaje de la carga perdida por la columna 2 se transmite a la columna 5, que es la menos cargada. La variación de dichas fuerzas es aproximadamente 12%. No obstante, la columna 2 sigue siendo la más cargada del conjunto. Debido a aquello, y al igual que en los casos anteriores (Tabla 20 y Tabla 21), se mide la variación de la carga de cada columna respecto a la que recibe el elemento más cargado, Z_2 . Se realiza el mismo procedimiento con los valores de los asentamientos de cada cimentación.

Tabla 25. Diferencia porcentual de las cargas del modelo final (luego de la tercera iteración) con respecto a la carga más alta.

ZAPATA	1	2	3	4	5
Q, ton	59.30	90.88	80.20	75.78	38.84
Variación con Z ₂	34.7%	-	11.8%	16.6%	57.3%

Fuente: Propia

Tabla 26. Diferencia porcentual de los asentamientos hiperbólicos del modelo final con respecto a la más cargada

ZAPATA	1	2	3	4	5
δ , cm	0.54	0.65	0.62	0.58	0.47
Variación con Z ₂	16.5%	-	4.7%	10.6%	26.9%

Fuente: Propia

Se puede notar claramente la diferencia de los resultados de las Tablas 20 y 21, las cuales no consideran la interacción suelo estructura, con los valores de las Tablas 25 y 26 que por el contrario, sí toman en cuenta dicho vínculo. Así, mientras que en el primer caso existe una relación lineal de aproximadamente el doble, entre las variaciones de carga y asentamiento; en este último caso, la relación no es lineal. Esto se verifica al observar los resultados de la columna 4, donde la relación entre los porcentajes de variación de carga y variación de asentamientos es de aproximadamente 1.5 y, para la columna 3, la misma relación es de aproximadamente 2.5.

4.2. Resultados de variación de fuerzas internas

4.2.1. Resultados de variación de fuerzas internas en vigas

Para el caso de las vigas, las solicitaciones internas que se analizan en cada tramo son la fuerza axial, la fuerza cortante y los momentos flectores. Sin embargo, como no se consideran fuerzas sísmicas en el pórtico de estudio, los resultados de fuerza axial,

obtenidos en los elementos estructurales horizontales, toman valores relativamente pequeños en comparación con otros elementos. Debido a esto, el análisis de variación de carga, en los dos escenarios, se realiza con mayor énfasis a los valores obtenidos de los momentos flectores y las fuerzas cortantes.

El pórtico en análisis está compuesto por 4 pisos y una azotea. Es decir, existen 4 vigas en la estructura (V_1 , para la viga del primer techo; V_2 , para la viga del segundo techo, y así sucesivamente para las demás, V_3 y V_4). Además, existen 5 columnas en la estructura aperticada, es decir, cada viga se encuentra dividida en 4 tramos. En suma, el análisis de la variación de fuerzas internas se realiza para un total de 16 tramos de viga.

Para un mejor entendimiento, se establece una nomenclatura particular en los tramos de análisis. Esta responde a la combinación de los nombres de viga, y de los tramos que se evalúan. Así, iniciando de izquierda a derecha, una viga se dividirá en los tramo 1, 2, 3 y 4. Por ejemplo, el tramo 1 de la viga 1 se define como V_{11} ; el tramo 2 de la viga 1, V_{12} y así sucesivamente hasta llegar al tramo 4 de la viga 4, el cual se será V_{44} .



Figura 36. Distribución de tramos de vigas en la estructura (Propia)

Por otro lado, para analizar los momentos flectores de cada tramo de viga, se utiliza tres valores distintos. De la misma manera, para seguir un orden establecido, estos 3

momentos siguen la siguiente denominación: M_1^- , M_2^- y M^+ , donde los dos primeros símbolos, M_1^- y M_2^- , representan los máximos momentos negativos, ubicados en los extremos del tramo de viga analizado, y el tercer símbolo, M^+ , es el máximo momento de magnitud positiva que se ubica en la zona intermedia del tramo de viga.

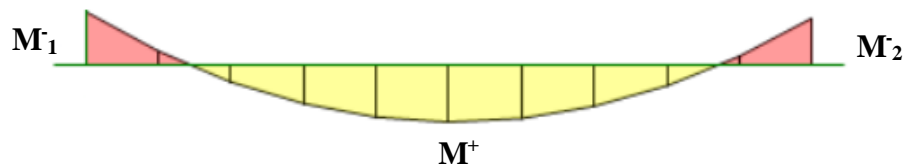


Figura 37. Momentos flectores en una viga (Propia)

El mismo proceso se realiza para la denominación de las otras fuerzas de análisis: axial y cortante. Para el caso de las fuerzas cortantes, existen 2 valores importantes en la evaluación de cada tramo. Ambos son los máximos resultados que se obtienen en los extremos y responden a las denominaciones V^- y V^+ . El primero responde al valor de la máxima cortante negativa que, generalmente se encuentra en el extremo izquierdo. Por otro lado, el segundo valor es el máximo resultado de la fuerza cortante en el tramo de análisis.



Figura 38. Fuerzas cortantes en una viga (Propia)

Por último, para el análisis de las fuerzas normales en el tramo evaluado, solo es necesario usar el símbolo N , debido a que este valor es constante en todo el elemento.

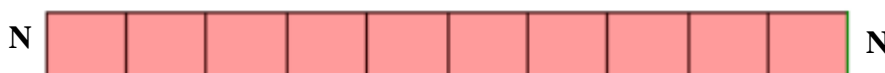


Figura 39. Fuerza axial en una viga (Propia)

VIGA DEL PRIMER TECHO (V_1)

Tabla 27. Momentos del modelo preliminar y final de la viga del primer techo.

	MOMENTOS PRIMER TECHO (ton.m)											
	V11			V12			V13			V14		
	M-1	M+	M-2	M-1	M+	M-2	M-1	M+	M-2	M-1	M+	M-2
Posición, Z (m)	0.2	2.5	4.8	5.2	6.6	7.8	8.2	10.0	11.8	12.2	13.6	14.8
Sin ISE	-7.4	7.6	-8.9	-4.5	1.0	-3.5	-5.1	4.5	-5.2	-3.1	2.4	-2.2
Con ISE	-8.7	7.7	-7.5	-4.2	1.2	-3.4	-5.0	4.7	-5.0	-1.7	2.4	-3.6
Variación (%)	17.9	0.7	-15.6	-7.3	19.1	-1.2	-2.2	3.4	-3.8	-45.9	0.0	63.3

Fuente: Propia

Tabla 28. Fuerzas cortantes del modelo preliminar y final de la viga del primer techo.

	CORTANTES PRIMER TECHO (ton)							
	V11		V12		V13		V14	
	V-	V+	V-	V+	V-	V+	V-	V+
Posición, Z (m)	0.2	4.8	5.2	7.8	8.2	11.8	12.2	14.8
Sin ISE	13.5	14.1	8.2	7.4	10.8	10.8	8.2	7.4
Con ISE	14.1	13.5	8.1	7.5	10.8	10.8	7.1	8.5
Variación (%)	4.4	-4.2	-1.4	1.5	0.2	-0.2	-13.3	14.5

Fuente: Propia

Tabla 29. Fuerzas axiales del modelo preliminar y final de la viga del primer techo.

	AXIAL PRIMER TECHO (ton)			
	V11	V12	V13	V14
	N	N	N	N
Sin ISE	2.8	1.2	1.9	1.1
Con ISE	3.2	2.0	2.6	1.5
Variación (%)	14.2	63.6	41.2	35.9

Fuente: Propia

En primer lugar, respecto a la variación de los momentos flectores, se observa que las variaciones más representativas ocurren en los extremos del elemento estructural. Al lado derecho, en los últimos tramos de la viga, los cambios son bastante abruptos. Esto se debe

a que los momentos son pequeños y, por consiguiente, las variaciones tienden a ser mayores. Asimismo, más del 50% de los valores analizados aumentan respecto a los que no consideran la interacción suelo estructura.

En segundo lugar, respecto a la variación de las fuerzas cortantes, el mayor cambio también ocurre en los extremos de los elementos. Además, al igual que los momentos flectores, más del 50% de las fuerzas cortantes analizadas aumentan respecto a las que no consideran la interacción suelo estructura.

Por otro lado, si bien las fuerzas axiales no son las más relevantes en las vigas, por lo mencionado anteriormente, se observa un gran incremento en el valor de este parámetro. Esto se debe a que los valores han tomado magnitudes demasiado pequeñas debido a la no consideración de las fuerzas sísmicas.

Finalmente, como los momentos son las fuerzas que predominan en el diseño estructural de las vigas, se presenta a continuación la Figura 40, la cual mejora la visualización de los resultados de variación obtenidos.

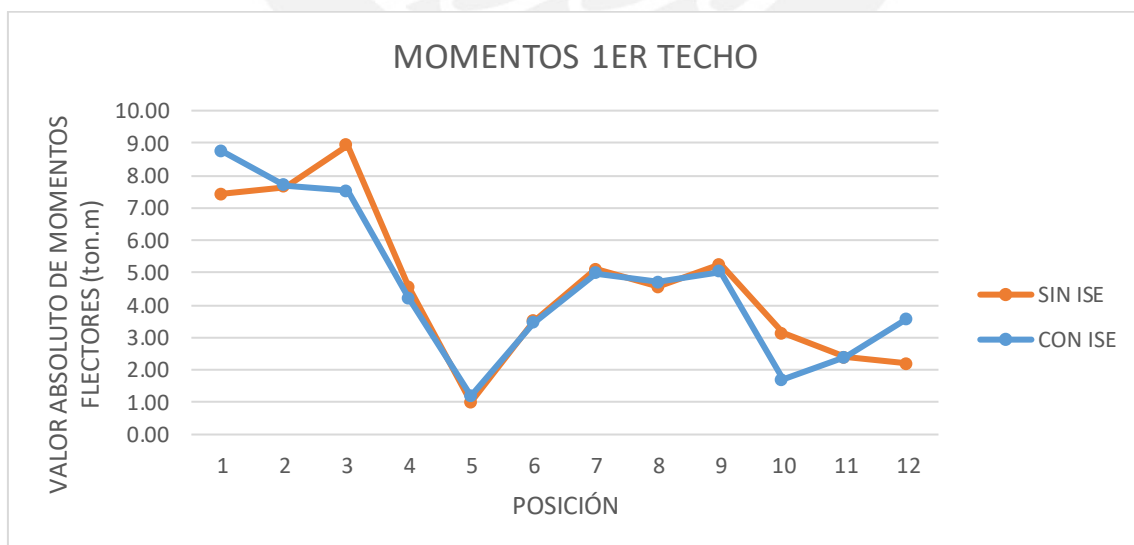


Figura 40. Variación de momentos en la viga del primer techo. (Propia)

VIGA DEL SEGUNDO TECHO (V_2)

Tabla 30. Momentos del modelo preliminar y final de la viga del segundo techo.

