

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE ESTUDIO INGENIERÍA CIVIL



“Capacidad de carga y diseño estructural de cimentaciones para un edificio de 08 pisos destinado a vivienda en un área de suelo arenoso, Pedregal Medio – Huaraz- 2022”

Tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil

Autor:

Percy Elías, Rojas Chávez

Asesor

Juan Alfaro Rodríguez

Código Orcid: 0000-0001-5172-6061

Chimbote-Perú

2023

Palabras claves:

Tema	Capacidad de carga, diseño estructural
Especialidad	Estructuras

Keywords:

Theme	Load capacity, structural design
Speciality	structures

Línea de investigación:

Línea de investigación	Estructuras
Área	Ingeniería y tecnología
Subárea	Ingeniería Civil
Disciplina	Ingeniería civil

Título:

Capacidad de carga y diseño estructural de cimentaciones para un edificio de
08 pisos destinado a vivienda en un área de suelo arenoso, pedregal medio –
Huaraz

RESUMEN

En este estudio se tubo como objetivo realizar el diseño estructural de la subestructura (cimentación) para un edificio de 08 niveles ubicado en el barrio de Pedregal – Huaraz. La investigación en primera instancia es determinar el tipo de suelo en el cual se diseñará la estructura de cimentación a través de la mecánica de suelos, para luego poder diseñar convenientemente dicha sub estructura. La población, es el Barrio de Pedregal, en el distrito de Huaraz, de la provincia de Huaraz y la muestra de estudio está ubicada en el Jr. Esteban Castromonte N° 480, Manzana 09, Lote 2-B. Donde se realizó el trabajo de investigación es terreno “Plano”; el segundo estudio se realizó en el área del proyecto y los resultados se obtuvieron en el laboratorio de mecánica de suelos, arrojando su clasificación según (SUCS) grava mal graduada y capacidad portante de 0.65 kg/cm^2 . En la segunda ronda, además de los parámetros del entorno urbano de la zona del proyecto, se realizaron trabajos de oficina, por ejemplo, el diseño arquitectónico de una vivienda plurifamiliar, que correspondían a los parámetros determinados por RNE A.010 y A.020. Del mismo modo, se realizó el análisis sísmico en el software ETABS y se obtuvieron los desplazamientos relativos de la capa intermedia en las direcciones X-X e Y-Y de 0,00302 y 0,00368, respectivamente, que se compararon con el desplazamiento admisible de 0,005 especificado en RNE E.030. A continuación, se realiza el diseño estructural de los elementos limitadores verticales y horizontales y de los muros de carga, siendo estos últimos los que soportan más cargas y proporcionan mayor rigidez a la estructura.

ABSTRACT

In this study, the objective was to carry out the structural design of the substructure (foundation) for an 08-story building located in the Pedregal - Huaraz neighborhood. The investigation in the first instance is to determine the type of soil in which the foundation structure will be designed through soil mechanics, in order to later be able to conveniently design said substructure. The population is the Pedregal neighborhood, in the district of Huaraz, in the province of Huaraz and the study sample is located at Jr. Esteban Castromonte No. 480, Manzana 09, Lot 2-B. Where the research work was carried out is "Flat" terrain; The second study was carried out in the project area and the results were obtained in the soil mechanics laboratory, yielding its classification according to (SUCS) poorly graded gravel and bearing capacity of 0.65 kg/cm^2 . In the second round, in addition to the parameters of the urban environment of the project area, office works were carried out, for example, the architectural design of a multi-family house, which corresponded to the parameters determined by RNE A.010 and A.020. Similarly, the seismic analysis was performed in the relative displacements of the interlayer in the X-X and Y-Y directions were obtained as 0.00302 and 0.00368, respectively, and compared with the permissible displacement of 0.005 specified in RNE E.030.

Índice

Palabras clave	i
Título	ii
Resumen	iii
Abstract	iv
Índice general	v
Índice de tablas	vi
Introducción	1
Metodología	73
Resultados	77
Análisis y discusión	111
Conclusiones	113
Recomendaciones	114
Referencias bibliográficas	116

Índice de Tablas

Tabla 1. Variación de los Factores de Capacidad de Carga	27
Tabla 2. Factores de Capacidad de Carga Modificados de Terzaghi	29
Tabla 3. Factores de Capacidad de Carga	35
Tabla 4. Parámetros físicos	53
Tabla 5. Clasificación del suelo en la ubicación de la calicata C-1	80
Tabla 6. Resultados del ensayo de esfuerzo (ASTM D3080)	81
Tabla 7. Resultados obtenidos del gráfico	82
Tabla 8. Capacidad portante para la muestra 2 de la calicata C1 (1.80 m – 2.0 m)	83
Tabla 9. Clasificación de suelos en la ubicación de la calicata 2.....	83
Tabla 10. Peso natural seco (volumétrico) (ASTM – D2937)	84
Tabla 11. Esfuerzo inicial y esfuerzo de corte máximo, (ASTM D3080)	84
Tabla 12. Resultados obtenidos de gráfico de la figurañ11	86
Tabla 13. Capacidad portante para la muestra 2 de la calicata C2.....	86

