

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio Politécnico**

**Efectos de las Propiedades Geotécnicas del Tipo de Suelo en el  
Diseño Estructural de Zapatas Aisladas**

**Alejandra Peñaherrera Gudiño**

**Ingeniería Civil**

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito  
para la obtención del título de Ingeniería Civil.

Quito, 26 de noviembre de 2024.

# **UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio Politécnico**

## **HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA**

**Efectos de las Propiedades Geotécnicas del Tipo de Suelo en el  
Diseño Estructural de Zapatas Aisladas**

**Alejandra Peñaherrera Gudiño**

**Nombre del profesor, Título académico**

**Estefanía Cervantes, (Ing, MDI, MEng, PhDe)**

Quito, 26 de noviembre de 2024

## © DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos: Alejandra Peñaherrera Gudiño

Código: 00214524

Cédula de identidad: 1721835823

Lugar y fecha: Quito, 26 de noviembre de 2024.

## **ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN**

**Nota:** El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

## **UNPUBLISHED DOCUMENT**

**Note:** The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

## RESUMEN

La importancia de realizar un análisis geotécnico exhaustivo antes del diseño de cualquier estructura y su cimentación se enfatiza especialmente en regiones con alta variabilidad del suelo. Este estudio aborda el diseño estructural de 40 zapatas aisladas, cada una situada sobre un tipo de suelo con características geotécnicas distintas, para un edificio ubicado en Quito, Ecuador. El objetivo principal es evaluar el impacto de la variabilidad del tipo de suelo en las dimensiones y el refuerzo de cada zapata.

Se realizaron 40 investigaciones de suelos en diferentes áreas de la ciudad, proporcionando datos completos sobre las propiedades geotécnicas de cada muestra. Cada zapata fue diseñada estructuralmente, ajustando sus dimensiones y refuerzos a las características específicas del suelo subyacente. Se identificaron parámetros geotécnicos clave como factores críticos que influyen en la configuración final de cada zapata. Además, este estudio analizó la influencia de las condiciones geotécnicas variables en diversos contextos urbanos, incluyendo un análisis comparativo de las características del suelo entre Quito y Lima, Perú. Esta comparación destacó similitudes y diferencias en los criterios y resultados de diseño entre tipos de suelos, subrayando la importancia de considerar las propiedades geotécnicas únicas de cada región. Los hallazgos preliminares revelan una notable variabilidad en el diseño de las zapatas aisladas, apoyando la hipótesis de que el tipo de suelo afecta significativamente las dimensiones y los requisitos de refuerzo de las cimentaciones. Los suelos con mayor capacidad portante permitieron diseños de zapatas más compactos, mientras que los suelos menos competentes requirieron zapatas más grandes con refuerzos más intensivos.

**Palabras clave:** Zapatas, Suelos, Propiedades Geotécnicas, Diseño Estructural

## ABSTRACT

The importance of conducting a thorough geotechnical analysis prior to the design of any structure and its foundation is emphasized, especially in regions with high soil variability. This study addresses the structural design of 40 isolated footings, each situated on a soil type with distinct geotechnical characteristics, for a single building located in Quito, Ecuador. The primary objective is to evaluate the impact of soil type variability on the sizing and reinforcement of each footing.

Forty soil investigations were conducted across various areas within the city, providing comprehensive data on the geotechnical properties of each sample. Each footing was structurally designed, with its dimensions and reinforcement tailored to the specific characteristics of the underlying soil. Key geotechnical parameters were identified as critical factors influencing the final configuration of each footing. Additionally, this study analyzed the influence of varying geotechnical conditions within diverse urban contexts, including a comparative analysis of soil characteristics between Quito and Lima, Peru. This comparison highlighted similarities and differences in design criteria and results across soil types, underscoring the importance of considering the unique geotechnical properties of each region. Preliminary findings reveal notable design variability in the isolated footings, supporting the hypothesis that soil type significantly affects foundation sizing and reinforcement requirements. Soils with higher load-bearing capacity allowed for more compact footing designs, whereas less competent soils necessitated larger footings with more intensive reinforcement.

**Keywords:** Footings, Soils, Geotechnical Properties, Structural Design

## TABLA DE CONTENIDO

<b>1. Introducción.....</b>	<b>9</b>
<b>2. Metodología.....</b>	<b>12</b>
<b>3. Análisis geotécnico .....</b>	<b>15</b>
<b>4. Caso de estudio.....</b>	<b>23</b>
<b>5. Discusión .....</b>	<b>29</b>
<b>6. Conclusiones .....</b>	<b>30</b>
<b>7. Referencias bibliográficas.....</b>	<b>33</b>
<b>8. Anexo A: .....</b>	<b>35</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Información general extraída de estudios de suelos en Quito and Lima.....	13
Tabla 2. Detalles del diseño de las zapatas aisladas .....	25

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Modelo Etabs, edificio de 4 pisos. ....	14
Figura 2. N vs $q_a$ .....	15
Figura 3. N vs Porcentaje de humedad (%w). ....	15
Figura 4. N vs Límite líquido (LL).....	16
Figura 5. N vs Índice de plasticidad (IP).....	16
Figura 6. N vs Porcentaje de finos.....	17
Figura 7. $q_a$ vs Porcentaje de humedad (w%). ....	18
Figura 8. $q_a$ vs Límite líquido (LL).....	18
Figura 9. $q_a$ vs Índice plástico (IP).....	19
Figura 10. $q_a$ vs Ángulo de fricción. ....	19
Figura 11. $q_a$ vs Cohesión. ....	20
Figura 12. $q_a$ vs Porcentaje de finos.....	20
Figura 13. Cohesión vs Ángulo de fricción.....	22
Figura 14. Espectro sísmico para suelos tipo D, C y E. ....	23
Figura 15. Área de la zapata vs Profundidad de desplante.....	27
Figura 16. Área de la zapata vs $q_a$ .....	27
Figura 17. Peso del hormigón de la zapata (P HORM) vs $q_a$ .....	27
Figura 18. $q_a$ vs Peso del acero .....	28
Figura 19. Peso de hormigón necesario en el diseño de una zapata aislada en cada tipo de suelo.....	28
Figura 20. Peso de acero necesario en el diseño de una zapata aislada en cada tipo de suelo .....	28

## 1. INTRODUCCIÓN

Al estudiar la interacción suelo-estructura, es esencial comprender las características geotécnicas del suelo, ya que estas propiedades afectan directamente la estabilidad y el rendimiento de las construcciones. Las investigaciones han encontrado que las ubicaciones geográficas, los tipos de suelo y la realización de pruebas adecuadas son cruciales debido a sus perfiles geotécnicos y riesgos sísmicos distintivos [1].

En Quito, las propiedades geotécnicas típicas incluyen el valor N, una medida de resistencia del suelo obtenida mediante el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), que indica la densidad o compacidad de los suelos granulares y la consistencia de los suelos cohesivos; La capacidad portante admisible ( $q_a$ ), que representa la carga máxima que el suelo puede soportar sin fallar; La cohesión del suelo, que es una fuerza de unión entre partículas del suelo, importante en suelos cohesivos como arcillas; El ángulo de fricción, que representa la resistencia al deslizamiento entre partículas del suelo, crucial en arenas y gravas. Otra propiedad geotécnica son los límites de Atterberg, muestran los límites de plasticidad y fluidez que describen el comportamiento del suelo frente a variaciones en su contenido de agua; El contenido de agua, la proporción de agua en el suelo, que influye en sus propiedades mecánicas; El porcentaje de finos, el porcentaje de partículas menores a 75 micrones, que afecta la plasticidad y compresibilidad del suelo. Estas propiedades se obtienen a través de ensayos como el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), ensayos triaxiales y pruebas de corte directo, siendo el SPT el método principal según las normas locales. Los resultados muestran que el tipo de suelo predominante en Quito es el Tipo D [2], [3], [4], [5].

Por otro lado, en Lima, las propiedades geotécnicas incluyen la densidad, que es la masa del suelo por unidad de volumen, un factor clave para evaluar su capacidad portante; La

capacidad portante, que es similar al  $q_u$ , indica la resistencia del suelo bajo carga; La resistencia al corte, que representa la capacidad del suelo para resistir fuerzas cortantes sin fallar; El ángulo de fricción, que es el factor determinante en la resistencia al corte de suelos granulares; La cohesión del suelo, el parámetro esencial en suelos cohesivos; Las propiedades de deformación que están relacionadas con la elasticidad y compresibilidad del suelo bajo carga. En Lima, se emplean principalmente ensayos triaxiales y pruebas de corte directo, siendo el ensayo triaxial el método preferido según las normas locales. El ensayo SPT no es recomendable debido a la presencia de gravas. El tipo de suelo predominante en Lima es suelo gravoso, Tipo S2. [6], [7]

Este estudio recopilará información detallada sobre las propiedades geotécnicas de los suelos en Quito y Lima. A partir de estos datos, se modelará una estructura de cuatro pisos utilizando el software ETABS, con el objetivo de diseñar zapatas aisladas para cada tipo de suelo identificado en Quito. En total, se diseñarán 40 zapatas aisladas considerando diferentes propiedades geotécnicas, evaluando su comportamiento y rendimiento estructural frente a las condiciones locales.

Esta investigación ofrece una evaluación integral de la influencia de los tipos de suelo locales, los métodos de prueba adecuados y la información geotécnica clave. Estas consideraciones son particularmente relevantes en regiones como Quito y Lima, donde la actividad sísmica y la variabilidad geotécnica presentan desafíos únicos para la estabilidad y la seguridad de las construcciones.

En Quito, los tipos de suelo A, B, C, D y E están clasificados según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)[5]. El tipo de suelo A cuenta con una velocidad de onda de corte mayor a 1500m/s, mientras que el tipo de suelo B está entre 760-1500m/s. El Tipo de Suelo

C incluye suelos granulares densos o arcillas duras con velocidades de onda cortante entre 360 y 760 m/s, proporcionando una mayor resistencia a la actividad sísmica. El Tipo de Suelo D representa suelos duros con valores promedio de velocidad de onda cortante entre 180 y 360 m/s, ofreciendo un soporte y estabilidad moderados bajo cargas sísmicas. El Tipo de Suelo E se refiere a arcillas blandas y suelos altamente plásticos con velocidades de onda cortante por debajo de 180 m/s, lo que resulta en menor rigidez y una mayor amplificación de las ondas sísmicas, lo que requiere consideraciones especiales de cimentación en el diseño sísmico [5].

En Lima, los tipos de suelo S1, S2 y S3 están clasificados según la Norma Peruana de Diseño Sísmico [6]. El Tipo de Suelo S2 representa suelos duros, típicamente compuestos por capas densas de arena o grava, con velocidades promedio de onda cortante entre 180 y 360 m/s, proporcionando un soporte y estabilidad moderados bajo cargas sísmicas. El Tipo de Suelo S1 incluye suelos granulares densos o arcillas duras con velocidades de onda cortante entre 360 y 760 m/s, ofreciendo mayor resistencia a la actividad sísmica. El Tipo de Suelo S3 se refiere a arcillas blandas y suelos altamente plásticos con velocidades de onda cortante por debajo de 180 m/s, lo que resulta en menor rigidez y una mayor amplificación de las ondas sísmicas, requiriendo consideraciones especiales de cimentación en el diseño sísmico[6].

## DESARROLLO DEL TEMA

### 2. METODOLOGÍA



#### 2.1. Recopilación de datos

Las propiedades geotécnicas fueron recolectados de las capitales de Ecuador y Perú, ya que estas ubicaciones sirven como representativas de las características geotécnicas nacionales debido a sus complejas composiciones geológicas y el desarrollo urbano. La recolección de datos incluyó la recopilación de múltiples estudios de suelos realizados en estas ubicaciones, que comprendieron la toma de muestras de suelos detalladas y análisis de laboratorio para evaluar diversos parámetros geotécnicos. El muestreo en campo siguió estándares rigurosos, para garantizar la consistencia y precisión en ambas ubicaciones. Las pruebas de laboratorio se realizaron según las normas ASTM y locales tanto de Ecuador como Perú [8]. La información general de los estudios de suelos se describe en la Tabla 1.