	MOMENTOS SEGUNDO TECHO (ton.m)											
	V21			V22			V23			V24		
	M-1	M+	M-2	M-1	M+	M-2	M-1	M+	M-2	M-1	M+	M-
Posición, Z (m)	0.2	2.5	4.8	5.2	6.5	7.8	8.2	10.0	11.8	12.2	13.5	14.8
Sin ISE	-8.5	7.3	-8.6	-3.8	1.4	-3.5	-5.5	4.4	-5.1	-2.3	2.3	-3.0
Con ISE	-10.0	7.2	-7.1	-3.7	1.5	-3.4	-5.3	4.6	-5.0	-0.9	2.4	-4.5
Variación (%)	17.8	-0.9	-17.6	-3.6	10.2	-5.0	-3.0	3.1	-1.8	-62.4	3.5	47.3

Fuente: Propia

Tabla 31. Fuerzas cortantes del modelo preliminar y final de la viga del segundo techo.

	CORTANTES SEGUNDO TECHO (ton)							
	V21		V22		V23		V24	
	V-	V+	V-	V+	V-	V+	V-	V+
Posición, Z (m)	0.2	4.8	5.2	7.8	8.2	11.8	12.2	14.8
Sin ISE	13.8	13.8	7.9	7.7	10.9	10.7	7.5	8.1
Con ISE	14.4	13.2	7.9	7.7	10.9	10.7	6.4	9.2
Variación (%)	4.8	-4.8	0.2	-0.2	-0.2	0.2	-14.7	13.7

Fuente: Propia

Tabla 32. Fuerzas axiales del modelo preliminar y final de la viga del segundo techo.

	AXIAL SEGUNDO TECHO (ton)			
	V21	V22	V23	V24
	N	N	N	N
Sin ISE	-0.4	-0.4	0.0	0.0
Con ISE	-0.5	0.0	-0.1	-0.1
Variación (%)	1.86	-12.43	-92.3	63.52

Fuente: Propia

En primer lugar, respecto a la variación de los momentos flectores, se observa que las variaciones más representativas ocurren en los extremos del elemento estructural. Al lado izquierdo, en los últimos tramos del elemento, los cambios son bastante abruptos. Esto se

debe a que en esa zona los momentos son pequeños y, por consiguiente, los cambios en porcentaje tienden a ser mayores. Asimismo, más del 40% de los valores analizados aumentan respecto a los que no consideran la interacción suelo estructura.

En segundo lugar, respecto a la variación de las fuerzas cortantes, el mayor cambio ocurre también en los tramos extremos de las vigas. Además, más del 50% de las fuerzas cortantes analizadas aumentan respecto a las que no consideran la interacción suelo estructura.

Por otro lado, si bien las fuerzas axiales no son las más relevantes en las vigas, por lo mencionado anteriormente, se observa un gran incremento en el valor de este parámetro. Esto se debe a que los valores han tomado magnitudes demasiado pequeñas debido a la no consideración de las fuerzas sísmicas.

Finalmente, como los momentos son las fuerzas que predominan en el diseño estructural de las vigas, se presenta a continuación la Figura 41, la cual mejora la visualización de los resultados de variación obtenidos.

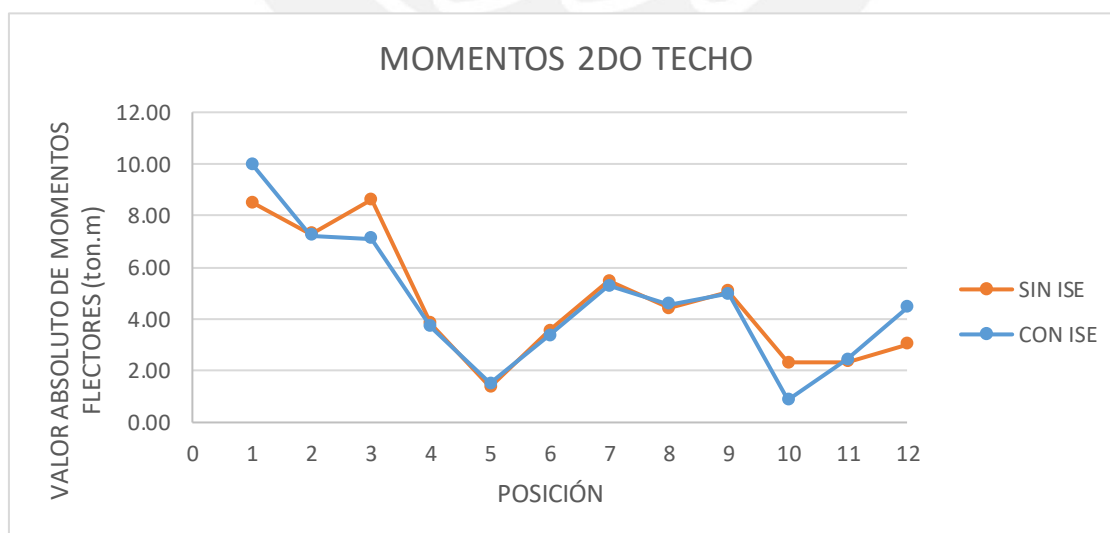


Figura 41. Variación de momentos en la viga del segundo techo. (Propia)

VIGA DEL TERCER TECHO (V_3)

Tabla 33. Momentos del modelo preliminar y final de la viga del tercer techo.

	MOMENTOS TERCER TECHO (ton.m)											
	V31			V32			V33			V34		
	M-1	M+	M-2	M-1	M+	M-2	M-1	M+	M-2	M-1	M+	M-
Posición, Z (m)	0.2	2.5	4.8	5.2	6.5	7.8	8.2	10.0	11.8	12.2	13.4	14.8
Sin ISE	-8.8	7.3	-8.4	-3.7	1.4	-3.6	-5.6	4.4	-4.9	-2.0	2.3	-3.4
Con ISE	-10.3	7.2	-6.9	-3.5	1.6	-3.4	-5.4	4.6	-4.9	-0.6	2.5	-4.8
Variación (%)	17.2	-1.1	-17.9	-3.0	10.2	-5.6	-3.7	3.0	-0.8	-70.8	6.6	41.8

Fuente: Propia

Tabla 34. Fuerzas cortantes del modelo preliminar y final de la viga del tercer techo.

	CORTANTES TERCER TECHO (ton)							
	V31		V32		V33		V34	
	V-	V+	V-	V+	V-	V+	V-	V+
Posición, Z (m)	0.2	4.8	5.2	7.8	8.2	11.8	12.2	14.8
Sin ISE	13.9	13.7	7.8	7.8	11.0	10.6	7.3	8.3
Con ISE	14.5	13.1	7.8	7.8	10.9	10.7	6.2	9.4
Variación (%)	4.7	-4.8	0.4	-0.4	-0.4	0.4	-14.9	13.0

Fuente: Propia

Tabla 35. Fuerzas axiales del modelo preliminar y final de la viga del tercer techo.

	AXIAL TERCER TECHO (ton)			
	V31	V32	V33	V34
	N	N	N	N
Sin ISE	1.0	0.4	0.6	0.4
Con ISE	1.2	0.6	0.8	0.5
Variación (%)	14.1	47.4	29.3	26.2

Fuente: Propia

En primer lugar, respecto a la variación de los momentos flectores, se observa que las variaciones más representativas ocurren en los extremos del elemento estructural. Al lado izquierdo, en los últimos tramos del elemento, los cambios son bastante abruptos. Esto se debe a que en esa zona los momentos son pequeños y, por consiguiente, los cambios en

porcentaje tienden a ser mayores. Asimismo, más del 40% de los valores analizados aumentan respecto a los que no consideran la interacción suelo estructura.

En segundo lugar, respecto a la variación de las fuerzas cortantes, los mayores cambios también ocurren en los tramos extremos del elemento. Asimismo, no se observan variaciones notables en los tramos internos de la viga. Aun así, más del 50% de las fuerzas cortantes analizadas aumentan su valor respecto a las que no consideran la interacción suelo estructura.

Por otro lado, si bien las fuerzas axiales no son las más relevantes en las vigas, por lo mencionado anteriormente, se observa un gran incremento en el valor de este parámetro. Esto se debe a que los valores han tomado magnitudes demasiado pequeñas debido a la no consideración de las fuerzas sísmicas.

Finalmente, como los momentos son las fuerzas que predominan en el diseño estructural de las vigas, se presenta a continuación la Figura 42, la cual mejora la visualización de los resultados de variación obtenidos.

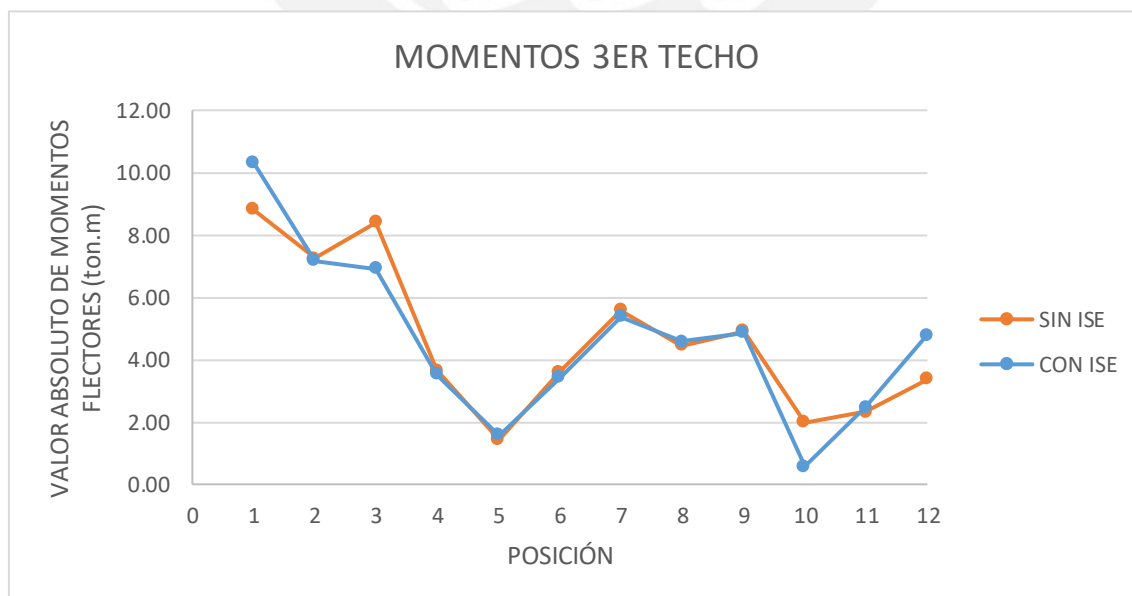


Figura 42. Variación de momentos en la viga del tercer techo. (Propia)

VIGA DEL CUARTO TECHO (V_4)

Tabla 36. Momentos del modelo preliminar y final de la viga del tercer techo.