Índice de Figuras

Figuras 1. Construcciones antiguas (grupo de Chozas)	5
Figuras 2. Curvas granulométricas.....	19
Figuras 3. Estados de Consistencia del Suelo	20
Figuras 4. Determinación del Limite Plástico.....	21
Figuras 5. Cuchara de Casa Grande para determinación del Límite Líquido	22
Figuras 6. Carta de Plasticidad de Casa Grande	23
Figuras 7. Sistema de clasificación unificada de suelos (U.S.C.S).....	24
Figuras 8. Falla por Corte General.....	25
Figuras 9. Falla por Punzonamiento	26
Figuras 10. Falla por Corte Local	27
Figuras 11. Relación Esfuerzo – Deformación – Tiempo.....	38
Figuras 12. Falla por Capacidad de Carga en suelo bajo una Cimentación Rígida Corrida.....	29
Figuras 13. Modificación de las Ecuaciones de la Capacidad de Carga por nivel de agua freático	35
Figuras 14. Factores de forma; profundidad e inclinación recomendados para su uso 40	
Figuras 15. Variación de $I_r(cr)$ con ϕ y BL	48
Figuras 16. Variación de $F_{\gamma c}=F_{qc}$ con I_r y ϕ	48
Figuras 17. Cimentaciones Cargadas Excéntricamente	49
Figuras 18. Cimentación de Columnas con Carga Excéntrica.....	48
Figuras 19. Análisis de una Cimentación con Excentricidad en dos direcciones.....	50
Figuras 20. Área Efectiva para el caso $el \geq 1$ y $e/B \geq 1$	51
Figuras 21. Área efectiva para el caso $el < 0.5$ y $0 < eB < 1/6$	52
Figuras 22. Área efectiva para el caso $el < 1$ y $0 < eB < 0.5$	53
Figuras 23. Área efectiva para el caso $el < 1$ y $eB < 1$	56
Figuras 24. Capacidad de Carga de una Cimentación Corrida sobre Suelo Estratificado..	56
Figuras 25. Coeficiente K_s de corte por punzonamiento, según Meyerhof y	

Hanna	61
Figuras 26. Variación de $ca/c1$ versus $q2/q1$ basada en la teoría de Meyerhof y Hanna (1978).....	63
Figuras 27. Asentamiento Diferencial	65
Figuras 28. Vista en planta y sección de una zapata aislada.....	67
Figuras 29. Determinación de la resistencia al corte por flexión.....	68
Figuras 30. Determinación de la resistencia al corte por punzonamiento.....	70
Figuras 31. Determinación del Momento Flexionante.....	72
Figuras 32. Dimensionamiento en planta de zapatas combinadas	81
Figuras 33. Dimensionamiento de la zapata exterior en cimentaciones conectadas	82
Figuras 34. Esfuerzo al corte máximo vs esfuerzo inicial	85
Figuras 35. Deformación tangencial vs esfuerzo de corte	85
Figuras 36. Esfuerzo cortante máximo y esfuerzo inicial para el suelo en C2	85

INTRODUCCIÓN

De los antecedentes más relevantes encontramos los siguientes de (LOA, 2017) En su Tesis Titulada “Diseño estructural de un edificio de concreto armado de seis pisos y dos sótanos” en la Pontificia Universidad Católica del Perú, su objetivo fue hacer un proyecto completo para el levantamiento de un inmueble de 6 plantas y con sótanos. Las herramientas que usaron fueron el reglamento nacional de edificaciones entre otras normas, un estudio de mecánica de suelos, normas sismo resistentes. Y como conclusión de esta investigación fue como Lima presenta unos suelos gravosos muy característico de la capital, se decidió diseñar una cimentación de zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas ya que la capacidad portante del suelo es tan buena y así poder evitar asentamientos en la estructura. Teniente (2016) en su tesis titulado “Análisis comparativo en la determinación de la capacidad admisible por los métodos de Terzagui y Meyerhof, para el diseño de cimentaciones superficiales según las características del suelo de Inquilpata del distrito de Anta” como objetivo fijo determinar el grado de desempeño de la capacidad admisible por los métodos Terzagui y Meyerhof para el diseño de cimentaciones superficiales, según las características de suelo aplicando una metodología de Investigación no experimental el donde obtuvo los siguientes resultados mediante el método de Terzagui para las cimentaciones cuadradas obtuvo la capacidad de carga admisible ultima de 284558.96 Kg/m² y una capacidad de carga admisible de 94852 Kg/m², Finalmente, fija como conclusiones se observa que varía para cada zona los aplicando el método de Meyerhof son mayores al de Terzagui por esto consiguiente se tomaran mayores factores de seguridad. r Morales (2018) con la tesis titulado “Alternativas de cimentaciones superficiales para edificaciones cimentadas en un terreno con asentamiento diferencial” para lo cual tiene como objetivo Proponer y determinar la cimentación superficial más adecuada para asentamientos diferenciales en edificaciones aplicando una metodología explicativa el cual 4 obtuvo los siguientes resultados para diseñar se seleccionara el más favorable la capacidad admisible de 39.00 ton/m² y una profundidad de 1.5 m. obteniendo una conclusión que las zapatas combinadas y conectadas presentan mejor desempeño para este tipo de suelos con asentamiento diferencial.