*Tabla 1. Información general extraída de estudios de suelos en Quito and Lima*

ESTUDIO DE SUELOS	qa [Kpa]	UBICACIÓN	TIPO DE SUELO
1	147.15	Cumbayá, Quito, Ecuador	D
2	294.30	Carcelén, Quito, Ecuador	D
3	343.35	Cumbayá, Quito, Ecuador	D
4	441.45	Gonzales Suárez, Quito, Ecuador	D
5	343.35	Miravalle, Quito, Ecuador	C
6	490.50	Mariana de Jesús, Quito, Ecuador	C
7	294.30	La Carolina, Quito, Ecuador	D
8	343.35	El Bosque, Quito, Ecuador	D
9	294.3	Sur de Quito, Quito, Ecuador	D
10	98.10	La Carolina, Quito, Ecuador	D
11	166.77	Chilibulo, Quito, Ecuador	D
12	147.15	Simón Bolivar, Quito, Ecuador	D
13	196.20	Villaflora, Quito, Ecuador	D
14	122.63	L Guerrero, Quito, Ecuador	E
15	343.35	Tumbaco, Quito, Ecuador	C
16	294.30	Tumbaco, Quito, Ecuador	C
17	117.72	Conocoto, Quito, Ecuador	D
18	117.72	Parque Sur, Quito, Ecuador	D
19	343.35	Tababela, Quito, Ecuador	D
20	294.30	Tumbaco, Quito, Ecuador	C
21	196.20	Puembo, Quito, Ecuador	D
22	245.25	Ushimana, Quito, Ecuador	D
23	147.15	Guayllabamba, Quito, Ecuador	D
24	245.25	El Inca, Quito, Ecuador	D
25	196.20	Sur de Quito, Quito, Ecuador	E
26	186.39	San José, Quito, Ecuador	D
27	343.35	Zámbiza, Quito, Ecuador	D
28	225.63	Las Palmeras, Quito, Ecuador	D
29	343.35	Tababela, Quito, Ecuador	D
30	196.20	Tumbaco, Quito, Ecuador	D
31	196.20	San Bartolo, Quito, Ecuador	D
32	49.05	Ayapamba, Quito, Ecuador	E
33	98.10	Sur de Quito, Quito, Ecuador	D
34	245.25	Catalina Aldaz, Quito, Ecuador	D
35	264.87	Av. Orellana, Quito, Ecuador	D
36	294.30	Tababela, Quito, Ecuador	D
37	245.25	Tababela, Quito, Ecuador	D
38	225.63	Av. Portugal, Quito, Ecuador	D
39	235.44	Llano Grande, Quito, Ecuador	D
40	245.25	Puembo, Quito, Ecuador	D
41	549.36	San Borja, Lima, Perú	S2
42	441.45	Carabayllo, Lima, Perú	S2
43	117.72	La Molina, Lima, Perú	S2
44	323.73	Rinconca Baja, Lima, Perú	S2

## 2.2. Selección de la Estructura

Para evaluar la influencia de las propiedades geotécnicas en el diseño estructural de la cimentación, se seleccionó un estudio de caso en Quito. Después de analizar los datos de la sección anterior, se diseñó un edificio de 4 pisos en ETABS, como se muestra en la Figura 1. Posteriormente, se desarrollaron los diseños de zapatas aisladas en todos los tipos de suelo identificados en Quito. Para cada diseño de zapata, las especificaciones técnicas del suelo se ajustaron para reflejar las propiedades únicas y el espectro sísmico asociado con cada tipo de suelo, ya que las condiciones del suelo afectan el espectro de respuesta del edificio. Cada zapata fue optimizada para tener en cuenta las condiciones del suelo variables típicas de Quito, proporcionando un diseño de cimentación adaptado a las condiciones geotécnicas locales.

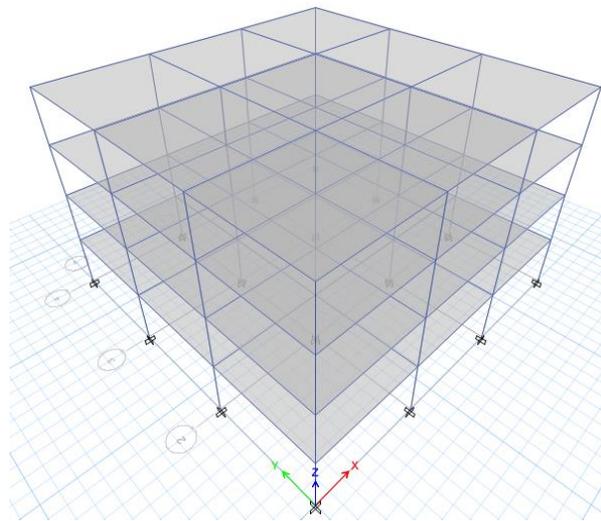


Figura 1. Estructura a analizar modelada en ETABS.

### 3. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

#### 3.1. Número de Golpes (N) en la Prueba SPT

La prueba SPT es esencial para determinar las propiedades del suelo necesarias para los cálculos de capacidad portante en estudios geotécnicos. Las Figuras 2, 3, 4, 5 y 6 muestran el análisis del parámetro N. La prueba SPT se realiza a diversas profundidades para obtener un promedio del número de golpes, N, que se correlaciona con parámetros como la capacidad portante, la humedad, los límites de consistencia y la resistencia al corte [9], [10].

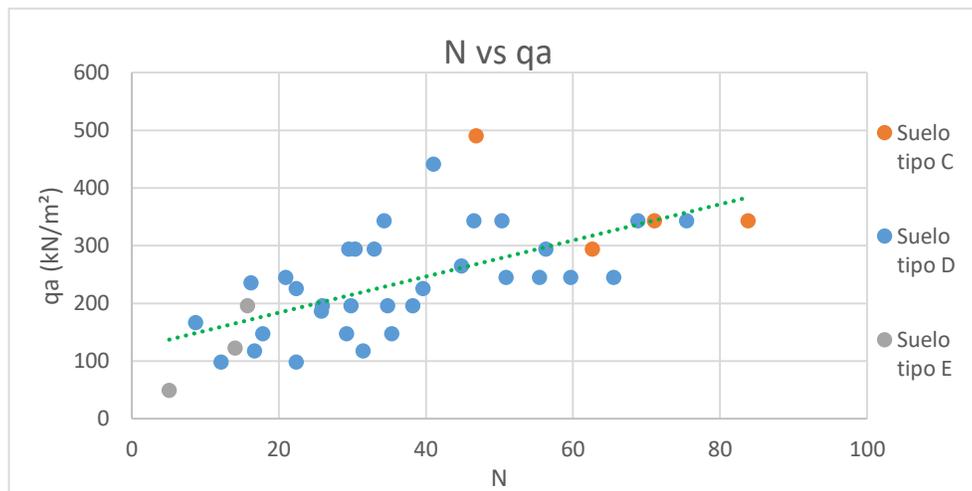


Figura 2. N vs qa

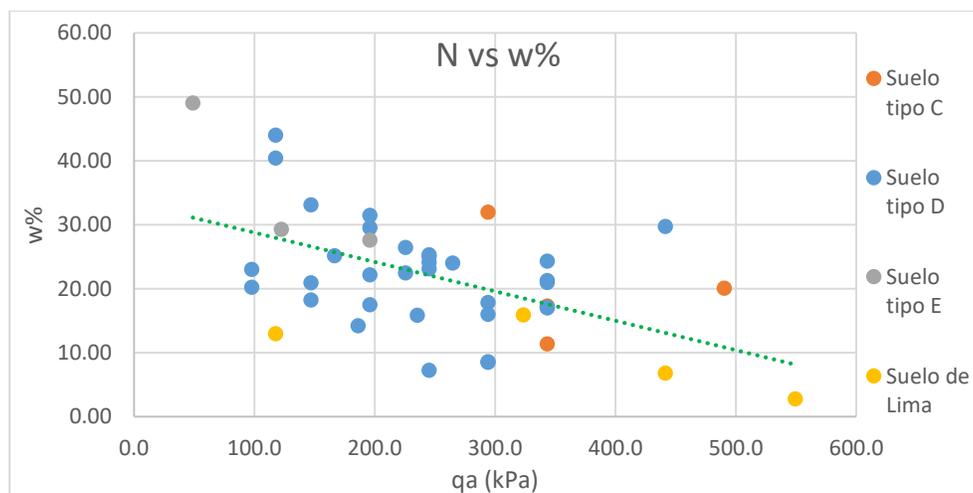


Figura 3. N vs Porcentaje de humedad (%w).

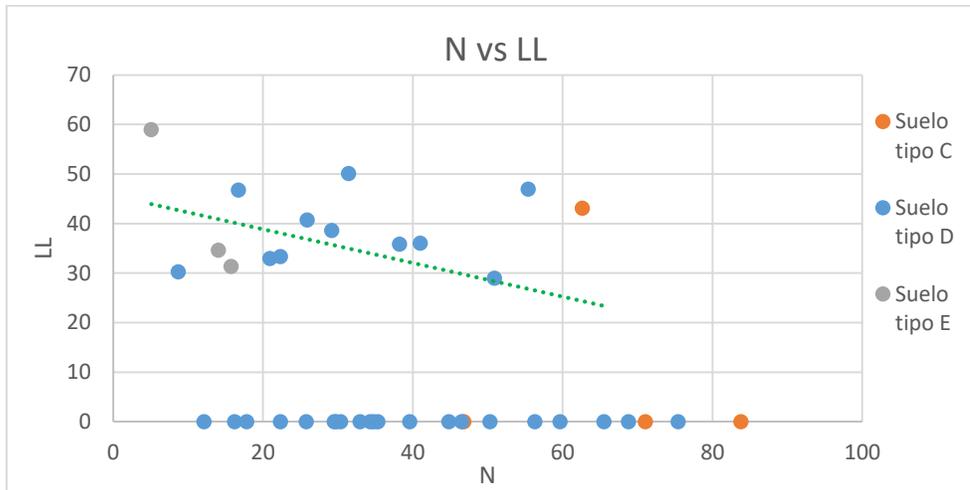


Figura 4.  $N$  vs Límite líquido ( $LL$ ).

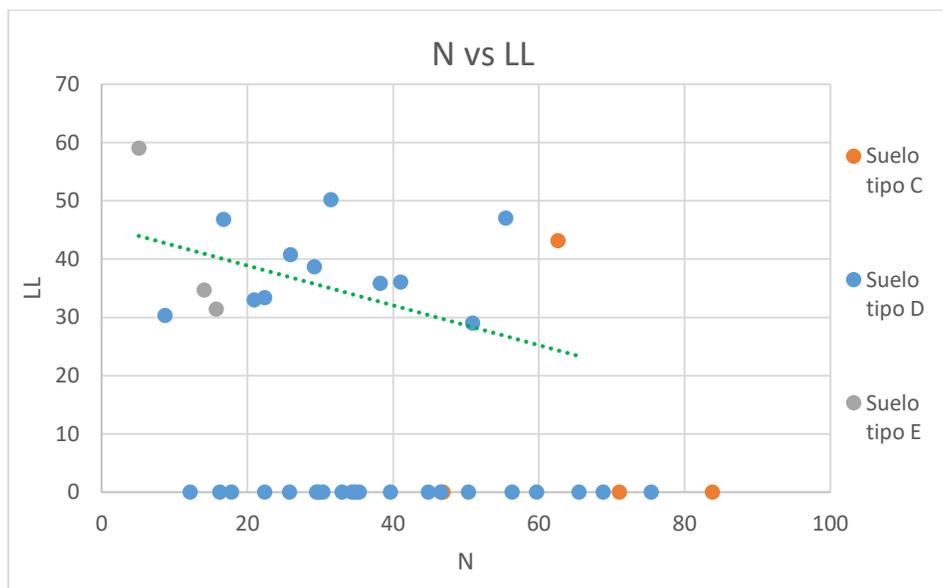


Figura 5.  $N$  vs Índice de plasticidad ( $IP$ ).

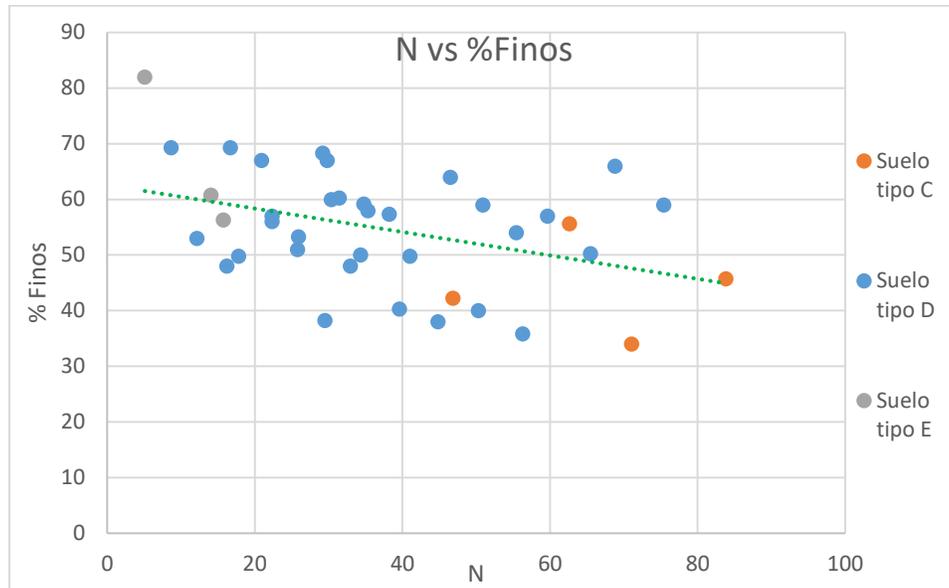


Figura 6. N vs Porcentaje de finos.