	MOMENTOS CUARTO TECHO (ton.m)											
	V41			V42			V43			V44		
	M-1	M+	M-2	M-1	M+	M-2	M-1	M+	M-2	M-1	M+	M-
Posición, Z (m)	0.2	2.4	4.8	5.2	6.5	7.8	8.2	10.0	11.8	12.2	13.5	14.8
Sin ISE	-5.5	7.0	-6.9	-4.1	0.5	-3.3	-4.3	4.0	-3.8	-2.2	2.2	-6.4
Con ISE	-6.6	7.0	-5.8	-3.7	0.7	-3.2	-4.2	4.2	-3.6	-1.2	2.2	-2.8
Variación (%)	19.1	1.1	-16.8	-8.4	44.7	-3.7	-3.1	5.1	-5.3	-45.7	0.5	-56.5

Fuente: Propia

Tabla 37. Fuerzas cortantes del modelo preliminar y final de la viga del tercer techo.

	CORTANTES CUARTO TECHO (ton)							
	V41		V42		V43		V44	
	V-	V+	V-	V+	V-	V+	V-	V+
Posición, Z (m)	0.2	4.8	5.2	7.8	8.2	11.8	12.2	14.8
Sin ISE	11.2	11.8	6.8	6.2	9.2	8.8	6.6	6.4
Con ISE	11.7	11.3	6.7	6.3	9.2	8.8	5.9	7.1
Variación (%)	4.3	-4.1	-1.2	1.4	0.2	-0.2	-11.0	11.3

Fuente: Propia

Tabla 38. Fuerzas axiales del modelo preliminar y final de la viga del tercer techo.

	AXIAL CUARTO TECHO (ton)			
	V41	V42	V43	V44
	N	N	N	N
Sin ISE	-4.7	-2.3	-3.3	-2.0
Con ISE	-5.4	-3.5	-4.5	-2.6
Variación (%)	14.3	53.2	36.6	31.5

Fuente: Propia

En primer lugar, respecto a la variación de los momentos flectores, se observa que las variaciones más representativas ocurren en los extremos del elemento estructural. Al lado izquierdo, en los últimos tramos del elemento, los cambios son bastante abruptos.

Asimismo, más del 40% de los valores analizados aumentan respecto a los que no consideran la interacción suelo estructura.

En segundo lugar, respecto a la variación de las fuerzas cortantes, los mayores cambios también ocurren en los tramos extremos del elemento. Asimismo, no se observan variaciones notables en los tramos internos de la viga. Aun así, más del 50% de las fuerzas cortantes analizadas aumentan su valor respecto a las que no consideran la interacción suelo estructura.

Por otro lado, si bien las fuerzas axiales no son las más relevantes en las vigas, por lo mencionado anteriormente, se observa un gran incremento en el valor de este parámetro. Esto se debe a que los valores han tomado magnitudes demasiado pequeñas debido a la no consideración de las fuerzas sísmicas.

Finalmente, como los momentos son las fuerzas que predominan en el diseño estructural de las vigas, se presenta a continuación la Figura 43, la cual mejora la visualización de los resultados de variación obtenidos.

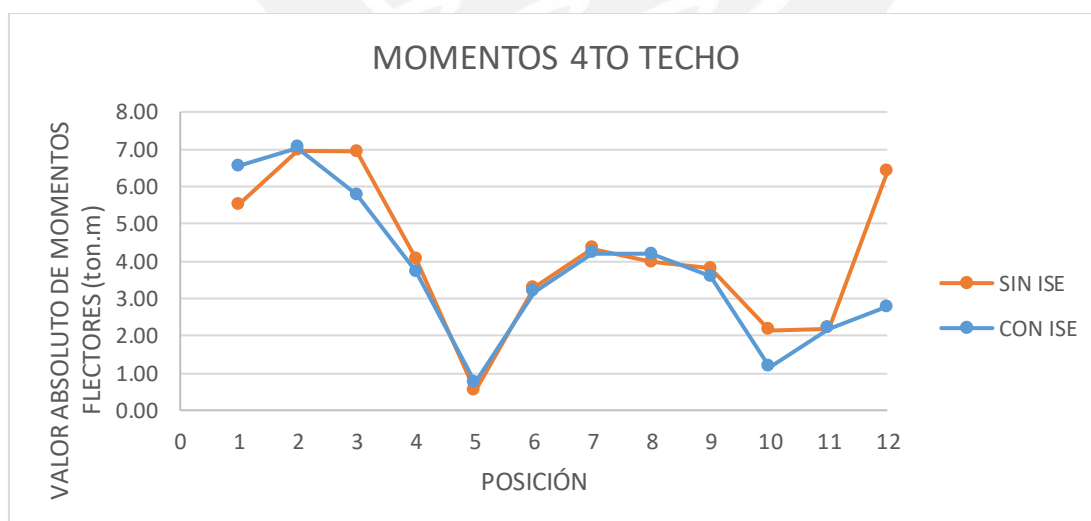


Figura 43. Variación de momentos en la viga del cuarto techo. (Propia)

4.2.2. Resultados de variación de fuerzas internas en columnas

Al igual que el análisis realizado en los elementos estructurales horizontales, las solicitaciones internas que se verifican en cada tramo de las columnas son la fuerza axial, la fuerza cortante y los momentos flectores. Sin embargo, existe el mismo problema que en el caso de las vigas. Como no se consideran fuerzas sísmicas en la estructura, los valores de la fuerza cortante, en las columnas, son valores relativamente pequeños en comparación con los otros elementos. Es por eso que, en el análisis de los resultados de variación de fuerzas, entre los dos escenarios de estudio, se realiza un mayor énfasis en los cambios existentes en las fuerzas axiales y momentos flectores.

El pórtico en análisis está compuesto por 4 pisos y una azotea. Es decir, existen 4 vigas en la estructura que están divididas en tramos debido a las columnas de soporte. En total, existen 5 columnas. Tomando de izquierda a derecha, estas se han enumerado como C_1 , C_2 , y así sucesivamente hasta llegar a C_5 . Además, al ser el pórtico de 4 pisos, cada columna se encuentra dividida por 4 tramos. Entonces, el análisis de variación de las cargas internas en las columnas se realiza para un total de 20 tramos de columna.

Para un mejor entendimiento, se establece una nomenclatura particular en los tramos de análisis. Esta responde a la combinación de los nombres de columna y de los tramos que se evalúan. Tomando de abajo hacia arriba, una columna se divide en los tramos 1, 2, 3 y 4. Así, el tramo 1 de la columna 1 quedará dispuesto por C_{11} , el tramo 2 de la viga 1, C_{12} y así sucesivamente hasta llegar al tramo 4 de la viga 5 que se llamará C_{54} .

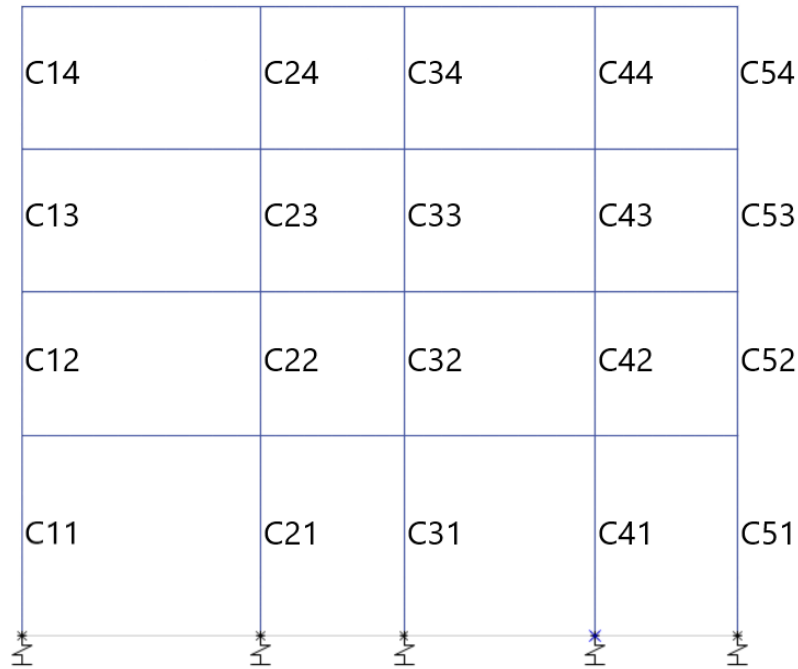


Figura 44. Distribución de tramos de columnas en la estructura (Propia)

A diferencia de los elementos estructurales horizontales, el análisis de los momentos flectores, en cada tramo de columna, muestra resultados con valores distintos. Los momentos de cada columna siguen la siguiente denominación: M^- y M^+ . Donde el primer símbolo, M^- , representa el máximo momento negativo ubicado en uno de los extremos del tramo de columna en análisis y, el segundo símbolo, M^+ , será el máximo momento de magnitud positiva que se ubicará en el otro extremo del tramo de columna analizada.



Figura 45. Fuerza cortante en una columna (Propia)

El mismo proceso se realiza para la denominación de las otras fuerzas de análisis, como son la fuerza cortante y la fuerza axial. En el caso de las fuerzas cortantes, ya no existe

dos valores importantes en la evaluación de cada tramo, como sucede en las vigas, sino sólo uno. Esto se debe, una vez más, a que no se sometió al pórtico a fuerzas horizontales de sismo. Entonces, la fuerza cortante de la viga responderá a la nomenclatura V , independientemente de si el valor es positivo o no.

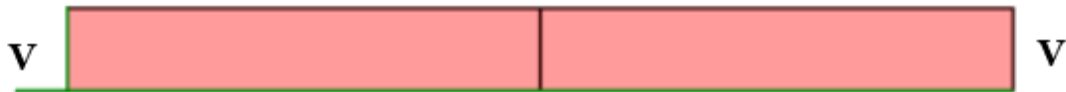


Figura 46. Fuerza cortante en una columna (Propia)

Asimismo, para el análisis de las fuerzas normales, que son las fuerzas más importantes en los elementos estructurales debido al posterior diseño por flexo compresión al que son sometidas las columnas, también es necesario usar sólo un símbolo para la nomenclatura, N , ya que el valor es constante en todo el tramo del elemento.

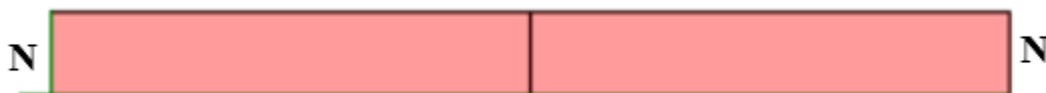


Figura 47. Fuerza axial en una columna (Propia)

PRIMERA COLUMNA

Tabla 39. Momentos del modelo preliminar y final de la primera columna.

	MOMENTOS PRIMERA COLUMNA (ton.m)							
	C11		C12		C13		C14	
	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+
Posición, Z (m)	-1.2	3.0	3.0	6.0	6.0	9.0	9.0	12.0
Sin ISE	-1.8	3.0	-6.5	3.8	-5.6	3.6	-6.3	5.5
Con ISE	-2.2	3.4	-7.5	4.3	-6.4	4.1	-7.1	6.3
Variación (%)	23.3	12.2	15.0	14.4	14.4	14.1	13.9	14.8

Fuente: Propia

Tabla 40. Fuerza cortante del modelo preliminar y final de la primera columna.