Fundamentación Científica La presente investigación se basa en la aplicación de diseño estructural de la subestructura en cimentación para un edificio de 08 niveles ya que se encuentra en una zona de suelo arenoso para ello necesitamos determinar las condiciones del suelo mediante un estudio de la mecánica de suelos, posteriormente se diseñará la subestructura de la edificación con fines de vivienda. Descripción de estructuras Junto con el desarrollo de la humanidad, originado por una serie de motivos, se tiene la aparición de una gran variedad de edificaciones, tales como: Mezquitas y Monasterios en el oriente, grandes Necrópolis de Egipcios y Aztecas, Templos e Iglesias en Occidente, Castillos y Reciento fortificados en la época medieval, así como también surgieron en Latinoamérica favelas marginales y casuchas, que hasta la actualidad persisten, rememorando las primeras construcciones humanas.



Figura 01: Construcciones antiguas (grupo de Chozas)

Las diferentes estructuras construidas hasta la actualidad, tales como, Universidades, Museos, Puentes, Acueductos, Represas, etc., representan como el ser humano fue adecuando su entorno a las necesidades, traduciéndolas en manifestaciones culturales El desarrollo de los pueblos tiene como uno de los indicadores más importantes el desarrollo de su industria constructora, lo cual representa el nivel evolutivo de su sociedad.

Para realizar estructuras tales como edificios, presas y puentes, es necesario conocer:

- La carga recibirá sistema de cimentación transmitido por la superestructura.
- La normativa específica del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- La deformidad y el comportamiento derivado del esfuerzo de los suelos que sostienen la cimentación.
- Las características geológicas del suelo donde se cimentará.

En la rama de ingeniería, un especialista en cimentación consideraría como los factores más relevantes los dos últimos anteriormente mencionados, debido a que estos son parte de la mecánica de suelos. Las características más relevantes con plasticidad, compresibilidad, distribución granulométrica y resistencia cortante, es decir, sus propiedades geotécnicas pueden ser evaluadas adecuadamente mediante pruebas de laboratorio. Además, últimamente se busca realizar las pruebas in situ para que la determinación de la deformación y resistencia no se alteren cuando se explora el campo. No obstante, no siempre es posible determinar todas estas características, por razones de distinta índole, cuando esto ocurre el profesional de ingeniería debe asumir ciertas suposiciones respecto a las características del suelo. La mezcla de ingeniería geológica, mecánica de suelos y un raciocinio derivado de la experiencia de trabajo en esta área, forman la ingeniería de cimentaciones, la cual incluso puede considerarse un arte. Para determinar la cimentación más adecuada el ingeniero tiene que tener en cuenta la superestructura, el asentamiento tolerable deseado y las condiciones del suelo. La subestructura (cimentación) de una edificación es de vital importancia para que ésta pueda resistir y mantenerse estable y segura a lo largo de su vida útil.

Los resultados del estudio llenan un vacío existente en el sistema de conocimientos teóricos; así como servirán de fuentes de información a docentes y futuros docentes de la especialidad y que realicen estudios pertinentes a las variables de investigación; enriqueciendo así el acervo bibliográfico de la comunidad académica de la Universidad César Vallejo. El presente trabajo de investigación es presentado a la escuela profesional de Ing. Civil de la facultad de Ingeniería con la finalidad de poder diseñar específicamente edificaciones de 08 pisos en un área de suelo arenoso de diversa graduación por lo cual servirá para potenciar y mejorar el diseño de las estructuras y así poder mejorar los diferentes diseños estructurales en esta ciudad.

La cimentación en un elemento estructural la cual es la base principal de cualquier edificación o estructura civil para lo cual se debe establecer los parámetros claros y precisos cuando se tiene un suelo arenoso, el cual por los estudios realizados y presentados en el congreso “VIII CONGRESO NACIONAL DE ESTUDIANTES DE INGENIERIA CIVIL ” llevado a cabo en el año 2000, Ica, en el cual detalla la microzonificación realizado a la ciudad de Huaraz para lo cual nos plantean la profundidad de la Napa Freática y la capacidad Portante de la ciudad de Huaraz.

Para el área de estudio se tiene:

- Napa Freática: N.A.P. = No presenta o mayor a 3.0 metros
- Capacidad Portante: 1.82 Kg/cm²
- Llegando a la siguiente formulación del problema:

¿Cuál es el diseño de cimentación apropiado para un edificio de 08 pisos en área de suelo arenoso de diversa graduación en el barrio de Pedregal en la ciudad de Huaraz?