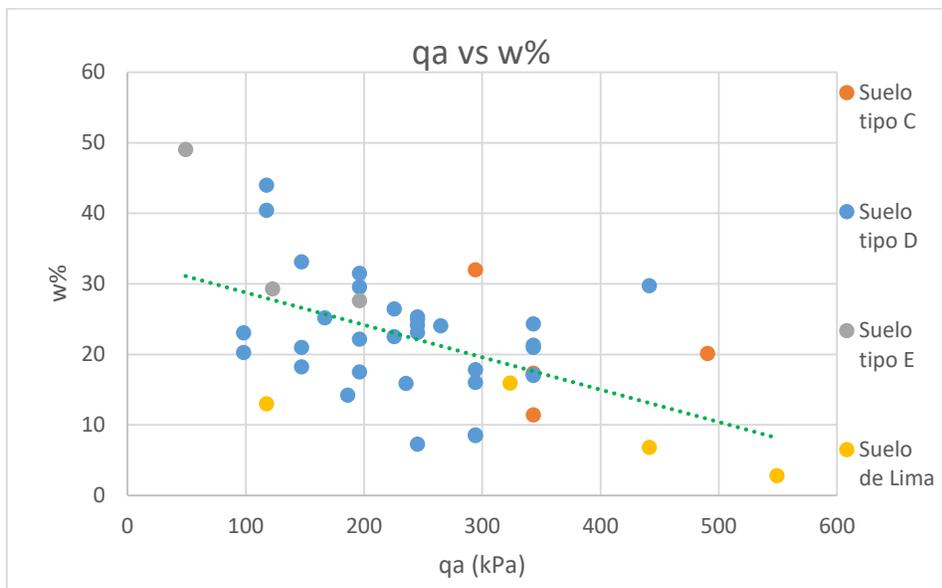
Valores más altos de N en Quito indican suelos con mejores propiedades de capacidad portante. Los estudios confirman una correlación positiva entre los valores de N y la capacidad portante, especialmente en suelos granulares y cohesivos [11]. Los valores más altos de N se asocian con menor humedad, límite líquido y el índice de plasticidad, lo que indica su idoneidad para cargas de cimentación [3], [12].

También existe una fuerte correlación entre el número de golpes y el ángulo de fricción interna, ambos aumentan con el rendimiento del suelo [3]. Sin embargo, la relación entre el número de golpes y la cohesión es más variable, ya que la cohesión depende más de la composición y la estructura del suelo[13].

### 3.2. Capacidad portante permisible del suelo ( $q_a$ )

La capacidad portante permisible del suelo es esencial en el diseño geotécnico, y su inclusión es obligatoria para evaluar las condiciones del suelo bajo diversas cargas del proyecto [4]. Inicialmente se desarrollaron fórmulas empíricas para estimar  $q_a$  basadas en los conteos de

golpes SPT,  $N$ , que Bowles posteriormente refinó. Estas fórmulas se aplican ampliamente hoy en día para determinar las capacidades máximas de carga sin causar un asentamiento elástico inmediato inferior a 2,5 cm, cumpliendo con los requisitos de servicio [4], [9]. Las Figuras 7, 8, 9, 10 y 11 muestran el análisis del parámetro  $q_a$ .



7.  $q_a$  vs Porcentaje de humedad ( $w\%$ ).

Figura

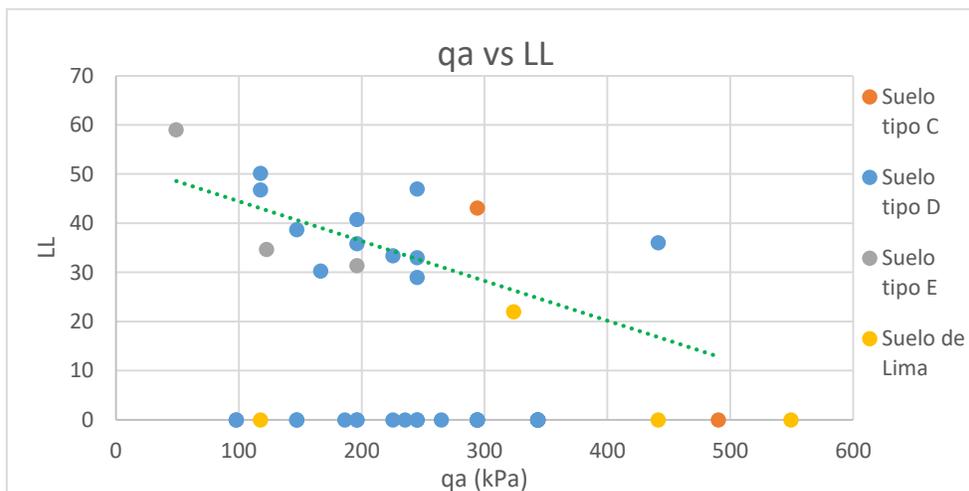


Figura 8.  $q_a$  vs Límite líquido ( $LL$ ).

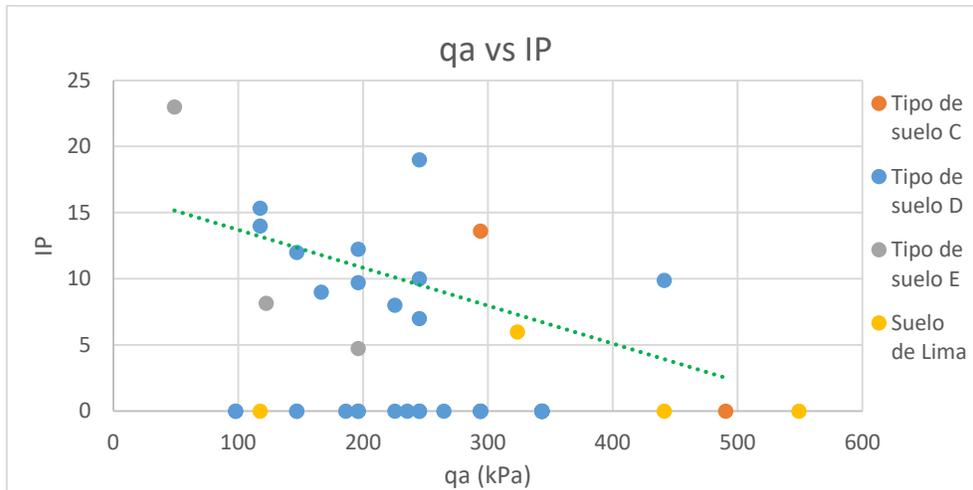


Figura 9.  $q_a$  vs Índice plástico (IP).

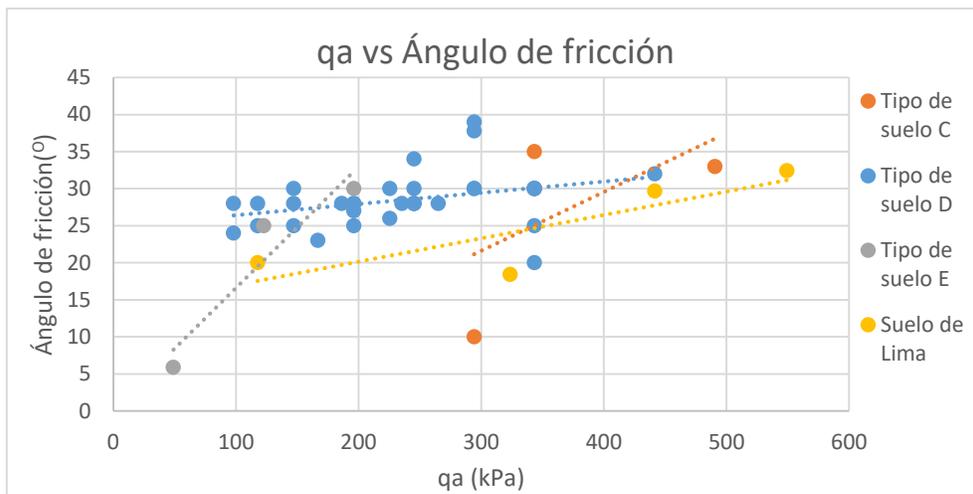
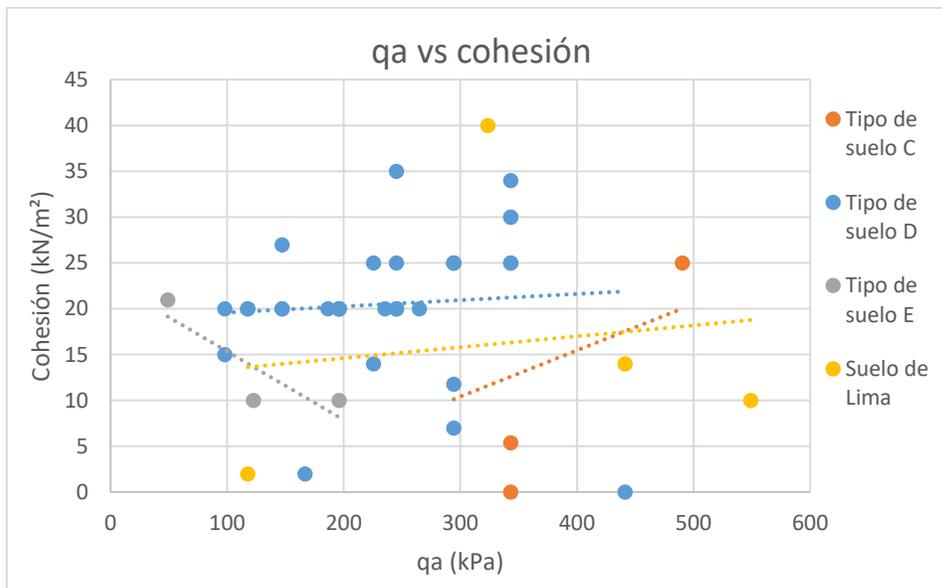
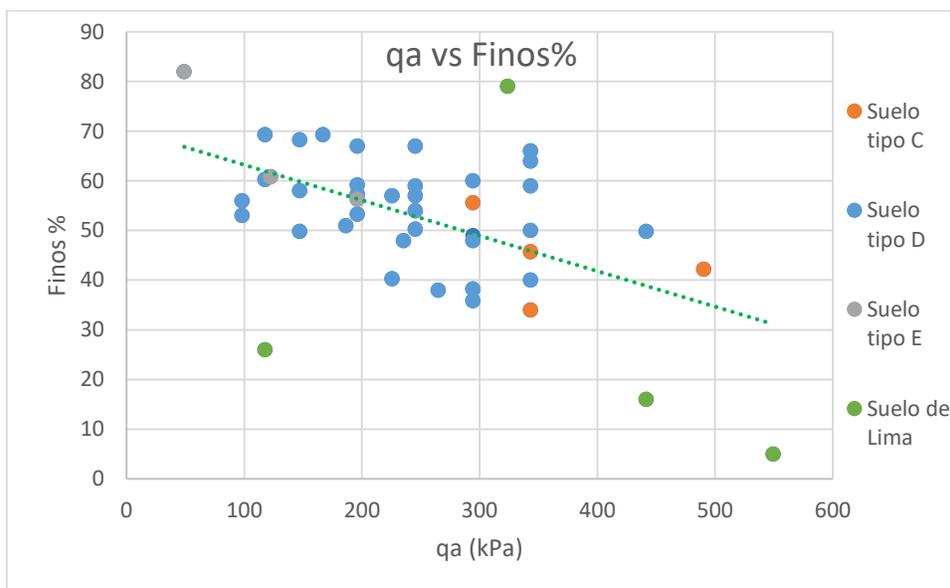


Figura 10.  $q_a$  vs Ángulo de fricción.