	CORTANTE PRIMERA COLUMNA (ton)			
	C11	C12	C13	C14
	V-	V-	V-	V-
Sin ISE	-1.3	-4.1	-3.7	-4.7
Con ISE	-1.5	-4.7	-4.2	-5.4
Variación (%)	16.0	14.8	14.2	14.3

Fuente: Propia

Tabla 41. Fuerza axial del modelo preliminar y final de la primera columna.

	AXIAL PRIMERA COLUMNA (ton)			
	C11	C12	C13	C14
	N	N	N	N
Sin ISE	56.9	42.3	27.3	12.2
Con ISE	59.3	44.0	28.4	12.7
Variación (%)	4.2	4.2	4.1	3.9

Fuente: Propia

En este caso, como las columnas suelen diseñarse por flexo-compresión, las fuerzas internas que más inciden son el momento flector y, sobre todo, las fuerzas axiales. No obstante, no se desprecian las fuerzas cortantes debido a que estas también forman parte del diseño del refuerzo, por ejemplo, de los estribos. Pero, como ya se mencionó, no se ha considerado fuerzas horizontales de sismo al inicio del análisis y, por lo tanto, las fuerzas obtenidas por cortante se desprecian. Es por eso que, no es eficiente analizar su variación.

Con respecto a los momentos, se observa un considerable aumento de la carga en los diferentes tramos de la columna. Además, en las fuerzas axiales, se nota que existe una pequeña variación porcentual, que es discutido más adelante a detalle. Por último, las fuerzas cortantes también presentan un aumento porcentual muy parecido al de los momentos flectores.

SEGUNDA COLUMNA

Tabla 42. Momentos del modelo preliminar y final de la segunda columna.

	MOMENTOS SEGUNDA COLUMNA (ton.m)							
	C21		C22		C23		C24	
	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-
Posición, Z (m)	-1.2	3.0	3.0	6.0	6.0	9.0	9.0	12.0
Sin ISE	1.0	-1.6	3.6	-2.2	2.7	-1.8	3.3	-2.7
Con ISE	0.7	-1.3	2.8	-1.7	1.9	-1.3	2.5	-2.1
Variación (%)	-34.0	-16.3	-22.9	-23.3	-28.4	-29.0	-23.6	-23.1

Fuente: Propia

Tabla 43. Fuerza cortante del modelo preliminar y final de la segunda columna.

	CORTANTE SEGUNDA COLUMNA (ton)			
	C21	C22	C23	C24
	V+	V+	V+	V+
Sin ISE	0.7	2.3	1.8	2.4
Con ISE	0.5	1.8	1.3	1.8
Variación (%)	-22.9	-22.6	-28.2	-23.4

Fuente: Propia

Tabla 44. Fuerza axial del modelo preliminar y final de la segunda columna.

	AXIAL SEGUNDA COLUMNA (ton)			
	C21	C22	C23	C24
	N	N	N	N
Sin ISE	93.4	68.7	44.5	20.6
Con ISE	90.9	66.8	43.3	20.0
Variación (%)	-2.7	-2.7	-2.7	-2.7

Fuente: Propia

Los momentos flectores de la segunda columna, a diferencia de los resultados de la primera, disminuyen aproximadamente en 25%. Sin embargo, dichos valores como magnitud, son relativamente pequeños. Además, respecto a las fuerzas axiales, se nota que existe un decremento porcentual bajo que, al igual que la columna anterior, se discute

más adelante. Por último, las fuerzas cortantes también presentan una disminución porcentual muy parecida al de los momentos flectores, pero que se analiza de forma distinta debido a que no se consideran las fuerzas horizontales.

TERCERA COLUMNA

Tabla 45. Momentos del modelo preliminar y final de la tercera columna.

	MOMENTOS TERCERA COLUMNA (ton.m)							
	C31		C32		C33		C34	
	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+
Posición, Z (m)	-1.2	3.0	3.0	6.0	6.0	9.0	9.0	12.0
Sin ISE	-0.3	0.7	-1.5	0.8	-1.3	0.8	-1.4	1.1
Con ISE	-0.4	0.5	-1.5	0.8	-1.3	0.8	-1.4	1.1
Variación (%)	33.3	-16.9	1.3	0.0	0.8	1.2	-1.5	-1.8

Fuente: Propia

Tabla 46. Fuerza cortante del modelo preliminar y final de la tercera columna.

	CORTANTE TERCERA COLUMNA (ton)			
	C31	C32	C33	C34
	V-	V-	V-	V-
Sin ISE	-0.3	-0.9	-0.8	-1.0
Con ISE	-0.3	-0.9	-0.8	-1.0
Variación (%)	3.8	1.1	1.2	-1.0

Fuente: Propia

Tabla 47. Fuerza axial del modelo preliminar y final de la tercera columna.

	AXIAL TERCERA COLUMNA (ton)			
	C31	C32	C33	C34
	N	N	N	N
Sin ISE	80.1	59.5	38.5	17.4
Con ISE	80.2	59.5	38.6	17.5
Variación (%)	0.2	0.0	0.1	0.6

Fuente: Propia

Los momentos flectores son pequeños y solo varían porcentualmente desde la base hasta el primer piso. Por otra parte, con respecto a las fuerzas axiales, no existe un cambio considerable y las fuerzas cortantes tampoco presentan un cambio perceptible.

CUARTA COLUMNA

Tabla 48. Momentos del modelo preliminar y final de la cuarta columna.

MOMENTOS CUARTA COLUMNA (ton.m)								
	C41		C42		C43		C44	
	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-
Posición, Z (m)	-1.2	3.0	3.0	6.0	6.0	9.0	9.0	12.0
Sin ISE	0.6	-0.8	1.7	-1.1	1.7	-1.2	1.9	-1.4
Con ISE	0.7	-1.3	2.5	-1.7	2.4	-1.7	2.7	-2.1
Variación (%)	23.6	66.7	50.3	47.4	47.0	43.6	43.9	44.1

Fuente: Propia

Tabla 49. Fuerza cortante del modelo preliminar y final de la cuarta columna.

CORTANTE CUARTA COLUMNA (ton)				
	C41	C42	C43	C44
	V+	V+	V+	V+
Sin ISE	0.4	1.1	1.1	1.3
Con ISE	0.5	1.7	1.7	1.9
Variación (%)	47.2	48.7	46.0	43.9

Fuente: Propia

Tabla 50. Fuerza axial del modelo preliminar y final de la cuarta columna.

AXIAL CUARTA COLUMNA (ton)				
	C41	C42	C43	C44
	N	N	N	N
Sin ISE	79.8	58.3	37.7	17.5
Con ISE	75.8	55.5	36.0	16.7
Variación (%)	-5.0	-4.9	-4.7	-4.2

Fuente: Propia

Los momentos flectores presentan un considerable aumento de valor, en especial al inicio del segundo piso. Por otra parte, con respecto a las fuerzas axiales, se nota que existe un decremento porcentual no tan alto y en las fuerzas cortantes también se aprecia un aumento porcentual muy parecido al de los momentos flectores.

QUINTA COLUMNA

Tabla 51. Momentos del modelo preliminar y final de la quinta columna.

	MOMENTOS QUINTA COLUMNA (ton.m)							
	C51		C52		C53		C54	
	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-
Posición, Z (m)	-1.2	3.0	3.0	6.0	6.0	9.0	9.0	12.0
Sin ISE	0.8	1.1	2.4	1.6	2.4	1.6	2.7	2.3
Con ISE	0.9	1.7	3.3	2.2	3.2	2.1	3.6	3.0
Variación (%)	22.4	50.9	38.6	34.4	33.9	31.3	31.0	32.3

Fuente: Propia

Tabla 52. Fuerza cortante del modelo preliminar y final de la quinta columna.

	CORTANTE QUINTA COLUMNA (ton)			
	C51	C52	C53	C54
	V+	V+	V+	V+
Sin ISE	0.5	1.6	1.6	2.0
Con ISE	0.7	2.2	2.1	2.6
Variación (%)	39.2	37.5	33.3	31.5

Fuente: Propia

Tabla 53. Fuerza axial del modelo preliminar y final de la quinta columna.

	AXIAL QUINTA COLUMNA (ton)			
	C51	C52	C53	C54
	N	N	N	N
Sin ISE	34.8	26.2	16.9	7.4
Con ISE	38.8	29.1	18.7	8.1
Variación (%)	11.5	11.1	10.7	9.7

Fuente: Propia

Los momentos flectores poseen un considerable aumento en su valor, en especial al inicio del segundo piso. Por otra parte, con respecto a las fuerzas axiales, se nota que existe un aumento considerable en su valor. Más adelante se verá que estas variaciones en la fuerza axial están completamente ligadas la mayoría de los resultados vistos hasta ahora.

Finalmente, como ya es de esperarse, las fuerzas cortantes también presentan un aumento porcentual muy parecido al de los momentos flectores, pero que no tendrá un análisis detallado debido a su baja magnitud.

4.2.3. Discusión de Resultados

Si bien es cierto que se han mostrado por separado los resultados de variación de carga de las vigas y columnas de la estructura, los es, también, que no se puede tratar los resultados por separado. Las variaciones existentes en los dos tipos de elementos estructurales, debido a la consideración de la interacción suelo estructura (ISE), están íntimamente ligados y depende uno de otros.

En la presente discusión de resultados, primero se realizará un análisis y discusión de las variaciones, tanto máximas y mínimas, de las vigas y columnas por separado, para poder comentar los posibles patrones que el reacomodo de cargas ha tomado, al considerar la interacción suelo-estructura. Ya al final de la sección, se dispondrán comentarios acerca de las posibles causas de esos resultados de variación, tratando de relacionar las variaciones de las vigas con las columnas.

Así, cuando se analizan las variaciones de momento flector (Tabla 27, 30, 33 y 36) y fuerza cortante (Tabla 28, 31, 34 y 37) en los elementos estructurales horizontales, es evidente que los mayores cambios se encuentran en los tramos 1 y 4, más no en los centrales. Además, estas variaciones, relativamente de mayores magnitudes, se presentan en los momentos negativos de los tramos. Por ejemplo, la mayor variación de momento

flector que se ha encontrado en las vigas, se puede ubicar en el elemento V34, donde la variación en la sollicitación M-1 está rondando en el 70%. Luego, le sigue una variación de aproximadamente el 65% en el momento M-2 del elemento V14. Sin embargo, no se mira la misma variación en los momentos positivos de esos tramos. Aquellos valores rondan el 3% en promedio, resultado que es relativamente menor en comparación con los otros.

También, existen variaciones de menor orden, igualmente en los momentos negativos que se encuentran en los extremos de los elementos de los primeros tramos (V11, V21, V31 y V41). Aquellos resultados de variación están por el orden del 18%, siendo el máximo de ellos el momento M-1 en la viga V41 del 19%. Igual que en el análisis anterior, en estos tramos tampoco se observa mayor variación en los momentos positivos.