Como objetivo se tiene realizar una propuesta de diseño de cimentación apropiado para un edificio de 08 pisos en área de suelo arenoso de diversa graduación en el barrio de Pedregal en la ciudad de Huaraz.

Diseño estructural

Viene a ser un proceso creativo a través del cual se determinan las peculiaridades de un sistema (grupo de elementos que se unen ordenadamente para realizar una función determinada) de forma que cumplan óptimamente con sus objetivos. Este proceso inicia con el establecimiento de objetivos que se desean lograr y los parámetros restrictivos a tener en cuenta. Este es un proceso cíclico, donde se empieza por cuestiones generales, que van aproximándose sucesivamente de tal forma que se incrementa la información del problema. El diseño estructural viene a ser la suma de los actos desarrollados para definir como será la forma, características y las dimensiones generales de un sistema estructural, esto es, la determinación de estas características en la parte de la construcción que debe soportar las acciones y fuerzas

que van a incidir en ella, evitando que se generen malos comportamientos o fallas.

Mecánica de Suelos.

Trata del uso de las leyes de la mecánica y la hidráulica para la resolución de problemas de la realidad a través de la ingeniería, que trabaja con sedimentos y diversas acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, generadas a partir de una mecánica desintegración o por factores químicos de descomposición de las rocas, sin que sea relevante que estas tengan materia orgánica o no (Terzaghi).

La mecánica de suelos incluye:

- Teorías de cómo se comportan los suelos cuando se les aplica cargas.
- Estudios de las características y propiedades físicas de los suelos.
- Aplicación de la teoría en los problemas reales.

Realizar adecuadamente un estudio del suelo, donde se desea edificar una estructura, brinda al ingeniero información relevante para que pueda definir el diseño y tipo más adecuado de

la cimentación, así como también le permite proyectar un gasto económico ajustado a sus requerimientos, además de ser un buen indicador previo de una edificación. Es preciso tener en cuenta que no se requieren los mismos estudios para todos los casos, así también, se debe considerar que solo en casos especiales se justifica el muestreo y ensayos especializados. Normalmente, con la proyección de los fenómenos que pudieran producirse, es suficiente; y solo requieren ensayos simples, pero que permiten obtener muy buenos resultados en la ingeniería de suelos.

Estudio de Mecánica de Suelos.

El conocimiento de la estratigrafía y las propiedades del suelo son imprescindibles para que un proyectista pueda elaborar un diseño de una obra civil o una estructura de tierra, por lo cual es importante la obtención de las muestras del suelo y su análisis

respectivo en laboratorio.

La exploración puede llevarse a cabo en tres fases:

- Un superficial reconocimiento del lugar.
- La exploración preliminar.
- La exploración detallada que incluye el muestreo.

El objetivo de la investigación es proporcionarnos información precisa sobre la composición de las capas inferiores del suelo, por lo que los resultados del estudio dependerán de lo cuidadosa y adecuadamente que se haya realizado la exploración. (Reyes Moncada, Disertación 1988).

Origen de los Suelos. Suelo

Se cree con normalidad que no existe una organización de las partículas que componen el suelo, sean estas orgánicas o inorgánicas. No obstante, está demostrado que se trata de una formación con organización determinada y propiedades cuya variación se puede ver de manera vectorial. La dirección horizontal varía mucho más lento que la dirección vertical. La literatura científica habla mucho sobre el perfil del suelo, con copiosa aplicación. Al hablar del suelo se debe especificar el campo ya que se puede ver acepciones de distinta índole, las cuales depende del interés de quien lo profesa. En agronomía, por ejemplo, la terminología se refiere a la capa superficial de la tierra donde se puede sostener la vida vegetal; para el geólogo, en cambio, se refiere a todo material intemperizado en una ubicación determinada y que contiene materia orgánica próxima a su superficie, definición que es parcializada para el ámbito ingenieril, ya que no considera los materiales transportados no intemperizados luego de su transporte. Para los fines de este estudio, el Suelo se refiere a todo material terroso, que va desde un relleno de desperdicios hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. Se excluyen de esta definición aquellas rocas intactas, metamórficas o ígneas, así también los depósitos sedimentarios altamente cementados, que no puedan ser ablandados o que no puedan desintegrarse de manera rápida por influencia de la intemperie. El agua tiene tanta relevancia en cómo se comporta de manera mecánica el suelo que se le debe tomar relevancia una parte integral del mismo (Juárez Badillo – 2005).