Figura

### 11. $q_a$ vs Cohesión.

Figura 12.  $q_a$  vs Porcentaje de finos.

Los valores más altos de  $N$  suelen correlacionarse con un aumento en  $q_a$ , y estos suelos tienden a tener un contenido de humedad y plasticidad más bajos, lo que indica estabilidad bajo carga [10], [11]. Esta correlación entre los valores del SPT, la estabilidad de la humedad y la consistencia confirma los hallazgos de estudios anteriores que vinculan los valores de  $N$  con propiedades de carga adecuadas [12]. Además, el método de Meyerhof ha sido validado

como un predictor confiable de la capacidad portante en distintos tipos de suelos, con las modificaciones de Bowles que mejoran su precisión para aplicaciones geotécnicas modernas [3], [4], [13].

Los datos prácticos de este estudio también sugieren una profundidad recomendada para las cimentaciones de 1.0 a 2.0 m por debajo del nivel del piso terminado. Este rango de profundidad generalmente produce suelos con propiedades favorables para la carga en cimentaciones superficiales, como lo confirman estudios geotécnicos más amplios [14], [15].

### **3.3. Propiedades de Resistencia al Cizallamiento.**

La resistencia al cizallamiento del suelo se determina principalmente por el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) y la cohesión ( $c$ ). Estos parámetros suelen medirse mediante pruebas triaxiales no consolidadas y no drenadas en diferentes tipos de suelos, cuyos resultados muestran un ángulo de fricción interna entre  $6^\circ$  y  $39^\circ$ , y valores de cohesión que van de 0 a  $35 \text{ kN/m}^2$ . Los ángulos de fricción más altos generalmente se asocian con suelos granulares, mientras que los ángulos más bajos se encuentran en suelos más finos y plásticos.

El criterio de falla de Mohr-Coulomb, que combina  $\phi$  y  $c$ , se utiliza en la ingeniería geotécnica para evaluar el comportamiento del suelo bajo carga. Estos parámetros son clave para calcular la capacidad portante y la estabilidad de las pendientes. Las pruebas triaxiales UU simulan condiciones de campo donde el drenaje es limitado, confirmando que el aumento de la fricción interna y la cohesión mejora la resistencia al cizallamiento.

La cohesión varía significativamente según la composición del suelo y su compactación, desde 0 kN/m<sup>2</sup> en suelos granulares hasta 35 kN/m<sup>2</sup> en suelos más cohesivos. Esta relación respalda los sistemas de clasificación de suelos utilizados en la ingeniería de cimentaciones para predecir la respuesta del suelo bajo carga. La Figura 13 muestra la relación entre la cohesión y el ángulo de fricción.

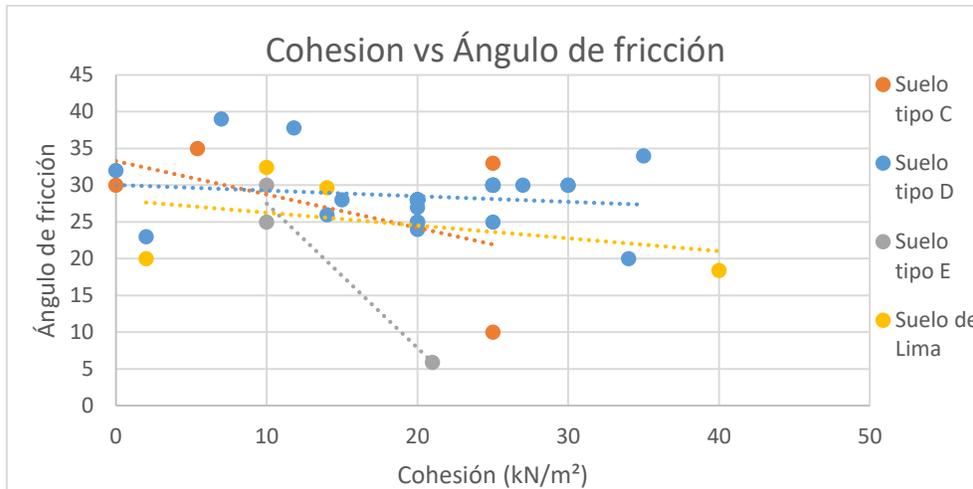


Figura 13. Cohesión vs Ángulo de fricción.

### 3.4. Clasificación de Suelos

NEC clasifica los suelos para asegurar que el diseño sísmico resistente considere el tipo de suelo y los efectos de amplificación regional. El código clasifica los suelos de la A a la E, cada uno con factores específicos de amplificación sísmica que influyen en el diseño estructural [1], [5], [16], [17], [18].

En Quito, predominan los suelos de Tipo D, pero también están presentes los suelos de Tipo C (12,5%) y Tipo E (7,5%). Los suelos de Tipo D, que consisten en materiales de densidad media, amplifican las ondas sísmicas más que los suelos más densos (Tipo A). Esta clasificación afecta los espectros sísmicos utilizados en el diseño de cimentaciones

estructurales [2]. La Figura 14 muestra estos espectros para diferentes tipos de suelos, lo que ayuda a realizar un diseño personalizado para la resiliencia sísmica.

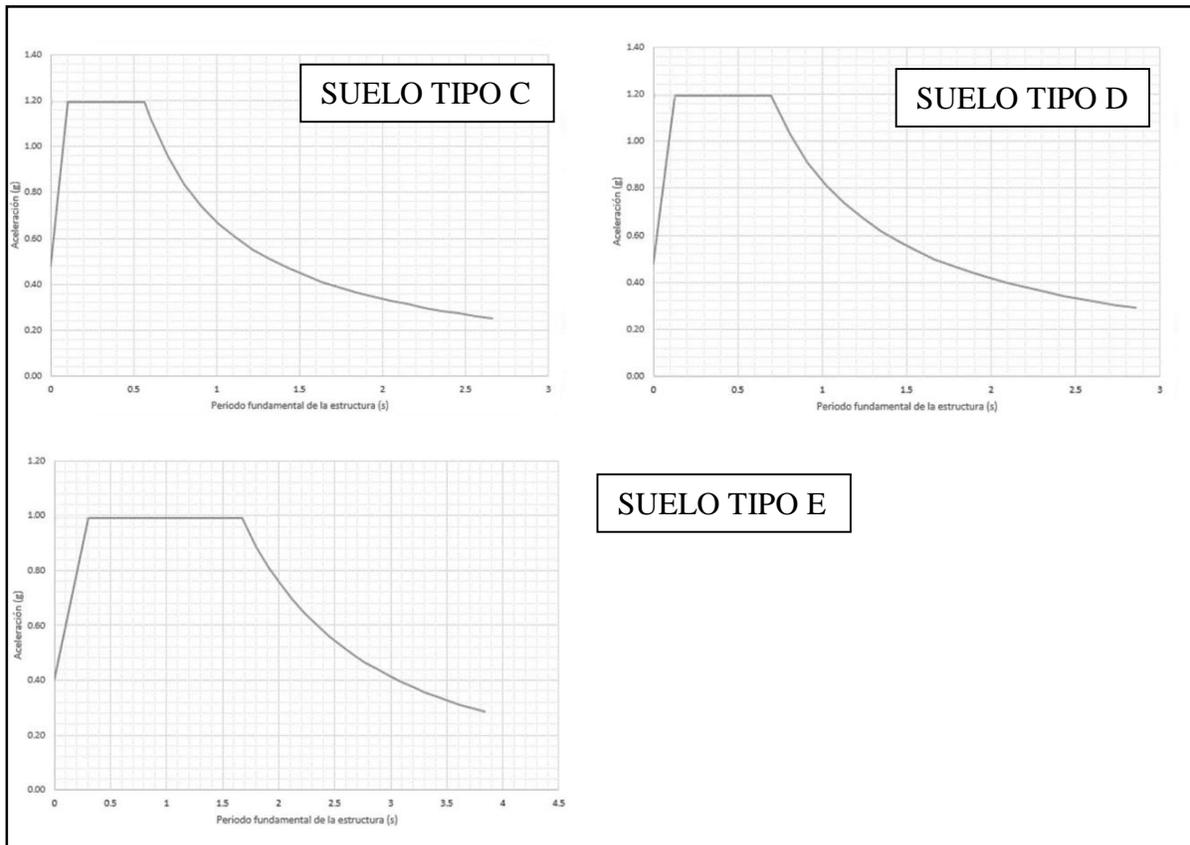


Figura 14. Espectro sísmico para suelos tipo C, D y E.

## 4. CASO DE ESTUDIO

### 4.1. Diseño de zapatas aisladas

Se diseñaron cuarenta zapatas aisladas ubicadas en diferentes lugares de Quito, basándose en las cargas del edificio seleccionado, utilizando los datos geotécnicos de cada ubicación. El diseño comparó los tipos de suelos, el espectro sísmico y los parámetros recomendados, con énfasis en las características estructurales de una cimentación de zapata aislada.

El diseño de la zapata aislada para la estructura de concreto armado de 4 pisos comienza con la determinación de las cargas. Usando ETABS, se obtuvieron las cargas axiales y momentos provenientes de las cargas muertas, cargas vivas, cargas vivas de techo y efectos sísmicos (incluyendo una carga axial sísmica y fuerzas sísmicas horizontales en ambas direcciones x e y). Estas fuerzas se combinaron según las normas del NEC para generar combinaciones de carga de servicio [1], [5].

Para el diseño preliminar de la zapata, se determinó el área de la zapata. El diseño tenía como objetivo asegurar que el área de la zapata cumpliera con el tamaño mínimo necesario para soportar las cargas verticales, con y sin efectos sísmicos. Los cálculos produjeron un área mínima de zapata para lograr dimensiones adecuadas, resultando en un ancho y longitud específicos de la zapata.

El diseño determinó el espesor de la zapata y la altura del pedestal, proporcionando una profundidad total. Se establecieron parámetros adicionales, como el recubrimiento y la profundidad efectiva, siguiendo las normas ACI 318-19 para el refuerzo flexural y de corte [19].

Los cálculos estructurales incluyeron verificaciones de corte por punzonado y corte en vigas anchas a lo largo de las secciones críticas de la zapata. Se verificaron las presiones de contacto de la zapata para asegurar que se mantuvieran dentro de la presión de carga

admisible del suelo. En todos los casos de carga y combinaciones de carga de servicio, las presiones de contacto calculadas estuvieron dentro de los límites permisibles.

Se calcularon las áreas de refuerzo para flexión en ambas direcciones, considerando los momentos y esfuerzos máximos bajo cada combinación de carga. Utilizando varillas de 18 mm, se calcularon los requisitos de refuerzo en función de los momentos en las secciones críticas, asegurando un refuerzo equilibrado y adecuado según el espaciamiento calculado. Finalmente, se completaron las verificaciones de falla por punzonado y corte en vigas anchas para confirmar que se cumplieron todos los requisitos de resistencia estructural, finalizando así el diseño para todos los tipos de suelos específicos a las condiciones geotécnicas de Quito. Se puede encontrar un ejemplo de cálculo en el Anexo 1.

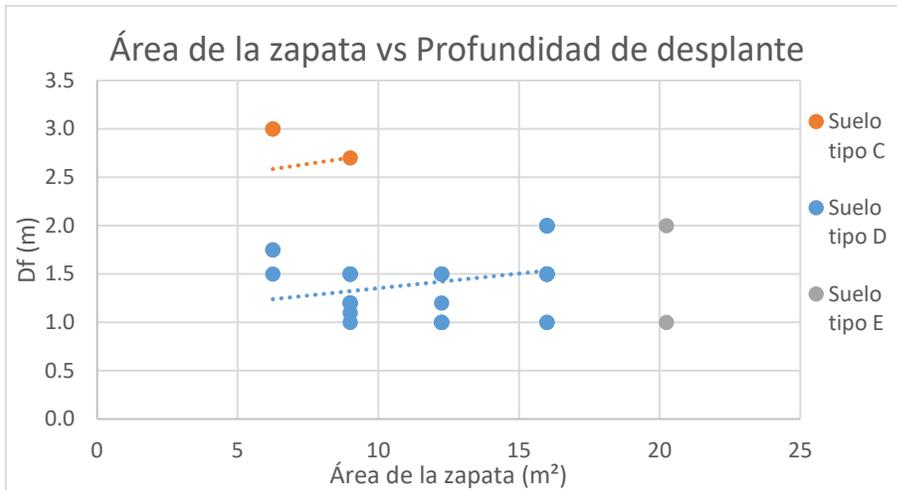
La Tabla 2 muestra un resumen de los diseños de zapatas aisladas.