En cuanto a los tramos centrales de las vigas, allí no se nota una variación significativa de los valores de momento flector, ni en los resultados negativos ni en los positivos. Analizando todos esos elementos, en promedio, existe un cambio en las fuerzas del orden del 3.5%. Sin embargo, es importante recalcar que sí existe un resalte en los momentos positivos del segundo tramo, lo únicos de todos los analizados. Por ejemplo, la máxima alteración, en los M+, se encuentra en el elemento V42 y es del 45%. El valor que le sigue es una variación del 19% en el momento positivo de la viga V12.

Por otro lado, se puede encontrar la misma perspectiva de respuesta en las variaciones de fuerzas cortantes de las vigas. Por ejemplo, se puede observar que, al igual que los momentos flectores, las mayores variaciones están en los tramos 1 y 4 de las vigas. Además, las magnitudes de variación están en el orden de 5% y 15% respectivamente. Esto indica que no están en la misma relación que las variaciones de los momentos.

Otro detalle que se puede observar es que en la mayoría de tramos donde existe variación, ya sea de fuerza cortante o momento flector, existe una suerte de compensación de las cargas en los extremos. Mientras que, una de las cargas aumenta de valor, en el otro extremo, la carga está disminuyendo su magnitud. Así, por ejemplo, si se verifica el elemento V14, se evidencia que en cuantos a las fuerzas cortantes existe una disminución del 13.3% en el extremo izquierdo y en el otro lado del tramo, existe un aumento del 14.5%. También se puede ver esto en los resultados de variación de los momentos flectores. Para la misma viga, V14, existe un aumento del 46% en el momento M-1 y allí mismo, en el otro extremo, existe una disminución del 63% en el momento M-2.

Desde otra perspectiva se encuentran los resultados de variación de fuerzas internas en los elementos estructurales verticales; es decir, las columnas. El análisis de estos valores, tal como ya se ha mencionado, se realizan enfáticamente en las variaciones de fuerza axial y momento flector, debido a que, al no considerar fuerzas horizontales de sismo, los valores de fuerza cortante toman magnitudes demasiadas pequeñas, tanto que no sería óptimo analizarlas.

En cuanto a las fuerzas axiales (Tabla 41, 44, 47, 50 y 53), una de las más importantes en el diseño de columnas, se observan ciertos patrones en los resultados. Así, se puede verificar que sólo las columnas C1 y C5 existe un aumento de la carga axial, siendo la última, la que mayor variación presenta. La máxima variación llega hasta aproximadamente un 12%. La primera columna, C1, presenta aumentos en toda su carga axial, pero sólo en el orden del 5%.

Y como era de esperarse, si algunas columnas aumentan sus cargas axiales, otras, necesariamente, deben disminuir sus valores para que pueda existir un equilibrio estático. Es por eso que, se puede verificar que en las columnas C2 y C4 existe una disminución

de las fuerzas internas al considerar la interacción suelo estructura. En ambos pilares se observa que la variación es muy pequeña, para la columna C2, es del orden del 3%, mientras que para la columna C4, la disminución está en el rango del 5% aproximadamente. Asimismo, en esa misma línea, se puede notar que no existe alguna variación representativa en la columna central, C3. Los resultados registrados, en los tramos de aquel elemento, muestran valores menores al 1%, o sea nada.

Un análisis de los resultados de momento flector (Tabla 39, 42, 45, 48, y 51) evidencia patrones similares a los de las fuerzas cortantes. Al igual que en las fuerzas axiales, hay un aumento absoluto de los momentos en las columnas extremas, C1 y C5, y en la columna intermedia C4. Así, las máximas variaciones se encuentran en esta última, con valores que llegan hasta el 67%. Además, hay resultados de variación promedio del 15% y 35% en las otras columnas ya mencionadas.

A diferencia de los otros elementos, el pilar C2 presenta disminuciones en todas sus solicitaciones de momento flector. En él se puede encontrar una máxima variación negativa del 34%. Asimismo, al igual que en el caso de las fuerzas cortantes, no hay grandes variaciones en la columna central, C3, excepto por el elemento C31, que presenta un resultado promedio del 15%.

Como se dijo al inicio de esta discusión, todos estos resultados, expuestos en las tablas y en los párrafos anteriores, no pueden tomarse independientemente. Existe una relación entre ellos, no sólo debido a que pertenecen a una misma estructura, sino también a las condiciones iniciales del proyecto, como son, por ejemplo, las longitudes entre columna, la resistencia del concreto tomado en el análisis, las fórmulas de diseño y pre estructuración, etc.

Así, muchas de las condiciones iniciales propuestas en el párrafo anterior son las responsables de las cargas iniciales que tenía la estructura, o sea, antes de iniciar con los ciclos de iteraciones. En otras palabras, si se modificara alguna de ellas, por ejemplo, la longitud entre las columnas, el elemento C5 quizás dejaría de ser la menos cargada (Tabla 20) y todos los resultados obtenidos sufrirían una variación.

Bien, debido a la fórmula de diseño tomada al principio, se presupone que serán las columnas más cargadas las que se van a asentar más. Al darle nuevos asentamientos, con los resortes, para observar el reacomodo de cargas en la estructura, existe una suerte de relajación en aquellas columnas más cargadas. Esta relajación se evidencia como una disminución de la carga axial que soporta y eso es, lo que realmente se observa en las Tablas 44 y 50 de las columnas C2 y C4. Por otro lado, las columnas menos cargadas son las que recibirán parte de esa pérdida de fuerza axial. Y es por eso que, se observa que existe un aumento en la columna C1 y C5, siendo más representativo el de esta última (menos cargada).

Es en esas zonas, donde están las más cargadas y donde están las menos cargadas, en la que hay que prestar mayor atención a las variaciones para poder obtener una mejor discusión de los resultados. Así, según lo discutido sobre las vigas, es en la zona final de estructura, donde se encuentran los tramos 4 de las vigas, donde se encuentran las mayores variaciones de momento flector y fuerza cortante. Esto coincide con la columna menos cargada, C5.

El hecho de que la columna C5 sea la que, al inicio de las iteraciones, presenta menores valores de carga, no solo ocasiona que aumente su fuerza axial, sino también es causante de los mayores reacomodos de fuerzas en las zonas adyacentes a ella, como son los tramos 4 de viga.

5. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Resumen

La investigación que se presenta en esta tesis incluye una serie de análisis estructurales de un pórtico 2D considerado representativo de un edificio de hormigón armado de mediana altura (14 metros). El objetivo principal de esta tesis ha sido conocer el impacto de incluir la interacción suelo – estructura en el análisis estructural del caso de estudio específico en términos de los valores de las fuerzas internas. Se compararon los valores de fuerzas internas asumiendo empotramientos en la base versus los calculados considerando asentamientos no lineales debido a la interacción estructura – zapata – suelo. Los análisis se realizaron con el programa ETABS para una estructura aporticada de 4 pisos y los suelos de fundación se asumieron arenas secas medianamente densas. Para ello, a partir de las diversas expresiones para calcular el E_s del suelo, se optó por utilizar la ecuación planteada por Trofinenkov (1974). Este capítulo resume las conclusiones y aportes que surgen de esta investigación. Además, se presentan recomendaciones para trabajos futuros, tal como realizar un análisis similar para modelos 3D, o considerar cargas como las de viento o sismo.

5.2. Conclusiones

Como se mencionó al inicio de este trabajo de investigación, el objetivo principal de esta tesis ha sido conocer el impacto de incluir la interacción suelo – estructura en el análisis estructural de un caso de estudio específico. Para poder lograr dicho objetivo, se ha optado por comparar la variación de fuerzas internas que existe en una estructura que considera el suelo como un material deformable y otra que toma el modelo clásico de

empotramientos en la base. Algunas conclusiones y aportes que surgen de esta investigación se describen a continuación:

- A partir de los resultados obtenidos, se concluye que la consideración del suelo como un material deformable, en la etapa de análisis estructural, produce variaciones notables en las fuerzas internas de la estructura.

Asimismo, como ya se ha discutido en secciones anteriores, estas variaciones dependen, casi en su totalidad, de las condiciones iniciales del caso de análisis. En otras palabras, se pueden obtener resultados distintos utilizando otros parámetros al inicio del proceso: material de construcción, dimensiones de la estructura, etc.

- La nueva distribución de fuerzas internas que se genera en el sistema muestra claramente las variaciones que existen al considerar la interacción suelo-estructura en comparación a no tomarla en cuenta. Esto podría influir directamente en los cálculos del diseño del refuerzo; sin embargo, se necesita realizar un mayor número de casos de estudio, y su diseño correspondiente, para poder concluir de forma contundente que, considerar la interacción, afecta de forma notable el cálculo estructural.
- El uso de resortes en modelos estructurales refleja de una manera lógica la interacción entre el suelo y la estructura. Además, incorporar el concepto de la curva hiperbólica permite representar de un modo más realista la relación presión-asentamiento. Ambas propuestas, si se combinan con ensayos de laboratorio o una base de datos del tipo de suelo sobre el que se va a cimentar, permitirán obtener resultados más confiables, debido a que se obtiene con mayor precisión las fuerzas internas de la estructura.
- Se debe escoger con criterio la forma de calcular el módulo de elasticidad del suelo, ya sea tangente o secante, puesto que a partir de este se calcula la pendiente inicial de la curva hiperbólica.

- La pendiente inicial de la curva hiperbólica se puede calcular de diversas maneras. Una de ellas es a partir del coeficiente de balasto vertical, el cual debería ser ajustado con un cierto factor de corrección para poder utilizarlo.
- Como se muestra en la Figura 30, la curva hiperbólica de la zapata 5 es la que posee una menor pendiente, mientras que la de la zapata 2 es la más empinada. A partir de ello, se concluye que la pendiente inicial es proporcional a las cargas que llegan inicialmente del modelo empotrado, es decir, a la zapata más cargada le corresponde una pendiente mayor.
- Se corrobora que los métodos de predicción de asentamientos convencionales como los de Terzaghi, Peck y Mesri o el de Schmertman sobreestiman los asentamientos. Esto se observa en la Tabla 22 que muestra que los asentamientos calculados a partir de la curva hiperbólica son menores a los calculados mediante Terzaghi, Peck y Mesri.
- Con respecto a la redistribución de momentos en las vigas, se observa que hay una mayor cantidad de momentos flectores que disminuyen respecto a los momentos que aumentan. Si bien esto ocurre en este caso específico, es posible que, en otros modelos de análisis, como por ejemplo en otros pórticos con distancias diferentes, ocurra lo mismo.
- En todos los techos, excepto en la azotea, en los extremos de la estructura, los momentos obtenidos considerando la interacción suelo – estructura son mayores a los que no lo consideran.
- Si bien la fuerza axial no es tan relevante en el diseño estructural de las vigas, como sí lo son el momento flector y la fuerza cortante, es importante mencionar que las fuerzas axiales no varían demasiado salvo en el extremo derecho de la estructura; es decir, entre la columna 4 y 5 de todas las vigas de cada piso.