Agentes Generadores de Suelo

Tanto la acción del aire como la del agua son las que inciden directamente en la corteza terrestre, siendo sumamente variados los medios de acción de estas sustancias. No obstante, todo queda en términos de una descomposición química o una desintegración mecánica. La Desintegración Mecánica, tiene que ver con la exposición a la intemperie de las rocas las cuales sufren la acción de agentes físicos, como cambios en temperatura, la congelación, en las grietas y juntas, del agua, además de la proliferación de plantas y otros organismos; que

finalmente generan que las rocas formen arenas o por lo menos limos, pero también en casos especiales, arcillas. Por su parte, la Descomposición Química es el fenómeno que sufren las rocas cuando se modifican su constitución química o mineralógica. El agente por excelencia es el agua y el fenómeno más importante es la oxidación, de la mano de la carbonatación y la hidratación. La vegetación cumple efectos en este fenómeno que no son despreciables. El producto derivado de este fenómeno es la arcilla. Estos efectos están estrechamente relacionados con la temperatura, por lo que es común encontrar con formaciones arcillosas en zonas cálidas y húmedas, mientras que en zonas más frías se encuentran formaciones limosas y arenosas, más gruesas. La arena predomina en los desiertos cálidos porque la falta de agua limita allí el desarrollo de los procesos de descomposición. En estas regiones, los impactos de los ciclos de tensión y compresión sobre las rocas, inducidos por aumentos y descensos regulares y continuos de la temperatura, son los principales mecanismos de ataque. No obstante, lo mencionado anteriormente no reflejan características inmutables, ya que la naturaleza tiende a actuar de manera compleja y puede generar formaciones arcillosas en países fríos o secos, siempre que las corrientes de agua generen condiciones adecuadas para constituir un depósito. Debido a lo expresado anteriormente se entiende que existe una gran variedad de formaciones de suelo, cuya génesis proviene de las eras geológicas y que sigue en proceso actualmente, por tanto, el ser humano solo maneja el suelo como lo encuentra más no es parte de su génesis.

Suelos Residuales y Transportados

Los agentes de la intemperie que actúan sobre las rocas pueden quedar ellas, en la cual se derivan, originando los denominados suelos Residuales. No obstante, estos productos se pueden remover de manera natural por otros agentes geológicos o mediante la extracción y depósito en otra zona; con lo cual se generan suelos que están sobre otros sin una relación directa entre ambos, a estos se les llama suelos Transportados. La naturaleza tiene distintos tipos de agentes naturales de transporte, como los vientos, las corrientes de agua superficial, los glaciares, la fuerza de gravedad, los mares, entre otros que actúan comúnmente en conjunto. El talud en la falda de las elevaciones, por ejemplo, es formado por la conjunción de la fuerza gravitacional y el escurrimiento del agua en las laderas de montes y colinas.

La combinación del escurrimiento de aguas en las laderas de colinas y montes estos depósitos generalmente no son homogéneos, son ligeros y predominan los materiales gruesos. Cuando se escurren los torrentes se genera un arrastre de materiales de gran tamaño (se incrementa cuando aumenta la velocidad del agua), que van depositándose de manera gradual en el trayecto de su curso, encontrándose los materiales más finos en las partes más planas de los valles. La velocidad de las corrientes del río tiene relación con el arrastre de los materiales y del tamaño de estos, así, mientras más veloz es arrastra mayores materiales y de mayor tamaño; a medida que disminuye su velocidad se van depositando los materiales de mayor peso, o gruesos; quedando los materiales más finos (arcillas y limo) en sus desembocaduras. Los depósitos glaciares se conforman de material heterogéneo, que pueden ser bloques grandes o incluso materiales granulados finamente, los cuales se generan por la abrasión a causa del movimiento del hielo y las altas presiones.

El viento tiene la capacidad de arrastrar partículas que varían su tamaño pudiendo ser arena gruesa o limo, esta capacidad del viento puede hacer que estas partículas terminen siendo depositadas a varios kilómetros de distancia de su lugar de origen. Gracias a la acción del viento se puede encontrar el origen de dos principales tipos de suelo: los médanos y el loes.

Mediante un perfil estratigráfico se puede describir un suelo transportado, pudiendo verse de esta manera los estratos que tiene con sus espesores respectivos y la secuencia de colocación. En relación a los suelos residuales, se debe tener en cuenta dos

conceptos de gran relevancia: la meteorización, que se refiere a los materiales que conforman el suelo residual de manera secuencial y que se encuentran superpuestos a la roca que no ha sido meteorizada (se generan por acción química o mecánica y depende en su composición del lugar y condiciones propias del lugar así como de su clima); y el conjunto de estructuras heredadas que viene a ser los efectos estructurales sobre el suelo como herencia de la roca original, estas son diaclasas, juntas, grietas, diaclasas, fallas, entre otras. Influyen a tal punto que una muestra del material, no llega a ser representativa de las propiedades en conjunto.