*Tabla 2. Detalles del diseño de las zapatas aisladas*

N. zapata aislada	Área de la zapata [m <sup>2</sup> ]	Profundidad (Df) m	Peso del hormigón [kg]	Peso del acero [kg]
1	16.0	1.0	27,060	4.15
2	9.0	1.5	16,650	2.28
3	9.0	1.0	16,350	2.28
4	6.3	1.5	11,700	1.58
5	6.3	3.0	16,200	1.58
6	6.3	1.8	11,850	1.58
7	9.0	1.5	16,650	2.28
8	16.0	1.0	17,520	2.28
9	9.0	1.5	16,650	2.28
10	16.0	1.5	29,250	4.15
11	16.0	2.0	29,550	4.15
12	16.0	1.0	27,060	4.15
13	16.0	2.0	29,550	4.15
14	20.3	1.0	34,200	7.91
15	6.3	3.0	16,200	1.58
16	9.0	2.7	20,520	2.28
17	16.0	1.5	29,250	4.15
18	16.0	1.5	29,250	4.15
19	6.3	1.8	11,850	1.58
20	9.0	2.7	20,520	2.28
21	16.0	2.0	29,550	4.15

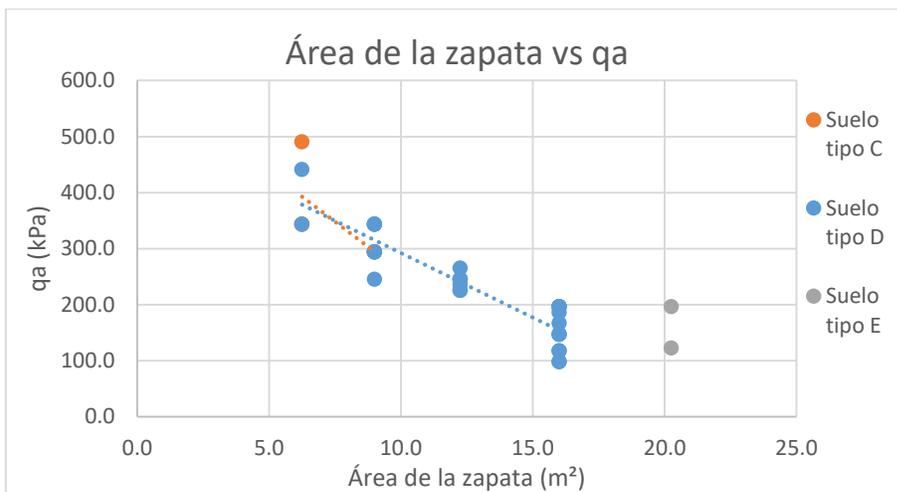
22	12.3	1.5	22,500	3.18
23	16.0	1.5	31,140	4.15
24	9.0	1.5	16,650	2.28
25	20.3	2.0	39,600	7.91
26	16.0	1.5	29,250	4.15
27	9.0	1.2	17,520	2.28
28	12.3	1.0	22,200	3.18
29	9.0	1.1	16,410	2.28
30	16.0	2.0	29,550	4.15
31	16.0	2.0	29,550	4.15
32	25.0	1.5	48,420	9.76
33	16.0	1.5	29,250	4.15
34	12.3	1.5	22,500	3.18
35	12.3	1.2	23,760	3.18
36	9.0	1.2	17,520	2.28
37	12.3	1.0	23,640	3.18
38	12.3	1.0	23,640	3.18
39	12.3	1.0	23,640	3.18
40	12.3	1.5	22,500	3.18

El área de la cimentación varía entre 9 m<sup>2</sup> y 25 m<sup>2</sup>, con un peso de concreto entre 16,000 kg y 50,000 kg, y un peso de acero entre 2.3 kg y 8.0 kg. El tipo de suelo influye principalmente en estas propiedades, según las recomendaciones geotécnicas y el NEC [2], [5], [16]. Las condiciones del suelo impactan el tamaño de la cimentación y los requisitos de material debido a las diferentes capacidades portantes y comportamientos sísmicos [2], [18], [20], como se muestra en las Figuras 15, 16, 17 y 18.



15. Área de la zapata vs Profundidad de desplante

Figura



16. Área de la zapata vs qa

Figura

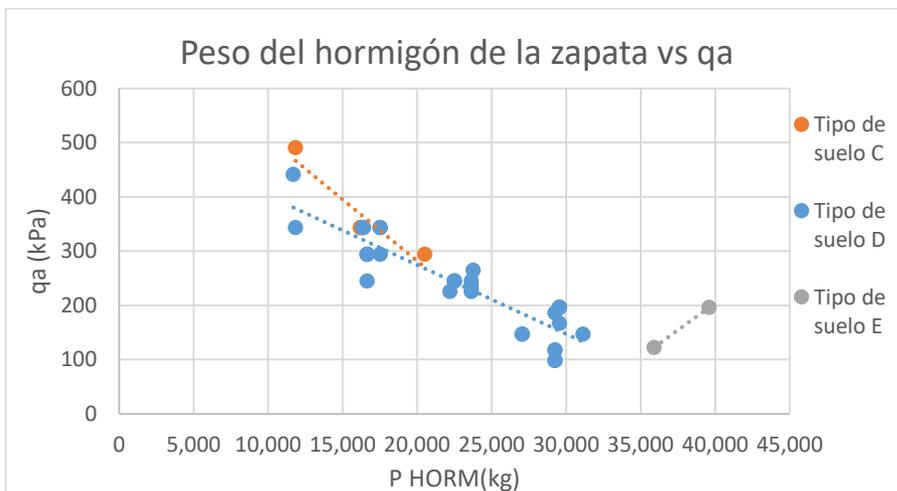


Figura 17. Peso del hormigón de la zapata (P HORM) vs qa

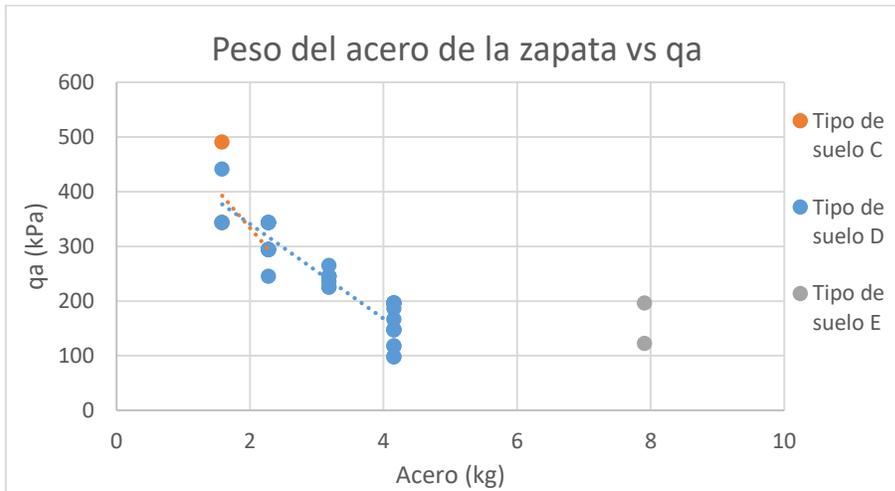


Figura 18. qa vs Peso del acero

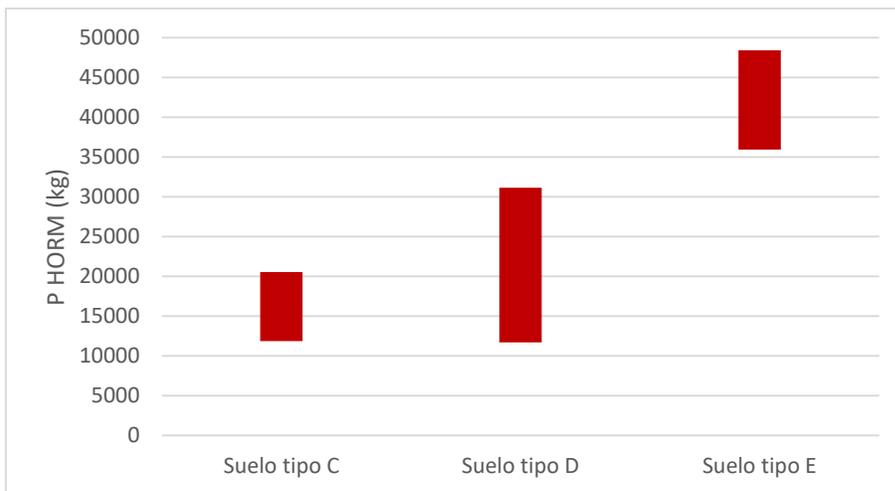


Figura 19. Peso de hormigón necesario en el diseño de una zapata aislada en cada tipo de suelo

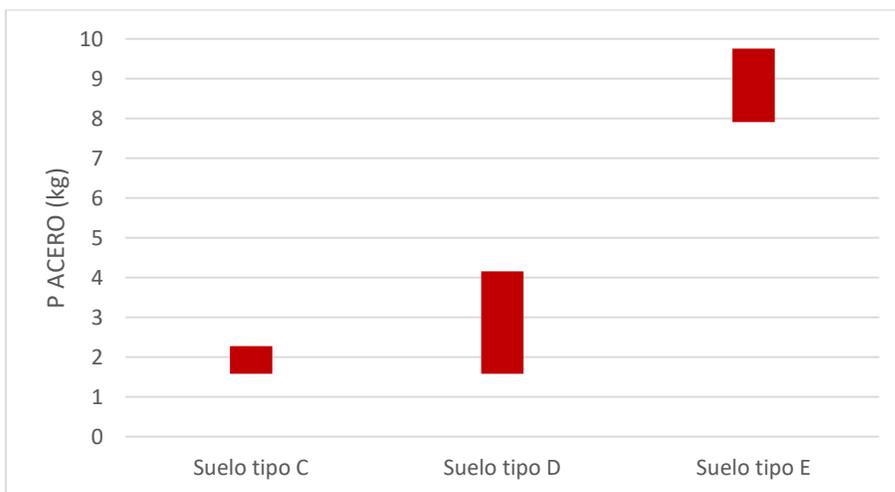


Figura 20. Peso de acero necesario en el diseño de una zapata aislada en cada tipo de suelo

## 5. DISCUSIÓN

Este estudio resalta el papel crítico de las propiedades geotécnicas del suelo en el diseño de cimentaciones, especialmente en zonas sísmicas. Apoya las opiniones de [9] y [10], que señalan que la cohesión del suelo, el ángulo de fricción y la capacidad portante son claves para diseñar cimentaciones que respondan adecuadamente a las condiciones locales del suelo. Los hallazgos muestran que los suelos con alta capacidad portante permiten diseños más compactos, mientras que los suelos más débiles requieren cimentaciones más grandes y reforzadas. Esto se alinea con las relaciones empíricas de Meyerhof entre los valores de SPT y las capacidades portantes, confirmando la correlación positiva entre los valores de SPT y las capacidades portantes admisibles [4].

El análisis comparativo de Quito y Lima resalta cómo los tipos de suelo regionales afectan la respuesta sísmica [11], [13]. Los suelos de tipo D y E en Quito ilustran cómo las clasificaciones locales influyen en el comportamiento sísmico [14]. Este estudio, al usar datos de SPT, confirma además que los valores de SPT son indicadores confiables de la capacidad de carga en zonas sísmicas [3], [15].

El estudio también reafirma la importancia de una clasificación precisa del suelo en la ingeniería geotécnica, particularmente en el diseño sísmico [12], [15]. Los valores altos de SPT en suelos con características portantes favorables coinciden con los hallazgos de Das y

Sobhan sobre la idoneidad de cimentaciones [11]. Además, el criterio de falla de Mohr-Coulomb, que combina cohesión y ángulo de fricción para evaluar la resistencia del suelo, se alinea con las prácticas descritas por [9] y [13], destacando su utilidad en condiciones de suelo variables.

Investigaciones futuras deberían ampliar este enfoque a un rango más amplio de suelos y condiciones sísmicas para mejorar el diseño de cimentaciones en zonas sísmicas similares [14]. Métodos avanzados de pruebas de campo, como los sugeridos por [15], podrían optimizar aún más los diseños de zapatas, haciendo las estructuras más resilientes en áreas de alto riesgo. Estos hallazgos mejoran la comprensión de las interacciones suelo-estructura, conduciendo a infraestructuras más seguras y adaptables en el panorama geotécnico. Además, [2] aporta conocimientos sobre la evolución de las técnicas de pruebas de suelos, refinando los enfoques para un diseño de cimentaciones más preciso.