5.3. Recomendaciones

En esta sección se dan recomendaciones de trabajos a realizar para complementar la investigación de esta tesis:

- Modelar otros pórticos 2D con distintas condiciones iniciales para validar los resultados y conclusiones del presente trabajo de investigación (i.e longitud entre columnas, cargas, material, entre otras).
- Extender el campo de investigación a modelos en 3 dimensiones. Para ello, se pueden utilizar los modelos de la curva hiperbólica combinados con otras metodologías.
- Considerar distintas condiciones geotécnicas en cada zapata, de modo que se incorpore la variabilidad del suelo.
- Analizar nuevamente el caso de estudio considerando los momentos flectores y cargas horizontales en el diseño geotécnico de la cimentación. Además, incorporar cargas de viento o sismo.

6. BIBLIOGRAFÍA

- **AMERICAN CONCRETE INSTITUTE** (2002). *Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats*. Comité 336.2R-88 Journal of the ACI.
- **ATALA ABAD, C.A.** (2011). *Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, usando equipos de penetración*. (Tesis para obtención el grado de maestro). Universidad Nacional de Ingeniería.
- **BAKER A.L.L.** (1957). *Raft foundations the soil-line method of design*. Concrete Publications Limited. London:
- **BERROCAL CANCHARI, J.** (2013). *Métodos analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo* (Tesis para obtención el grado de maestro). Universidad Nacional de Ingeniería.
- **BERRY, P. L. & REID, D.** (1993). *Mecánica de suelo*. Santa Fé de Bogotá: McGraw-Hill.
- **BLANCO, A.** (1997). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. 2da edición. Lima – Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- **BOSCARDIN, M., SELIG, E., LIN, R., & YANG, G.** (1990). *Hyperbolic Parameters for Compacted Soils*. *Journal Of Geotechnical Engineering*, 89-91.
- **BOWLES, JOSEPH** (1968). *Foundation analysis and design*. New York: The McGraw-Hill.
- **CERNICA, J. N.** (1995). *Geotechnical engineering: Soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

- **CODUTO, D. P.** (2001). *Foundation design principles and practices*. 2da Edición. New Jersey: Prentice Hall.
- **CORTÉS MENA J.** (2010). *Estudio exploratorio para la determinación del coeficiente de balasto a partir de ensayos en laboratorio para suelos cohesivos*. (Tesis de licenciatura). Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- **DAS, B. M., LEÓN, C. J., & GARCÍA, M. L.** (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México, D.F: Cengage Learning.
- **DAS, B. & SIVAKUGAN, N.** (2007). *Settlements of Shallow Foundations on Granular Soil – an Overview* – International Journal of Geotechnical Engineering (2007) 1: (19-29) J. Ross Publishing.
- **DUNCAN, J., WRIGHT, S. & BRANDON, T.** (2014). *Soil Strength and Slope Stability*. 2nd Edition. New Jersey: John Wiley & Sons.
- **DUNCAN, J.M. & CHANG, C.M.** (1970) *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(SM5), 1629-1653.
- **FREIRE, TELLADO** (1999). *Documento: interacción suelo cimiento estructura, el caso de las zapatas partes I y II*. Dpto. Tecnología de la Construcción. Universidad de La Coruña.
- **HAHN J.** (1994). *Vigas continuas, pórticos, placas y vigas flotantes sobre terreno elástico*. 3ra Edición. España: Editorial Gustavo Gill.
- **JIMENEZ SALAS J.** (1981). *Geotecnia y cimientos III*. (Primera y segunda partes). España: Editorial Rueda.

- **LEONI, A.J.** (2012). *Apunte de Coeficiente de Balasto*. (Laboratorio de Mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería). Universidad Nacional de La Plata, La Plata, Argentina.
- **LEONI, A.J.** (2012). *Parametrización de suelos*. Capítulo 2. (Laboratorio de Mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería). Universidad Nacional de La Plata, La Plata, Argentina.
- **LIZARZABURU AGUILAR, H., & VÉLEZ LEYVA, A.** (2013). *Comparación de métodos de cálculo de asentamiento y análisis de confiabilidad de cimentaciones superficiales sobre suelos granulares*. (Tesis de licenciatura). Pontificia Universidad Católica del Perú.
- **MEJÍA, V. H., & CÁRDENAS, U. M. E.** (1992). *Cimentaciones, particiones y cubiertas*. Medellín: Universidad Pontificia Bolivariana. Facultad de Arquitectura.
- **MUELAS, A.** (2017) *Mecánica de suelos y cimentaciones-cimentación directa*. Manual de Mecánica de suelos y cimentaciones.
- **PECK, R. B., HANSON, W. E., & THORNBURN, T. H.** (1988). *Ingeniería de cimentaciones*. México: Limusa.
- **REN-PING, LI & LIU, JIE** (2012). *Nonlinear analysis of settlement for cohesionless soil foundations based on in-situ tests*. Journal of Geotechnical Engineering, 107-110.
- **SMITH, I.** (2006). *Smith's Elements of Soil Mechanics, 8th Edition*. New York: John Wiley & Sons.
- **TERZAGHI, K.** (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

- **TERZAGHI, K., PECK, R. B., & MORETTO, O.** (1973). *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. Barcelona: El Ateneo.
- **US ARMY CORPS OF ENGINEERS** (1997). *Settlement Analysis*. 9th Edition: Resto, Virginia: ASCE Press
- **VALENCIA GUAMÁN, C.** (2014). *Análisis de la relación del coeficiente de balasto y su incidencia en la estabilidad estructural de un edificio de 7 pisos de hormigón armado en la parroquia La Matriz, Cantón Ambato, provincia Tungurahua* (pp. 100-150). Ambato, Ecuador.
- **VESIC, A. S.** (1973). *Analysis of ultimate loads of shallow foundations*. J. Soil Mech. Found. Div., 99(1), 45–73.
- **VILLARREAL CASTRO G.** (2009). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Libro Premio Nacional ANR 2006.
- **ZEGARRA PELLANE J.** (2016). *Capítulo I: Introducción*. (Curso de Mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- **ZEGARRA PELLANE J.** (2016). *Capítulo II: Propiedades Índice de los suelos*. (Curso de Mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

ANEXOS

Anexo A: Tipos de cimentaciones superficiales

Cimiento aislado o individual: Construidas para soportar la carga de una sola columna.

Pueden ser de forma cuadrada, rectangular o circular.

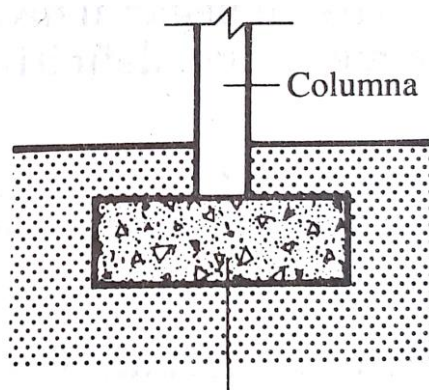


Figura A1: Cimiento aislado (CERNICA, 1995)

Cimiento corrido o continuo: Construidas para soportar muros de carga. Generalmente tienen un largo que es varias veces superior a su ancho.

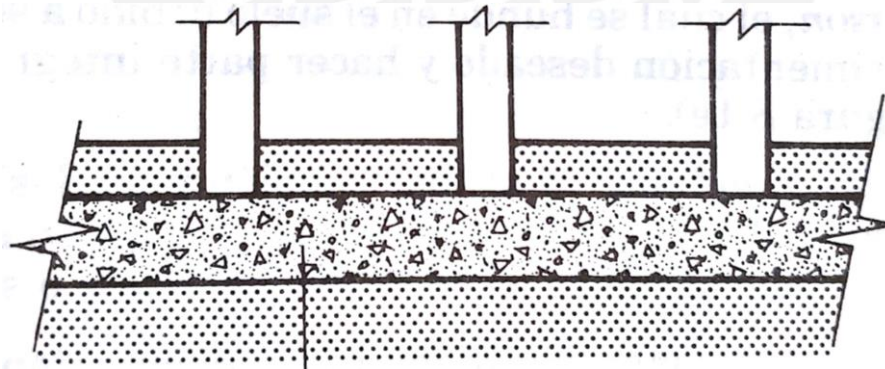


Figura A2: Cimiento corrido (CERNICA, 1995)

Losa de cimentación: Es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de la estructura. Se utilizan en suelos con baja capacidad de carga o cuando se necesitan restringir los asentamientos diferenciales.

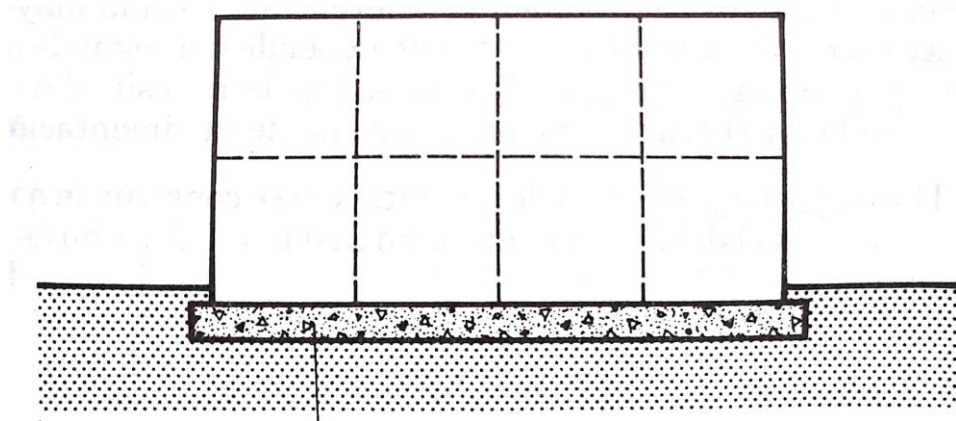


Figura A3: Losa de cimentación (CERNICA, 1995)



Anexo B: Tipos de falla

Falla por corte general: Es la más común y se caracteriza particularmente porque la superficie de falla se extiende hasta la superficie del terreno. Este proceso ocurre de manera repentina y suele estar acompañada de la inclinación de la cimentación. Suele ocurrir en arenas densas o arcillas normalmente consolidadas.

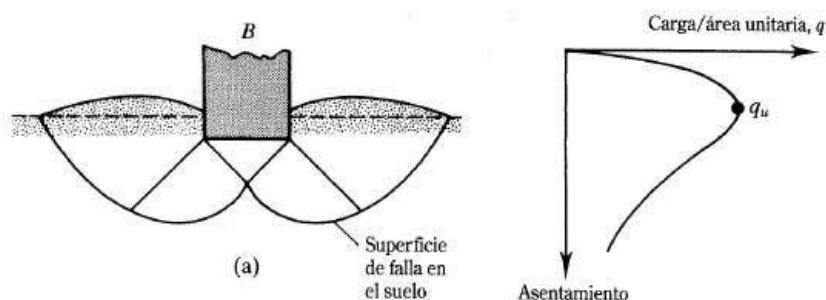


Figura B1: Falla por corte general (VESIC, 1973)

Falla por corte local: El patrón es casi el mismo que el de la falla general. La diferencia se encuentra en que la superficie de falla solo está bien definida en el suelo debajo de la cimentación, más no cerca del terreno. Una característica peculiar de este tipo de falla es la tendencia al levantamiento del terreno a los lados de la cimentación. Generalmente se presenta en arenas medianamente densas ($35\% < D_r < 70\%$).