Tipos de Suelos

Los suelos pueden ser de dos tipos, en función al origen de sus elementos, pudiendo ser inorgánicos cuando derivan de la descomposición de la roca por acción mecánica o química; y pueden ser también de origen orgánico. Cuando el producto de la acción de la intemperie en las rocas permanece sobre los suelos inorgánicos, se da origen a suelos residuales; pero cuando este material termina en otra locación hablamos de suelo transportado, independientemente del agente transportador (talú, arrastres aluviales, depósitos glaciares, entre otros. Respecto a los suelos orgánicos, normalmente se forman in situ, se generan por materia orgánica en forma de humus o materia en estado de descomposición o sin descomponer; por su cantidad en el suelo muchas veces hace que la parte inorgánica sea irrelevante para la determinación de las propiedades del suelo; esto se ve mucho en zonas pantanosas, donde la vegetación acuática genera depósitos de gran espesor, las cuales se conoce como turbas. Son de color negro, o café oscuro, son de gran porosidad y comprensibilidad cuando están secos. La turba es el inicio de la transformación de materia vegetal en carbón.

A continuación, se presentan los suelos más conocidos cuya nomenclatura es de amplio uso en la ingeniería civil.

Grava

Las gravas son acumulaciones sueltas de partículas rocosas de más de dos milímetros de diámetro. Las gravas tienen los bordes redondeados debido a su origen y al desgaste que sufren al ser transportadas por las corrientes de agua. Suelen encontrarse como material suelto en los cauces, riberas y conos de deyección de los ríos, así como en

numerosas depresiones terrestres rellenas por los ríos y en otros muchos lugares a los que han sido transportadas las gravas. Las gravas cubren una región considerable, aunque prácticamente siempre están mezcladas con cantidades variables de guijarros, arena, limo y arcilla. Su tamaño oscila entre 2,0 mm y 7,62 cm (3 pulgadas). La historia de su desarrollo, que puede oscilar entre elementos ródicos y poliédricos, determina la forma de las partículas de grava y la relativa frescura de su mineralogía.

Arenas

El término "arena" se refiere a materiales de grano fino con partículas de entre 2,00 mm y 0,05 mm de diámetro que se producen cuando las rocas se trituran o denudan artificialmente. Las arenas tienen una historia similar a las gravas y comparten un yacimiento común donde suelen encontrarse. Con mucha frecuencia, la arena de río incluye cantidades considerables de arcilla y grava. Las arenas son mucho menos compresibles que la arcilla cuando están limpias, no se encogen al secarse, no son plásticas se comprimen casi instantáneamente cuando se aplica una carga a su superficie.

Limos

El limo, un suelo de grano fino poco o nada flexible, puede ser orgánico o inorgánico y encontrarse en ríos o canteras. Este último tipo de limo tiene propiedades plásticas. Las partículas de limo tienen un diámetro de 0,05 mm a 0,005 mm. Los limos sueltos y húmedos son absolutamente inadecuados para soportar cargas mediante zapatas. Su tonalidad va del gris claro al gris muy oscuro. Los limos orgánicos tienen una permeabilidad muy baja y una compresibilidad muy alta. Los limos suelen considerarse un mal suelo para cimentaciones si no están compactados.

Arcillas

Las partículas sólidas con un diámetro inferior a 0,005 mm y una masa que se transforma en plástico al combinarse con agua se conocen como arcilla. Aunque con frecuencia contiene silicatos hidratados de hierro o magnesio, químicamente se trata de un silicato hidratado de alúmina. Estos minerales suelen tener estructuras cristalinas complejas con disposiciones laminares de sus átomos. De hecho, se puede decir que hay dos tipos clásicos de tales láminas: ñunoñdeñellos, del tipo silícico y el otro del

tipo aluminico. Una lámina del tipo silícico se encuentra formada por un átomo de silicio rodeado de cuatro átomos de oxígeno, poniendo todo en una disposición en forma de tetraedro. Los tetraedros así dispuestos forman una unidad hexagonal, que se repite sin fin para crear una red laminar. Para unir cada par de tetraedros se utiliza el mismo átomo de oxígeno. Para ciertas organizaciones, las arcillas se definen como partículas de menos de 0,002 mm. Una lámina en forma de octaedro del tipo aluminoso se crea mediante un átomo de aluminio rodeado por seis átomos de oxígeno y oxígeno e hidrógeno. Estos átomos están conectados por un único átomo de oxígeno, y el proceso puede repetirse indefinidamente para crear una red laminar aluminosa.

De acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos básicos, que son:

El Caolinítico (del nombre chino Kau-ling)

Procede de la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico). Las arcillas caoliníticas Formadas por capas de óxido de silicio y aluminio aplicadas al azar, sus redes cristalinas están unidas de tal manera que no permiten que las moléculas de agua penetren entre ellas, formando capas eléctricamente neutras, lo que, por supuesto, hace que estas arcillas sean bastante estables. en presencia de agua.

El Montmorilonítico (que debe su nombre a Montmorillon, Francia):

Pertenecientes a las bentonitas, están formadas por capas de aluminio superpuestas sin fin entre dos capas de silicio, pero sus capas en forma de malla están conectadas sin apretar, lo que permite que el agua penetre fácilmente en su estructura. Estas arcillas se hinchan mucho cuando entran en contacto con el agua, lo que las hace inestables.