## **6. CONCLUSIONES**

- El ensayo de penetración estándar (SPT) es ampliamente utilizado en Quito debido al tipo de suelo, mientras que Lima prefiere ensayos triaxiales debido a la predominancia de suelos gravosos.
- Los suelos de Quito (tipos D, C, E) y los de Lima (tipos S1, S2, S3) presentan características sísmicas y de capacidad portante distintas, lo que influye directamente en las estrategias de diseño.

- Los suelos con alta capacidad portante permiten zapatas más pequeñas y menos reforzadas, mientras que los suelos más débiles requieren zapatas más grandes y fuertemente reforzadas.
- Factores como el contenido de humedad, el índice de plasticidad y los golpes de SPT están fuertemente correlacionados con la capacidad portante e influyen en la estabilidad de las cimentaciones.
- El análisis comparativo entre Quito y Lima subraya la influencia de la variabilidad geotécnica regional en el desempeño de las cimentaciones.
- Un estudio de caso con ETABS demuestra la necesidad de adaptar los modelos estructurales al espectro geotécnico específico de cada tipo de suelo.
- Las figuras demuestran una correlación directa entre los golpes de SPT (N) y la capacidad portante ( $q_a$ ), con valores N más altos indicando suelos capaces de soportar mayores cargas.
- La relación entre  $q_a$  y la humedad (% w) muestra que un mayor contenido de humedad reduce la capacidad portante del suelo, particularmente en suelos tipo E.
- Valores altos de N corresponden a límites líquidos e índices de plasticidad más bajos, indicando que los suelos granulares son más adecuados para cimentaciones en comparación con los suelos finos.
- Porcentajes más altos de finos están correlacionados con valores de  $q_a$  más bajos, indicando una disminución en la capacidad portante en suelos de grano fino.
- Los valores de cohesión aumentan con  $q_a$ , ya que los suelos cohesivos proporcionan mayor resistencia a la carga, enfatizando la importancia de la composición del suelo.

- Áreas de cimentación más grandes están asociadas con valores de  $q_a$  más bajos en suelos más débiles, mientras que cimentaciones más pequeñas son suficientes para suelos con alta  $q_a$ .
- Las figuras destacan diferencias de diseño entre los tipos de suelo D, C y E, siendo el tipo E el que requiere las cimentaciones más grandes y reforzadas.

## 7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Y. Jaramillo-Lindao *et al.*, «Evaluating the Influence of Soil-Structure Interaction on Seismic Response of Commercial Structures in Ecuador», presentado en The 9th World Congress on Civil, Structural, and Environmental Engineering, abr. 2024. doi: 10.11159/icsect24.138.
- [2] M.M. Othman, R. Hen-Jones, C. Zapata, E. Jiménez, F. De Luca, E.A. Holcombe & P.J. Vardanega, «Geotechnical variability of the soils of Quito, Ecuador: a geodatabase study | Bulletin of Engineering Geology and the Environment», *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 82, n.º 433, p. 20, nov. 2023, doi: 10.1007/s10064-023-03438-3.
- [3] T. W. Lambe y R. V. Whitman, *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, 1991.
- [4] G. G. Meyerhof, «Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils», *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1956.
- [5] Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), «NORMA DE CONSTRUCCIÓN ECUATORIANA (NEC-2015)», INEN, Quito, Ecuador, 2015.
- [6] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento., «NTP E.030 - Sismorresistente - MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO SEPARATA ESPECIAL - Studocu», Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento., Perú, (n.d.).
- [7] K.-K. Phoon y F. H. Kulhawy, «Evaluation of geotechnical property variability», en *Canadian Geotechnical Journal*, nov. 1999, pp. 625-639. doi: 10.1139/t99-039.
- [8] «ASTM International - Standards Worldwide», ASTM INTERNATIONAL.
- [9] J. E. Bowles, *Foundation analysis and design*, 5th ed. New York: McGraw-Hill, 1996.
- [10] D. P. Coduto, *Foundation Design: Principles and Practices*. Upper Saddle River, N.J, 2000.
- [11] B. M. Das y K. Sobhan, *Principles of Geotechnical Engineering*. Stamford, CT, 2013.
- [12] P. Buck, *Soil Mechanics Vol.1*. 2012.
- [13] K. Terzaghi, R. B. Peck, y G. Mesri, *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, 1996.
- [14] R. B. Peck, W. E. Hanson, y T. H. Thornburn, *Foundation Engineering*. New York, 1991.
- [15] R. D. (Robert D. ) Holtz, *An introduction to geotechnical engineering*. Upper Saddle River, NJ : Pearson, 2011.
- [16] M.-L. Carreño, O. D. Cardona, y A. H. Barbat, «Urban Seismic Risk Evaluation: A Holistic Approach», *Nat Hazards*, vol. 40, n.º 1, pp. 137-172, ene. 2007, doi: 10.1007/s11069-006-0008-8.
- [17] T. K. Datta, *Seismic Analysis of Structures*. John Wiley & Sons, Ltd, 2010. doi: 10.1002/9780470824634.fmatter.
- [18] C. Yepes-Estrada *et al.*, «Modeling the Residential Building Inventory in South America for Seismic Risk Assessment», *Earthquake Spectra*, vol. 33, n.º 1, pp. 299-322, feb. 2017, doi: 10.1193/101915eqs155dp.
- [19] American Concrete Institute, *ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete*. 2019.

[20] E. Cervantes, D. Cerpa, y M. Guerra, «Steel Improvement: Ecuador Building Case», presentado en International Conference on Quality Engineering and Management, España, jul. 2024.

## 1. ANEXO A: EJEMPLO DE CÁLCULO DE UNA DE LAS ZAPATAS

### 1. Cargas que llegan a la zapata:

$P_{CP} := 1558.25 \text{ kN}$	Carga muerta
$P_{CV} := 220.48 \text{ kN}$	Carga viva
$P_{LR} := 55.86 \text{ kN}$	Carga viva cubierta
$P_S := 8 \text{ kN}$	Carga axial debido a sismo
$V_{XS} := 79.09 \text{ kN}$	Carga horizontal sismo en x
$V_{YS} := 79.07 \text{ kN}$	Carga horizontal sismo en y
$M_{yCP} := 1.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento por carga muerta en eje y
$M_{yCV} := 0.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento por carga viva en eje y
$M_{yLR} := -0.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento por carga viva cubierta en eje y
$M_{yS} := 172.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento en eje y por sismo en eje x
$M_{xCP} := -1.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento por carga muerta en eje x
$M_{xCV} := -0.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento por carga viva en eje x
$M_{xLR} := 0.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento por carga viva cubierta en eje x
$M_{xS} := 172.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento en eje x por sismo en eje y

### 2. Materiales y dimensión de columnas:

$f_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la <u>compresión</u> del hormigón.
$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso unitario del concreto armado (asumido).
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.
$b_{CL} := 50 \text{ cm}$ $h_{CL} := b_{CL}$	Dimensión típica de columnas/pedestales en la base.

**3. Datos del Estudio Geotécnico:**

$q_{adm} := 15 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Capacidad portante admisible del suelo (ELS)	+
$s_e := 2.50 \text{ cm}$	Asentamientos esperados para cargas de servicio.	
$\gamma_{suelo} := 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Densidad del suelo (asumida).	

**4. Predimensionamiento del área de la zapata:**

$P_{v\_pre} := P_{CP} + P_{CV} + P_{LR} = (1.835 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Carga vertical no mayorada, sin efectos de sismo.
$P_{ov\_pre} := P_{CP} + P_{CV} + P_{LR} + P_S = (1.843 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Carga vertical no mayorada, con efectos de sismo.
$Af_v := \frac{P_{v\_pre}}{q_{adm}} = 13.748 \text{ m}^2$	Área mínima de zapata sin efectos de sismo.
$Af_{ov} := \frac{P_{ov\_pre}}{1.33 \cdot q_{adm}} = 10.382 \text{ m}^2$	Área mínima de zapata con efectos de sismo.
$Af_{min} := \max(Af_v, Af_{ov}) = 13.748 \text{ m}^2$	Área mínima de zapata para predimensionamiento.
$B_{fmin} := \sqrt{Af_{min}} = 3.708 \text{ m}$	Ancho <u>mínimo</u> de zapata.
$B_f := 4 \text{ m}$	Ancho de zapata a utilizar.
$L_f := B_f = 4 \text{ m}$	Largo de zapata a utilizar.
$A_f := B_f \cdot L_f = 16 \text{ m}^2$	Área de zapata a utilizar.

**5. Coeficiente de Balasto:**

$K_s := 1.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$	Coeficiente de Balasto.
---	-------------------------

**6. Diseño estructural de la zapata obtenida:**Parámetros de diseño para la zapata

$h_p := 0.30 \text{ m}$	Altura del pedestal.
$h_z := 0.70 \text{ m}$	Altura de la zapata.
$D_f := h_p + h_z = 1 \text{ m}$	Desplante total de la zapata.
$rec := 7.5 \text{ cm}$	Recubrimiento de protección.

$$d_f := h_z - rec = 62.5 \text{ cm} \quad \text{Altura útil de zapata.}$$

#### Datos para el diseño estructural según el ACI 318-19

$$\phi_f := 0.90 \quad \text{Factor de minoración de resistencia a flexión.}$$

$$\phi_v := 0.75 \quad \text{Factor de minoración de resistencia a corte.}$$

$$\phi_a := 0.65 \quad \text{Factor de minoración de resistencia al aplastamiento.}$$

$$\beta_1 := 0.85 \quad \text{Factor de profundidad del bloque a compresión.}$$

#### Combinaciones de carga en servicio en X

##### Combinación 1:

$$P_{serv1} := P_{CP} + P_{CV} + P_{LR} = (1.871 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{serv1} := My_{CP} + My_{CV} + My_{LR} = 175.391 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{serv1} := \frac{M_{serv1}}{P_{serv1}} = (9.375 \cdot 10^{-4}) \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

##### Combinación 2:

$$P_{serv2} := P_{CP} + 0.75 \cdot P_{CV} + 0.525 \cdot P_S + 0.75 \cdot P_{LR} = (1.805 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{serv2} := My_{CP} + 0.75 \cdot My_{CV} + 0.525 \cdot My_S + 0.75 \cdot My_{LR} = (9.384 \cdot 10^3) \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{serv2} := \frac{M_{serv2}}{P_{serv2}} = 0.052 \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

##### Combinación 3:

$$P_{serv3} := P_{CP} + 0.70 \cdot P_S = (1.595 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{serv3} := My_{CP} + 0.70 \cdot My_S = (1.243 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{serv3} := \frac{M_{serv3}}{P_{serv3}} = 0.078 \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

##### Combinación 4:

$$P_{serv4} := P_{CP} + 0.75 \cdot P_{CV} + 0.75 \cdot P_{LR} = (1.8 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{serv4} := My_{CP} + 0.75 \cdot My_{CV} + 0.75 \cdot My_{LR} = 167.488 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{serv4} := \frac{M_{serv4}}{P_{serv4}} = (9.303 \cdot 10^{-4}) \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

Combinación de servicio de diseño:

$$P_{serv} := \max(P_{serv1}, P_{serv2}, P_{serv3}, P_{serv4}) = 187076.117 \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{serv} := \max(M_{serv1}, M_{serv2}, M_{serv3}, M_{serv4}) = 12431.87 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{serv} := \frac{M_{serv}}{P_{serv}} = 0.066 \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

#### Verificación de dimensiones en planta de zapata :

Excentricidad límite para la ubicación de la resultante de carga dentro del tercio central

$$e_{lim} := \frac{B_f}{6} = 0.792 \text{ m}$$

if ( $e_{serv} \leq e_{lim}$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Presión de contacto máxima en servicio sobre la zapata

$$\sigma_{max} := \frac{P_{serv}}{A_f} \cdot \left(1 + \frac{6 e_{serv}}{B_f}\right) + \gamma_{suelo} \cdot (D_f - h_z) + \gamma_c \cdot h_z = 12.332 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

if ( $\sigma_{max} \leq q_{adm}$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Presión de contacto mínima en servicio sobre la zapata

$$\sigma_{min} := \frac{P_{serv}}{A_f} \cdot \left(1 - \frac{6 e_{serv}}{B_f}\right) + \gamma_{suelo} \cdot (D_f - h_z) + \gamma_c \cdot h_z = 0.98 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if ( $\sigma_{max} \geq 0$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Combinaciones de carga en estado último en X

Combinación 1:

$$P_{u1} := 1.4 P_{CP} = (2.225 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Carga axial.

$$M_{u1} := 1.4 M_{yCP} = 201.292 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento flector.

$$e_{u1} := \frac{M_{u1}}{P_{u1}} = (9.049 \cdot 10^{-4}) \text{ m}$$

Excentricidad de la carga.