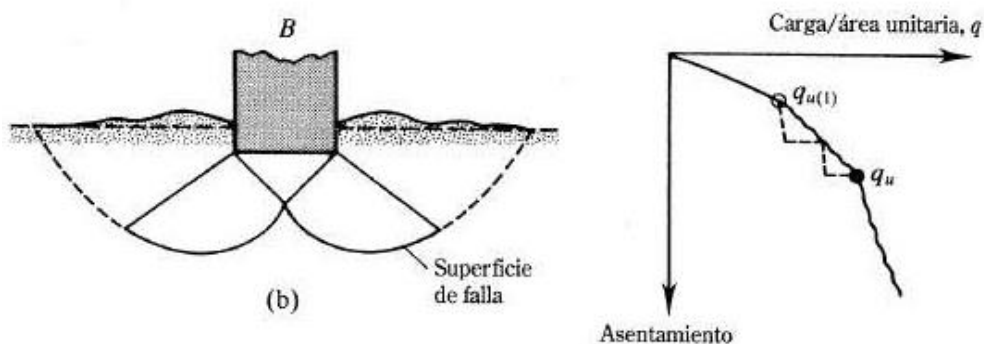


Figura B2: Falla por corte local (VESIC, 1973)

Falla por punzonamiento: Se genera debido a un hundimiento de la cimentación superficial causado por la falla por corte del suelo en los límites de la cuña formada debajo de la cimentación. Existe un pequeño abultamiento del suelo al lado de la fundación y ya no es visible una superficie de falla. Generalmente, las arenas sueltas presentan este tipo de falla ($D_r < 35\%$ o $N_{60} < 5$).

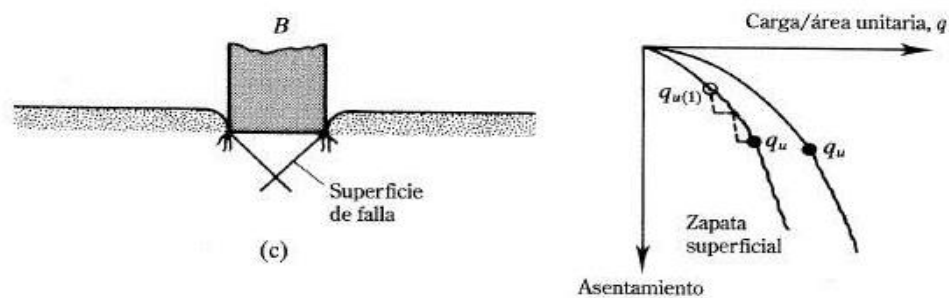


Figura B3: Falla por punzonamiento (VESIC, 1973)

Para las fallas de corte locales y por punzonamiento, las consideraciones relacionadas a los asentamientos suelen ser más críticas que las tomadas respecto a la capacidad de carga del suelo. Debido a esto, la evaluación de la capacidad última de la cimentación suele obtenerse de un análisis de falla de corte general del terreno (Smith, 2006).

Anexo C: Capacidad de carga

a) Desarrollo de Terzaghi

Karl Terzaghi mejora y expande el trabajo realizado por Prandtl exponiendo por primera vez en 1943 una teoría global para el análisis de la capacidad portante última del suelo. En su libro, *Theoretical Soil Mechanics*, desarrolla una serie de aspectos nuevos que autores anteriores a él no habían tomado en cuenta. Por ejemplo, Terzaghi incluye en su ecuación el peso del suelo por encima de la zapata.

Terzaghi realiza su análisis para zapatas superficiales considerando un patrón de falla general. Además, al igual que Prandtl, asume que debajo de la zapata se forma una cuña plástica. Sin embargo, propone que el ángulo que la superficie de falla forma con la horizontal sea igual al ángulo interno de fricción del suelo.

Braja Das logra definir de manera concisa y clara la superficie de falla asumida por Terzaghi (que no difiere mucho de la asumida por Prandtl). Terzaghi divide la porción de suelo, por debajo de la cimentación, en 5 zonas:

- La zona triangular (I) inmediatamente debajo de la cimentación.
- Un par de zonas con corte radiales (II) con superficies de falla semejantes a arcos de una espiral logarítmica.
- Un par de zonas pasivas de Rankine de forma triangulares (III).

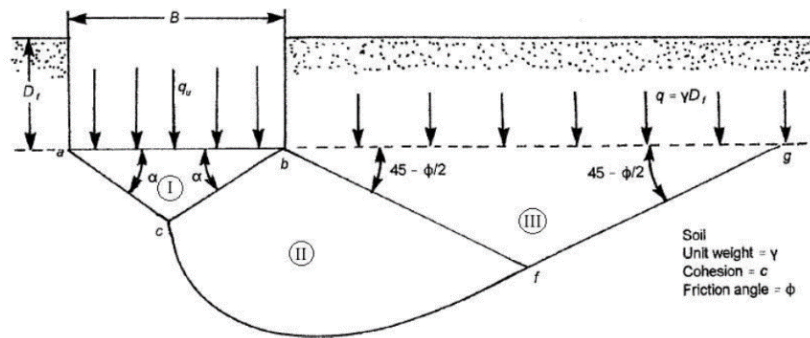


Figura C1: Superficie de falla asumida por Terzaghi (Das, 2015)

Como se observa en la figura, el suelo por encima del fondo de la cimentación puede suponerse como una carga equivalente $q = \gamma D_f$, donde γ representa el peso específico del suelo. Das clarifica que, debido a la sustitución realizada del suelo por encima de la profundidad de cimentación por una sobrecarga, se desprecia la resistencia al corte que esa zona provee.

Luego, utilizando un análisis de equilibrio, Terzaghi expresa la capacidad última de carga en la ecuación:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Esta ecuación se obtuvo asumiendo una zapata infinita. Sin embargo, adicionándole factores de forma, Terzaghi propone expresiones para cimentaciones cuadradas y circulares.

Zapatas cuadradas:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

Zapatas circulares:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma B N_\gamma$$

Donde:

c : cohesión del suelo.

γ : peso unitario del suelo.

q : $\gamma \cdot D_f$

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción interna.

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{a^2}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right]$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Con

$$a = e^{(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}$$

Además, $K_p \gamma$ es el valor del coeficiente de empuje pasivo, donde una aproximación cercana es la siguiente:

$$K_p \gamma = 3 \tan^2 \left[45 + \left(\frac{\phi + 33}{2} \right) \right]$$

Ya se ha mencionado que Terzaghi propone su ecuación de capacidad portante pensando en una falla general. Sin embargo, para casos donde el suelo de cimentación es muy blando o suelto, el patrón de falla determinante suele ser el punzonamiento y, por lo tanto, las expresiones asumidas no serían correctas. Terzaghi, modificando los valores de los parámetros geotécnicos más importantes: la cohesión y el ángulo de fricción interna,

establece reducciones significativas de los valores de N_c , N_q y N_γ y la capacidad portante, q_u .

$$c' = \frac{2}{3}c$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3}\tan \phi$$

b) Desarrollo de Meyerhof

Meyerhof propone una ecuación de capacidad portante muy similar a la propuesta por Terzaghi. Añade factores de forma, s , factores de profundidad, d , y factores de inclinación de la carga, i . Cernica muestra, de una manera didáctica, los desarrollos de estas ecuaciones:

Para una carga vertical:

$$q_u = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Para una carga inclinada:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Además, el ángulo formado por la cuña debajo de la zapata con la horizontal ya no se toma como si tuviera el valor de la fricción interna del suelo, sino como $45 + \phi/2$. Así, los coeficientes de la ecuación de capacidad portante quedan definidos como:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Los factores de forma, profundidad e inclinación también se desarrollan en función del ángulo de fricción del suelo. Las expresiones para su cálculo son las siguientes:

Para cualquier ángulo de fricción, ϕ :

$$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2$$

Para $\phi = 0^\circ$:

$$s_q = s_\gamma = 1.0$$

$$d_q = d_\gamma = 1.0$$

$$i_\gamma = 1.0$$

Para $\phi \geq 10^\circ$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2$$

Donde α representa al ángulo entre la carga resultante y el eje vertical. Además, el coeficiente de empuje pasivo, K_p se resuelve como:

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

Anexo D: Métodos que reflejan una relación lineal carga-asentamiento

a) Método de Terzaghi, Peck & Mesri

Gracias a gráficos obtenidos por los estudiosos Burland y Burbidge de diversos ensayos, se logra obtener diversas correlaciones importantes en los que se basa Mesri para obtener la fórmula.

Tal como se había mencionado, uno de los parámetros de los que depende cualquier método de predicción de asentamiento es un parámetro que representa al suelo de cimentación. En este caso, el valor N que se utiliza en la ecuación representa en conjunto a la densidad relativa, la compresibilidad y otros factores del suelo. Debido a que estos valores son variables y que la cantidad de ensayos realizados para obtener las correlaciones no fueron suficientes para tener resultados confiables, parte de la ecuación de Terzaghi, Peck y Mesri define que, en el diseño de una cimentación superficial, el asentamiento que puede suceder es a lo más 1.6 veces el asentamiento de diseño o promedio.

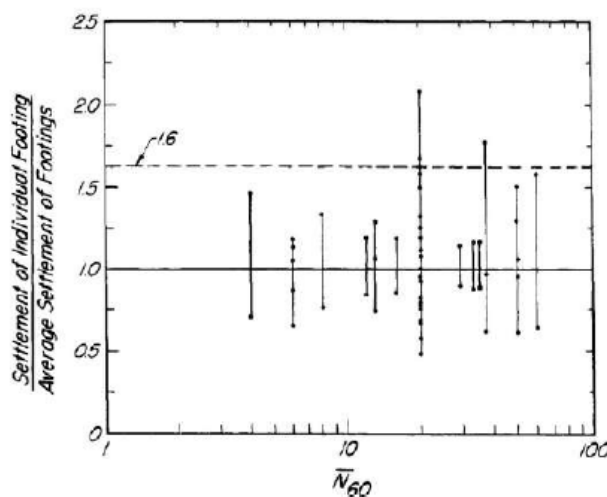


Figura D1: Relación de asentamientos entre una cimentación aislada y el promedio de cimentaciones con iguales características (TERZAGHI, PECK & MESRI, 1996)

La ecuación se basa en un desarrollo matemático sencillo. En él se aprecian variables y términos que se relacionan con términos básicos de la teoría de elasticidad, estudiada en la carrera de ingeniería civil.

Se parte de la premisa de que el asentamiento producido debajo de una cimentación se debe a la sumatoria de las deformaciones ocurridas en cada punto debajo de la zapata: desde el nivel de cimentación hasta el punto más alejado, en donde el esfuerzo vertical producido por la sobrecarga, llega a ser despreciable.

$$S = \int_0^{Z_i} \varepsilon v dz$$

Donde Z_i representa el valor numérico de la zona de influencia debajo de la cimentación. El valor de εv define la deformación unitaria vertical que existe en cada punto del suelo cargado y S , el asentamiento total producido.