El Ilítico (que debe su nombre a Illinois, E.U.A.):

La hidratación de la mica produce una red similar a la montmorillonita, pero tiende a formar grumos debido a la presencia de iones de potasio, lo que reduce la superficie expuesta al agua, por lo que no se hinchan como la arcilla montmorillonita Montmorillonite. En general, las arcillas, ya sean caolín, montmorillonita o illita, son dúctiles, se encogen al secarse, presentan una marcada cohesión en función de la humedad, son compresibles y se comprimen lentamente cuando se aplica una carga sobre su superficie. Otra característica interesante desde el punto de vista del diseño

es que la resistencia perdida debido a la expansión se recupera parcialmente con el tiempo. Este fenómeno se denomina tixotropía y tiene propiedades fisicoquímicas. Puede decirse que un contenido mínimo del 15% de arcilla en el suelo le confiere propiedades arcillosas.

Además de los clásicos suelos indicados con anterioridad, se encuentran en la naturaleza ciertos suelos especiales que a continuación se indican.

Caliche

Ciertos estratos del suelo cuyos granos están unidos por carbonatos calcáreos se denominan caliche. Al parecer, el caliche sólo puede darse en un clima semiárido. La marga es una arcilla que contiene carbonato cálcico, a menudo mucho más compacta y de color verdoso que el caliche.

Loess.

El loess es un tipo de sedimento eólico cohesivo y homogéneo. Suelen ser de color marrón claro y tienen un ingrediente cementante de tipo calcáreo que les confiere su cohesividad. El diámetro de las partículas de loess oscila entre 0,01 y 0,05 mm. El loess se distingue porque tiene agujeros verticales que han dejado las raíces extinguidas. Loess modificado es un término utilizado para describir el loess que ha perdido algunas de sus propiedades originales como resultado de procesos geológicos secundarios como la erosión, la formación de depósitos y la sumersión temporal. Los cortes creados en el loess suelen mantenerse casi verticales debido al componente calcáreo. El loess puede colapsarse, pero a medida que aumenta su peso volumétrico, esta tendencia se debilita.

Médanos.

Son aglomeraciones de arena suelta que fueron detenidas por algún tipo de barrera natural a nivel de superficie tras ser impulsadas por el viento a baja altura. Suelen estar formados por mica y arenas cuarzosas homogéneas.

Diatomita.

Las diatomitas, también conocidas como tierras de diatomeas, son depósitos de polvo silíceo que suelen ser de color blanco y están compuestos en su totalidad o en gran

parte por restos de diatomeas. Las diatomeas son diminutas algas unicelulares de agua dulce o marina con paredes celulares silíceas características.

Gumbo.

Es un suelo arcilloso fino, generalmente libre de arena y que parece cera a vista; es pegajoso, muy plástico y esponjoso. Es un material difícil de trabajar.

Tepetate.

Es una sustancia pulverulenta que puede ser de color marrón claro o marrón oscuro. Se compone de arcilla, limo y arena en cantidades variables, y la propia arcilla o el carbonato cálcico sirven como agente cementante. El tepetate suele denominarse arcilloso, limoso, arenoso, arcilloso-limoso si predomina la arcilla, arenoso-limoso si predomina la arena, limoso-arenoso si predomina el limo, etc., en función del componente principal. El tepetate suele proceder de la meteorización y descomposición de cenizas volcánicas basálticas. El tepetate contiene capas o lentes de arena y cenizas basálticas que no se meteorizaron cuando estaban cubiertas por una capa alterada. El tepetate también contiene lentes de piedra pómez.

Parámetros de Identificación de Suelos.

Las características utilizadas para la identificación son las que dependen de la composición de las partículas del suelo y no de cómo les afecta la agregación o la compactación. Para su determinación no son necesarias muestras de suelo que no hayan sido alteradas; basta con que sean indicativas de los constituyentes del suelo. Los más importantes son la granulometría y la plasticidad.

Granulometría.

Curva Granulométrica.

En un suelo determinado suele haber partículas de todos los tamaños (grava, arena, limo y arcilla). La proporción de cada una de estas fracciones viene indicada por la granulometría. La curva granulométrica, que muestra la fracción de partículas en peso que son más pequeñas que un determinado diámetro de partícula D , sirve como su representación. Se muestra en una escala logarítmica de tamaños.