Combinación 2:

$$P_{u2} := 1.2 P_{CP} + 1.6 P_{CV} + 0.5 P_{LR} = (2.295 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Carga axial.

$$M_{u2} := 1.2 M_{yCP} + 1.6 M_{yCV} + 0.5 M_{yLR} = 227.601 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento flector.

$$e_{u2} := \frac{M_{u2}}{P_{u2}} = (9.917 \cdot 10^{-4}) \text{ m}$$

Excentricidad de la carga.

Combinación 3:

$$P_{u3} := 1.2 P_{CP} + P_{CV} + P_S = (2.14 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Carga axial.

$$M_{u3} := 1.2 M_{yCP} + M_{yCV} + M_{yS} = (1.776 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento flector.

$$e_{u3} := \frac{M_{u3}}{P_{u3}} = 0.083 \text{ m}$$

Excentricidad de la carga.

Combinación 4:

$$P_{u4} := 0.9 P_{CP} + P_S = (1.438 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Carga axial.

$$M_{u4} := 0.9 M_{yCP} + M_{yS} = (1.768 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento flector.

$$e_{u4} := \frac{M_{u4}}{P_{u4}} = 0.123 \text{ m}$$

Excentricidad de la carga.

Combinación 5:

$$P_{u5} := 1.2 P_{CP} + 1 P_{CV} + 1.6 P_{LR} = (2.223 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Carga axial.

$$M_{u5} := 1.2 M_{yCP} + 1 M_{yCV} + 1.6 M_{yLR} = 201.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento flector.

$$e_{u5} := \frac{M_{u5}}{P_{u5}} = (9.074 \cdot 10^{-4}) \text{ m}$$

Excentricidad de la carga.

Combinación 6:

$$P_{u6} := 1.2 P_{CP} + 1 P_{CV} + 0.5 P_{LR} = (2.16 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Carga axial.

$$M_{u6} := 1.2 M_{yCP} + 1 M_{yCV} + 0.5 M_{yLR} = 206.187 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento flector.

$$e_{u6} := \frac{M_{u6}}{P_{u6}} = (9.545 \cdot 10^{-4}) \text{ m}$$

Excentricidad de la carga.

Combinación en estado último de diseño:

$$P_u := \max(P_{u1}, P_{u2}, P_{u3}, P_{u4}, P_{u5}, P_{u6}) = 229497.127 \text{ kgf}$$

Carga axial.

$$M_u := \max(M_{u1}, M_{u2}, M_{u3}, M_{u4}, M_{u5}, M_{u6}) = (1.776 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento flector.

$$e_u := \frac{M_u}{P_u} = 0.077 \text{ m}$$

Excentricidad de la carga.

Presión de contacto mayoradaExcentricidad límite para la ubicación de la resultante de carga dentro del tercio central

$$e_{u\text{lim}} := \frac{B_f}{6} = 0.792 \text{ m}$$

if ( $e_u \leq e_{ulim}$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Presión de contacto máxima en servicio sobre la zapata

$$\sigma_{umax} := \frac{P_u}{A_f} \cdot \left(1 + \frac{6 e_u}{B_f}\right) + \gamma_{suelo} \cdot (D_f - h_z) + \gamma_c \cdot h_z = 14.734 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad q_{adm} = 15 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

if ( $\sigma_{umax} \leq q_{adm}$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Presión de contacto mínima en servicio sobre la zapata

$$\sigma_{umin} := \frac{P_u}{A_f} \cdot \left(1 - \frac{6 e_u}{B_f}\right) + \gamma_{suelo} \cdot (D_f - h_z) + \gamma_c \cdot h_z = 1.138 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if ( $\sigma_{max} \geq 0$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Diseño del área de acero por flexión de la zapata en dirección "X"

$$L_{flexX} := \frac{B_f}{2} - \frac{b_{CL}}{2} = 2.125 \text{ m}$$

Esfuerzo y momento último en sección crítica

$$\sigma_{ufX} := \frac{\sigma_{umax} - \sigma_{umin}}{B_f} \cdot (B_f - L_{flexX}) + \sigma_{umin} = 1.248 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{ufy} := \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{umax} - \sigma_{ufX}) \cdot L_f \cdot (L_{flexX})^2 + \frac{\sigma_{ufX} \cdot L_f \cdot (L_{flexX})^2}{2} = (1.402 \cdot 10^5) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Área de acero de refuerzo requerido en la dirección "X"

$$A_{sreqX} := \frac{d_f - \sqrt{d_f^2 - \frac{M_{ufy}}{0.85 \cdot \phi_f \cdot L_f \cdot f'_c}}}{\frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot L_f}} = 29.976 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo mínimo en la dirección "X"

$$A_{sminX} := 0.0018 \cdot L_f \cdot h_z = 59.85 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo que gobierna en la dirección "X"

$$As_X := \max(As_{reqX}, As_{minX}) = 59.85 \text{ cm}^2$$

Diámetro y área de barras en la dirección "X"

$$db_X := 18 \text{ mm}$$

$$Ab_X := \frac{\pi}{4} \cdot db_X^2 = 2.545 \text{ cm}^2$$

Número de barras y separación en la dirección "X"

$$\#barras_{maxX} := \text{ceil}\left(\frac{As_X}{Ab_X}\right) = 24 \quad sep_{maxX} := \frac{L_f - 2 \cdot rec}{\#barras_{maxX} - 1} = 20 \text{ cm}$$

Número de barras y separación colocada del acero de refuerzo en la dirección "X"

$$sep_X := \text{Floor}(sep_{maxX}, 5 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \#barras_X := \text{ceil}\left(\frac{L_f - 2 \cdot rec}{sep_X}\right) = 31$$

Área de acero de refuerzo a tracción real en la dirección "X"

$$As_{realX} := \#barras_X \cdot Ab_X = 78.885 \text{ cm}^2 \quad \rho_{realX} := \frac{As_{realX}}{L_f \cdot d_f} = 0.003$$

Cuantía balanceada y máxima

$$Es := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left( \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{Es}} \right) = 0.025$$

$$\rho_{max} := 0.625 \cdot \rho_b = 0.015$$

Área de acero de refuerzo en la dirección "X"

$$As_{maxX} := \rho_{max} \cdot L_f \cdot d_f = 459.626 \text{ cm}^2$$

$$\text{if}(As_{minX} \leq As_{realX} \leq As_{maxX}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$$

### Combinaciones de carga en servicio en Y

#### Combinación 1:

$$P_{serv1} := P_{CP} + P_{CV} + P_{LR} = (1.871 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{serv1} := M_{x_{CP}} + M_{x_{CV}} + M_{x_{LR}} = -175.391 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{serv1} := \frac{M_{serv1}}{P_{serv1}} = -9.375 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

#### Combinación 2:

$$P_{serv2} := P_{CP} + 0.75 \cdot P_{CV} + 0.525 \cdot P_S + 0.75 \cdot P_{LR} = (1.805 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{serv2} := M_{x_{CP}} + 0.75 \cdot M_{x_{CV}} + 0.525 \cdot M_{x_S} + 0.75 \cdot M_{x_{LR}} = (9.046 \cdot 10^3) \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{serv2} := \frac{M_{serv2}}{P_{serv2}} = 0.05 \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

#### Combinación 3:

$$P_{serv3} := P_{CP} + 0.70 \cdot P_S = (1.595 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{serv3} := M_{x_{CP}} + 0.70 \cdot M_{x_S} = (1.214 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{serv3} := \frac{M_{serv3}}{P_{serv3}} = 0.076 \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

#### Combinación 4:

$$P_{serv4} := P_{CP} + 0.75 \cdot P_{CV} + 0.75 \cdot P_{LR} = (1.8 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{serv4} := M_{x_{CP}} + 0.75 \cdot M_{x_{CV}} + 0.75 \cdot M_{x_{LR}} = -167.488 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{serv4} := \frac{M_{serv4}}{P_{serv4}} = -9.303 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

#### Combinación de servicio de diseño:

$$P_{serv} := \max(P_{serv1}, P_{serv2}, P_{serv3}, P_{serv4}) = 187076.117 \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{serv} := \max(M_{serv1}, M_{serv2}, M_{serv3}, M_{serv4}) = 12141.455 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{serv} := \frac{M_{serv}}{P_{serv}} = 0.065 \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

### Verificación de dimensiones en planta de zapata :

Excentricidad límite para la ubicación de la resultante de carga dentro del tercio central

$$e_{\text{lim}} := \frac{B_f}{6} = 0.792 \text{ m}$$

if ( $e_{\text{serv}} \leq e_{\text{lim}}$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Presión de contacto máxima en servicio sobre la zapata

$$\sigma_{\text{maxY}} := \frac{P_{\text{serv}}}{A_f} \cdot \left(1 + \frac{6 e_{\text{serv}}}{B_f}\right) + \gamma_{\text{suelo}} \cdot (D_f - h_z) + \gamma_c \cdot h_z = 12.314 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

if ( $\sigma_{\text{maxY}} \leq q_{\text{adm}}$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Presión de contacto mínima en servicio sobre la zapata

$$\sigma_{\text{minY}} := \frac{P_{\text{serv}}}{A_f} \cdot \left(1 - \frac{6 e_{\text{serv}}}{B_f}\right) + \gamma_{\text{suelo}} \cdot (D_f - h_z) + \gamma_c \cdot h_z = 0.981 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if ( $\sigma_{\text{minY}} \geq 0$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

### Combinaciones de carga en estado último en Y

Combinación 1:

$$P_{u1} := 1.4 P_{CP} = (2.225 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{u1} := 1.4 M_{x_{CP}} = -201.292 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{u1} := \frac{M_{u1}}{P_{u1}} = -9.049 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

Combinación 2:

$$P_{u2} := 1.2 P_{CP} + 1.6 P_{CV} + 0.5 P_{LR} = (2.295 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{u2} := 1.2 M_{x_{CP}} + 1.6 M_{x_{CV}} + 0.5 M_{x_{LR}} = -227.601 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{u2} := \frac{M_{u2}}{P_{u2}} = -9.917 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

Combinación 3:

$$P_{u3} := 1.2 P_{CP} + P_{CV} + P_S = (2.14 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{u3} := 1.2 M_{x_{CP}} + M_{x_{CV}} + M_{x_S} = (1.734 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{u3} := \frac{M_{u3}}{P_{u3}} = 0.081 \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

Combinación 4:

$$P_{u4} := 0.9 P_{CP} + P_S = (1.438 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{u4} := 0.9 M_{x_{CP}} + M_{x_S} = (1.742 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{u4} := \frac{M_{u4}}{P_{u4}} = 0.121 \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

Combinación 5:

$$P_{u5} := 1.2 P_{CP} + 1 P_{CV} + 1.6 P_{LR} = (2.223 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{u5} := 1.2 M_{x_{CP}} + 1 M_{x_{CV}} + 1.6 M_{x_{LR}} = -201.7 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{u5} := \frac{M_{u5}}{P_{u5}} = -9.074 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

Combinación 6:

$$P_{u6} := 1.2 P_{CP} + 1 P_{CV} + 0.5 P_{LR} = (2.16 \cdot 10^5) \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$M_{u6} := 1.2 M_{x_{CP}} + 1 M_{x_{CV}} + 0.5 M_{x_{LR}} = -206.187 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_{u6} := \frac{M_{u6}}{P_{u6}} = -9.545 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

Combinación en estado último de diseño:

$$\bar{P}_u := \max(P_{u1}, P_{u2}, P_{u3}, P_{u4}, P_{u5}, P_{u6}) = 229497.127 \text{ kgf} \quad \text{Carga axial.}$$

$$\bar{M}_u := \max(M_{u1}, M_{u2}, M_{u3}, M_{u4}, M_{u5}, M_{u6}) = (1.742 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento flector.}$$

$$e_u := \frac{\bar{M}_u}{\bar{P}_u} = 0.076 \text{ m} \quad \text{Excentricidad de la carga.}$$