Luego, si toda la zona de influencia es dividida en sub-estratos y, en cada uno de ellos existe una relación lineal entre la deformación vertical unitaria εv y el esfuerzo efectivo vertical $\sigma'v$, la ecuación anterior podría reescribirse de la siguiente manera:

$$S = \sum_{j=1}^n [Z_i m v \Delta \sigma'v]_j$$

Donde:

$$S = \textit{Asentamiento final}$$

$[mv]_j = \textit{Coeficiente vertical de compresión en el sub - estrato } j$

$[\sigma'v]_j = \textit{Incremento en el esfuerzo efectivo en el sub - estrato } j$

$[Z_i]_j = \text{Ancho del sub} - \text{estrato } j$

El coeficiente de compresibilidad, mv , forma parte de las características representativas del suelo más importantes. Hasta el día de hoy, es complicado realizar algunos ensayos de laboratorio en suelos granulares ya que, es difícil y costoso obtener muestras inalteradas. Es por eso que, el valor de mv debe ser correlacionado con los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT).

Mesri simplifica la ecuación anterior para reescribirla de la siguiente forma, siempre y cuando se asegure de que la carga q transmitida al suelo corresponda a un factor de seguridad, en la falla al corte, de al menos 3.

$$S = Z_i m v q$$

Donde S vuelve a representar el asentamiento total que ocurren en todas las porciones de estratos tomados en cuenta, mv es el coeficiente de compresibilidad promedio de las mismas. Además, el valor de q es la presión de contacto promedio sobre la zapata superficial.

Tomando la ecuación fundamental del modelo elástico de resistencia de materiales, se tiene:

$$\delta = \frac{PL}{AE}$$

Donde, P es la carga total sobre el área A , L la longitud de la barra y E el módulo de elasticidad del material. Esta ecuación será la base del método de Mesri para el cálculo de asentamientos sobre suelos granulares.

Luego con la data de resultados de una muestra de 200 ensayos, Burland y Burbidge obtuvieron las siguientes gráficas, y con ellas, las expresiones empíricas necesarias para que Mesri las usara en su ecuación de cálculo de asentamientos en suelos granulares.

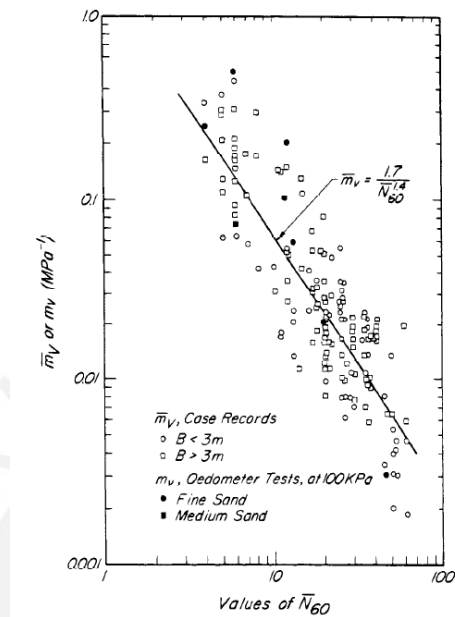


Figura D2: Relación entre el índice de compresibilidad y el valor de N_{60} del ensayo SPT (TERZAGHI, PECK & MESRI, 1996)

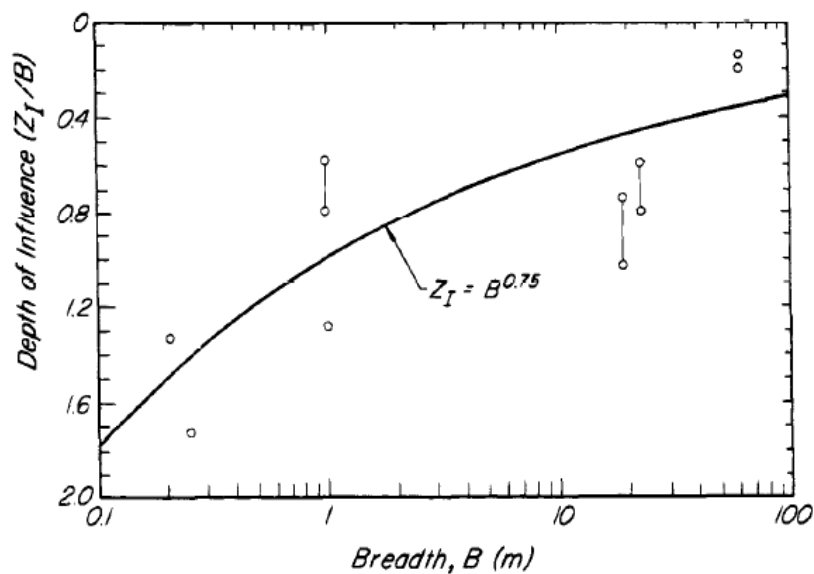


Figura D3: Zona de influencia en arenas en relación al ancho de la cimentación (TERZAGHI, PECK & MESRI, 1996)

La correlación que mejor se ajusta para la figura 1 es la siguiente:

$$mv = \frac{1.7}{N_{60}^{1.4}}$$

Por otro lado, la relación obtenida del gráfico 2 es la siguiente:

$$Zi = B^{0.75}$$

Así, reemplazando las últimas fórmulas en la ecuación principal, se obtiene la ecuación fundamental de asentamientos en suelos granulares.

$$S = B^{0.75} \frac{1.7}{N_{60}^{1.4}} q$$

Donde B está en metros, q en kPa y S en mm. Así, luego de un reordenamiento de unidades y considerando la variabilidad de resultados propuesto por Burland y Burbidge, es decir, dar por válida la premisa de que el asentamiento real será por lo menos 1.6 veces el asentamiento obtenido de la ecuación anterior. Por lo tanto, se tiene:

$$q = 0.00375 \frac{N_{60}^{1.4}}{B^{0.75}} * S$$

Donde B está en metros, q en kg/cm² y S en mm.

b) Método de Schmertmann

El factor de influencia I_z de Schmertmann se basa en las aproximaciones de las distribuciones de deformación para zapatas cuadradas o asimétricas y en las zapatas de deformación plana o infinitamente largas en un suelo granular. Tales distribuciones son similares a las expuestas a la distribución de Boussinesq (Imagen de abajo).

El valor pico del factor de influencia, que se traduce en el mayor valor de deformación debajo de la zapata, se encuentra a una distancia $B/2$ o B debajo de la profundidad de cimentación, dependiendo si la zapata es cuadrada o rectangular.

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \left[\frac{\Delta p}{\sigma'_{Izp}} \right]$$

Donde:

Cimentaciones simétricas $L/B = 1$:

$$\sigma'_{Izp} = (0.5B + D_f)\gamma'$$

Cimentaciones corridas $L/B \geq 10$:

$$\sigma'_{Izp} = (B + D_f)\gamma'$$

σ'_{Izp} : Presión efectiva a la profundidad de I_{zp} .

γ' : Peso específico efectivo del terreno.

D_f : Profundidad de cimentación.

El método asume que, para zapatas rectangulares, es decir, aquellas cuyas relaciones L/B están entre 1 y 10, el valor de la presión efectiva, σ'_{Izp} , varía linealmente entre las ecuaciones mencionadas recientemente.

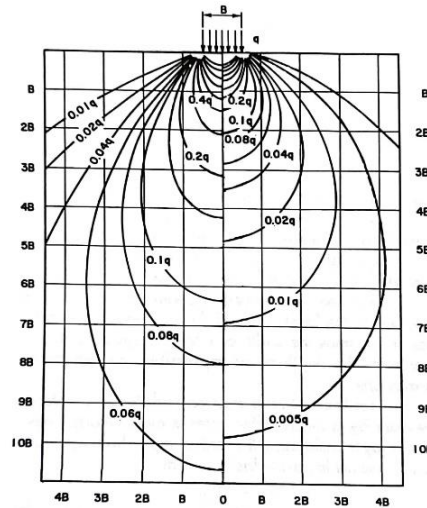


Figura D4: Bulbo de presiones de una zapata de ancho B (USACE, 1997)

Se asume también, que el valor del factor de influencia varía linealmente entre 0.1 y 0.2 a la profundidad de cimentación, D_f , para las relaciones L/B de 1 a 10 respectivamente. Igualmente, el valor de Z/B varía de forma lineal, de 0 a 4, para el mismo rango de proporción de dimensiones. Todas estas características se pueden verificar en la Figura C4.

Schmertmann estima el módulo de elasticidad Es_i correlacionando resultados obtenidos del ensayo de cono de penetración (CPT).

Cimentaciones simétricas $L/B = 1$:

$$Es_i = 2.5 * q_c$$

Cimentaciones corridas $L/B \geq 10$:

$$Es_i = 3.5 * q_c$$

Donde q_c es la resistencia de la punta del ensayo del cono de penetración. Para zapatas rectangulares, $1 \leq L/B \leq 10$, el módulo de elasticidad varía linealmente. Por otro lado, la aproximación de Schmertann también puede ser obtenido en base a resultados del

ensayo de penetración estándar (SPT) dado que existen correlaciones entre los valores de q_c y N_{60} .

Finalmente, siguiendo la ecuación general de Schmertmann, se calcula el asentamiento para cada sub estrato o rebanada del suelo de cimentación. El asentamiento total de la cimentación será la suma de las deformaciones de cada estrato.

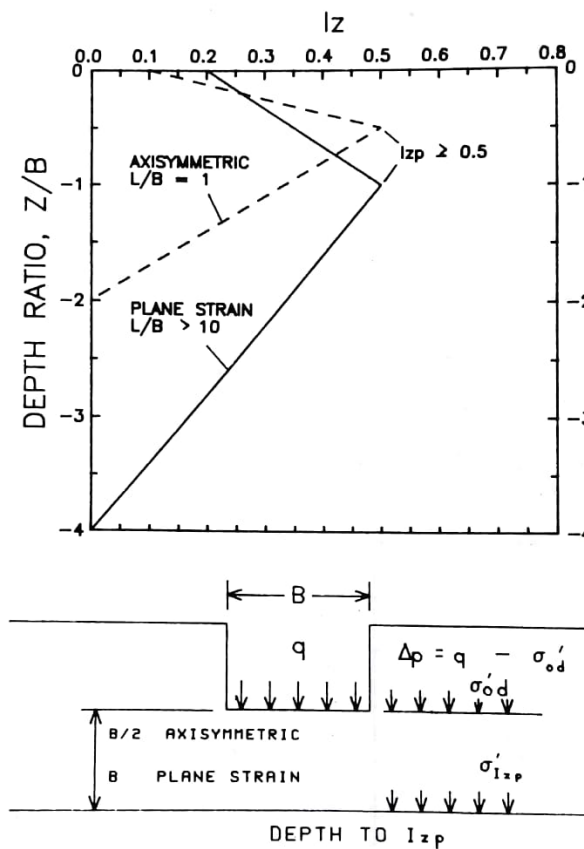


Figura D5: Factor de influencia debido a la relación de la profundidad y el ancho de cimentación (USACE, 1997)