Presión de contacto mayorada

Excentricidad límite para la ubicación de la resultante de carga dentro del tercio central

$$e_{ulim} := \frac{B_f}{6} = 0.792 \text{ m}$$

if ( $e_u \leq e_{ulim}$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Presión de contacto máxima en servicio sobre la zapata

$$\sigma_{umaxY} := \frac{P_u}{A_f} \cdot \left(1 + \frac{6 e_u}{B_f}\right) + \gamma_{suelo} \cdot (D_f - h_z) + \gamma_c \cdot h_z = 14.713 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad q_{adm} = 15 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

if ( $\sigma_{umaxY} \leq q_{adm}$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Presión de contacto mínima en servicio sobre la zapata

$$\sigma_{uminY} := \frac{P_u}{A_f} \cdot \left(1 - \frac{6 e_u}{B_f}\right) + \gamma_{suelo} \cdot (D_f - h_z) + \gamma_c \cdot h_z = 1.14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if ( $\sigma_{maxY} \geq 0$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Diseño del área de acero por flexión de la zapata en dirección "Y"

$$L_{flexY} := \frac{B_f}{2} - \frac{b_{CL}}{2} = 2.125 \text{ m}$$

Esfuerzo y momento último en sección crítica

$$\sigma_{ufY} := \frac{\sigma_{umaxY} - \sigma_{uminY}}{B_f} \cdot (B_f - L_{flexY}) + \sigma_{umin} = 1.246 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{ufX} := \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{umaxY} - \sigma_{ufY}) \cdot L_f \cdot (L_{flexY})^2 + \frac{\sigma_{ufY} \cdot L_f \cdot (L_{flexY})^2}{2} = (1.4 \cdot 10^5) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Área de acero de refuerzo requerido en la dirección "X"

$$A_{sreqY} := \frac{d_f - \sqrt{d_f^2 - \frac{M_{ufX}}{0.85 \cdot \phi_f \cdot L_f \cdot f'_c}}}{\frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot L_f}} = 29.93 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo mínimo en la dirección "Y"

$$A_{sminY} := 0.0018 \cdot L_f \cdot h_z = 59.85 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo que gobierna en la dirección "Y"

$$A_{sY} := \max(A_{sreqY}, A_{sminY}) = 59.85 \text{ cm}^2$$

Diámetro y área de barras en la dirección "Y"

$$db_Y := 18 \text{ mm}$$

$$Ab_Y := \frac{\pi}{4} \cdot db_Y^2 = 2.545 \text{ cm}^2$$

Número de barras y separación en la dirección "X"

$$\#barras_{maxY} := \text{ceil}\left(\frac{As_Y}{Ab_Y}\right) = 24 \quad sep_{maxY} := \frac{L_f - 2 \cdot rec}{\#barras_{maxY} - 1} = 20 \text{ cm}$$

Número de barras y separación colocada del acero de refuerzo en la dirección "X"

$$sep_Y := \text{Floor}(sep_{maxY}, 5 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \#barras_Y := \text{ceil}\left(\frac{L_f - 2 \cdot rec}{sep_Y}\right) = 31$$

Área de acero de refuerzo a tracción real en la dirección "X"

$$As_{realY} := \#barras_X \cdot Ab_X = 78.885 \text{ cm}^2 \quad \rho_{realY} := \frac{As_{realX}}{L_f \cdot d_f} = 0.003$$

Cuantía balanceada y máxima

$$E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left( \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \right) = 0.025$$

$$\rho_{max} := 0.625 \cdot \rho_b = 0.015$$

Área de acero de refuerzo en la dirección "Y"

$$As_{maxY} := \rho_{max} \cdot L_f \cdot d_f = 459.626 \text{ cm}^2$$

$$\text{if}(As_{minY} \leq As_{realY} \leq As_{maxY}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$$

### Verificación del Corte por Punzonado

Esfuerzo y momento último en sección crítica

$$\sigma_{upromX} := \frac{\sigma_{umax} + \sigma_{umin}}{2} = 1.237 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{upromY} := \frac{\sigma_{umaxY} + \sigma_{uminY}}{2} = 1.237 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{uprom} := \max(\sigma_{upromX}, \sigma_{upromY}) = 1.237 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cortante último por punzonado

$$V_u := P_u - \sigma_{uprom} \cdot ((b_{CL} + d_f) \cdot (h_{CL} + d_f)) = (2.138 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Perímetro de punzonado, relación de dimensiones en planta y coeficiente de ubicación

$$b_o := 2 \cdot (b_{CL} + d_f) + 2 \cdot (h_{CL} + d_f) = 4.5 \text{ m}$$

Perímetro de punzonado

$$\beta := \frac{\max(b_{CL}, h_{CL})}{\min(b_{CL}, h_{CL})} = 1$$

Relación de dimensiones

$$\alpha_{sl} := 40$$

Columnas interiores

Resistencia al corte por punzonado del concreto

$$vc1 := 1.1 \cdot 1 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 17.041 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$vc2 := 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 24.632 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$vc3 := 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_{sl} \cdot d_f}{b_o}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 31.604 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$vc := \min(vc1, vc2, vc3) = 17.041 \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo cortante por punzonado del concreto

$$Vc := vc \cdot b_o \cdot d_f = (4.793 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Fuerza cortante por punzonado del concreto

$$\phi_v Vc := \phi_v \cdot Vc = (3.595 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

if ( $V_u \leq \phi_v Vc$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Verificación por corte de viga ancha en la dirección "X"

$$L'_X := \frac{B_f}{2} - \frac{b_{CL}}{2} - d_f = 1.5 \text{ m}$$

Sección crítica al corte

Presión de contacto a una distancia "d" de la cara del pedestal

$$\sigma_{ud} := \frac{(\max(\sigma_{umax}, \sigma_{umaxY}) - \min(\sigma_{umin}, \sigma_{uminY}))}{B_f} \cdot (B_f - L'_X) + \max(\sigma_{umin}, \sigma_{uminY}) = 1.276 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cortante último por viga ancha

$$V_{uX} := \left( \frac{\max(\sigma_{umax}, \sigma_{umaxY}) + \sigma_{ud}}{2} \right) \cdot L'_X \cdot L_f = (9.306 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

Furza Cortante por viga ancha del concreto

$$V_{cX} := \left( 2.1 \cdot 1 \cdot \rho_{realX}^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot L_f \cdot d_f = (1.338 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\phi_v V_{cX} := \phi_v \cdot V_{cX} = (1.003 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

if  $(\phi_v V_{cX} \geq V_{uX}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$

Verificación por corte de viga ancha en la dirección "Y"

$$L'_Y := \frac{L_f}{2} - \frac{h_{CL}}{2} - d_f = 1.5 \text{ m} \quad \text{Sección crítica al corte}$$

Presión de contacto a una distancia "d" de la cara del pedestal

$$\sigma_{uprom} = 1.237 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cortante último por viga ancha

$$V_{uY} := \sigma_{uprom} \cdot L'_Y \cdot B_f = (8.815 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

Fuerza Cortante por viga ancha del concreto

$$V_{cY} := \left( 2.1 \cdot 1 \cdot \rho_{realY}^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot B_f \cdot d_f = (1.338 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\phi_v V_{cY} := \phi_v \cdot V_{cY} = (1.003 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

if  $(\phi_v V_{cY} \geq V_{uY}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$

### Verificación de la longitud de transferencia requerida en la dirección "X"

#### Factores de modificación para el desarrollo de barras corrugadas

$$\lambda := 1.00$$

$$\psi_g := 1.00$$

$$\psi_e := 1.00$$

$$\psi_s := 0.80$$

$$\psi_t := 1.00$$

$$K_{tr} := 0$$

Tabla 25.4.2.5 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano $\lambda$	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del esfuerzo $\psi_f$	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico <sup>1)</sup> $\psi_e$	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de 3d <sub>b</sub> de recubrimiento, o reparaciones libres menores que 6d <sub>b</sub>	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño $\psi_s$	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación <sup>1)</sup> $\psi_t$	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

<sup>1)</sup> El producto ( $\psi_e \psi_s$ ) no hay necesidad de que exceda 1.7.

#### Longitud de desarrollo proporcionada y distancias necesarias

$$l_{dpropX} := \frac{B_f}{2} - \frac{b_{CL}}{2} - rec = 205 \text{ cm}$$

$$c_{b1} := rec + \frac{db_X}{2} = 8.4 \text{ cm}$$

$$c_{b2} := \frac{sep_X}{2} = 7.5 \text{ cm}$$

$$c_b := \min(c_{b1}, c_{b2}) = 7.5 \text{ cm}$$

#### Longitud de desarrollo requerida

$$l_{dX} := \frac{fy}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{\left( \frac{c_b + K_{tr}}{db_X} \right)} \cdot db_X = 26.77 \text{ cm}$$

$$l_{dX} := \max(l_{dX}, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{if}(l_{dpropX} \geq l_{dX}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$$

### Verificación de la longitud de transferencia requerida en la dirección "Y"

#### Longitud de desarrollo proporcionada y distancias necesarias

$$l_{dpropY} := \frac{L_f}{2} - \frac{h_{CL}}{2} - rec = 205 \text{ cm}$$

$$c_{b1} := rec + \frac{db_Y}{2} = 8.4 \text{ cm}$$

$$c_{b2} := \frac{sep_Y}{2} = 7.5 \text{ cm}$$

$$c_b := \min(c_{b1}, c_{b2}) = 7.5 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo requerida

$$l_{dY} := \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{db_Y}\right)} \cdot db_Y = 26.77 \text{ cm}$$

$$l_{dY} := \max(l_{dY}, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

if ( $l_{dpropX} \geq l_{dX}$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Verificación del aplastamiento del concreto en la base del pedestal

Aplastamiento del pedestal

$$A_{ped} := b_{CL} \cdot h_{CL} = (2.5 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

Área transversal del pedestal.

$$B_u := P_u = (2.295 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Fuerza de aplastamiento última.

$$B_n := 0.85 \cdot f'c \cdot A_{ped} = (5.1 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Fuerza de aplastamiento nominal.

$$\phi_a B_n := \phi_a \cdot B_n = (3.315 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Fuerza de aplastamiento minorada.

if ( $\phi_a B_n \geq B_u$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Aplastamiento en la zapata

$$A_1 := A_{ped} = (2.5 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

Área de la zona cargada.

$$A_{2X} := b_{CL} + 2 \cdot 2 \cdot h_z = 330 \text{ cm}$$

$$A_{2X} := \text{if}(A_{2X} < B_f, A_{2X}, B_f) = 330 \text{ cm}$$

$$A_{2Y} := h_{CL} + 2 \cdot 2 \cdot h_z = 330 \text{ cm}$$

$$A_{2Y} := \text{if}(A_{2Y} < L_f, A_{2Y}, L_f) = 330 \text{ cm}$$

$$A_2 := A_{2X} \cdot A_{2Y} = (1.089 \cdot 10^5) \text{ cm}^2$$

Área de la base inferior.

$$B_{n1} := 0.85 \cdot f'c \cdot A_{ped} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = (3.366 \cdot 10^6) \text{ kgf}$$

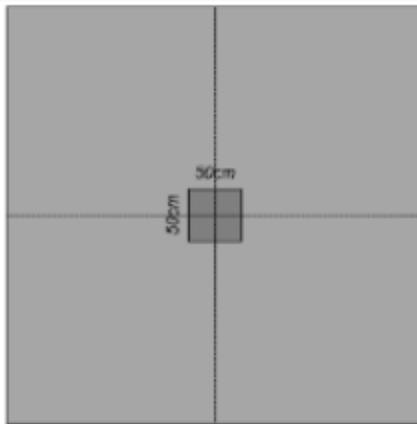
$$B_{n2} := 2 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_{ped} = (1.02 \cdot 10^6) \text{ kgf}$$

$$B_n := \min(B_{n1}, B_{n2}) = (1.02 \cdot 10^6) \text{ kgf}$$

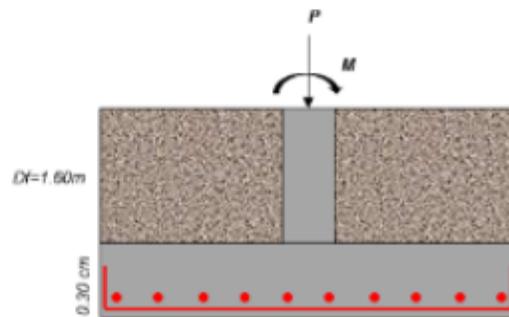
Resistencia nominal al aplastamiento.

if ( $B_u \leq \phi_u \cdot B_n$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Esquema del diseño de la zapata



Vista de planta



Vista de elevación