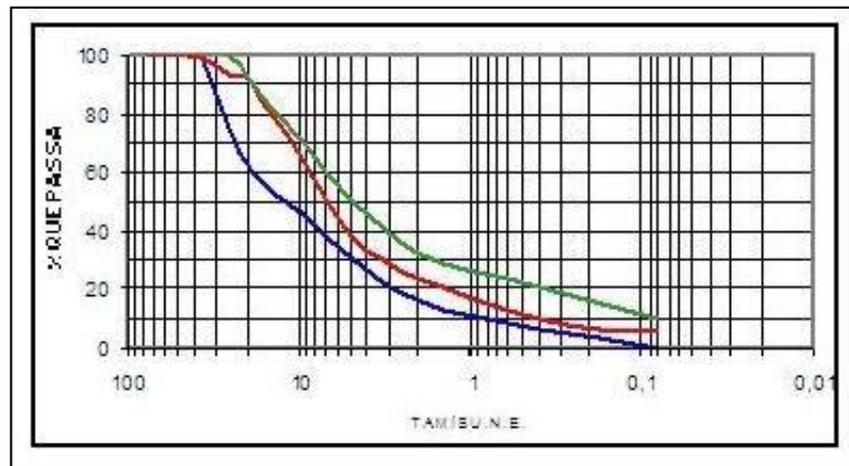


Figura 02: Curvas granulométricas. Fuente: <https://bit.ly/3nc1dWW>

La Figura N°2 muestra curvas habituales para tamaños de partículas. Una caída vertical espectacular para un diámetro concreto denota una concentración significativa de partículas de ese diámetro, pero una curva muy pronunciada muestra una gradación continua de tamaños de partículas. La curva granulométrica suele tener los siguientes parámetros establecidos: Los siguientes se especifican utilizando "Dn" como el diámetro que representa el valor :

Coefficiente de Uniformidad.

En realidad, cuanto menos homogéneo es el suelo, mayor es este valor. Si todas las partículas tuvieran el mismo tamaño, el resultado sería $D_{60} = D_{10}$, o $C_u = 1$. Las concentraciones de C_u en suelos reales oscilan entre 2 (suelos muy uniformes) y 100 (granulometría extremadamente amplia).

$$C_u = D_{60}/D_{10}$$

Coefficiente de Graduación.

$$C = (D_{30}/ D_{10}) = D^2 / (D_{30} \cdot D_{60})$$

$$g \quad \frac{(D60)}{D30}$$

Plasticidad (Límites de Atterberg)

En suelos granulares secos, si se añade agua gradualmente, el agua llenará los poros hasta que el suelo esté saturado; en este punto, el suelo ya no absorberá agua y si se añade más, el suelo permanecerá en el fondo del depósito con agua limpia en la parte superior. En cambio, en la arcilla y, en cierta medida, en el limo, debido a su actividad eléctrica, las partículas van absorbiendo agua y separándose unas de otras hasta formar una suspensión cada vez más diluida. Tienen consistencia en todos los estados, desde sólidos quebradizos hasta líquidos, pasando por sólidos plásticos maleables. (Figura N° 3).

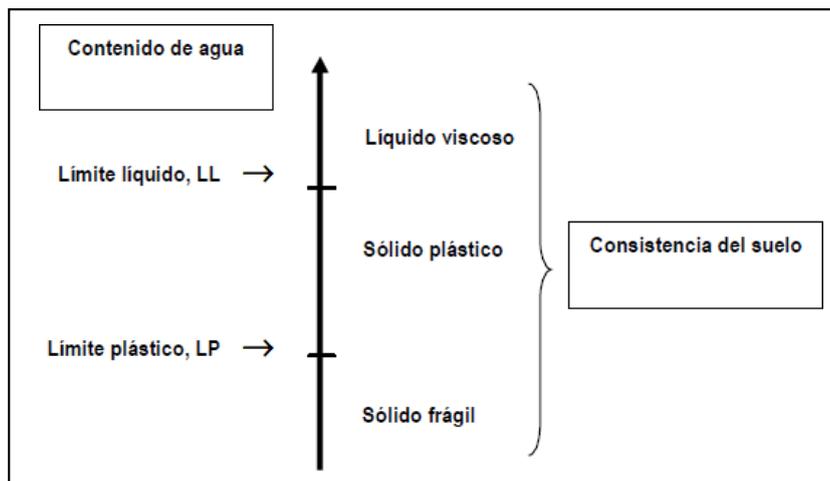


Figura 03: Estados de Consistencia del Suelo.

Fuente: <http://construcciondecimentacion.blogspot.com/2011/10/construccion-de-cimentacion.html>

Esta propiedad se denomina plasticidad y se utiliza para identificar arcillas y limos. Se cuantifica mediante el llamado límite de Atterberg, que se define como la humedad (porcentaje de agua respecto al peso seco del suelo) a la que la arcilla tiene una determinada consistencia.

Límite Plástico (WP o LP)

Es el nivel de humedad a partir del cual el suelo pasa de sólido quebradizo a sólido plástico, es decir, el suelo puede formarse sin agrietarse. Se determina mediante un ensayo normalizado (norma UNE-103104) Se amasa la arcilla entre la palma de la mano y una superficie lisa, formando un peque o cilindro, hasta que aparezcan grietas. Se considera que el contenido de humedad de la arcilla es equivalente al límite plástico cuando empiezan a aparecer grietas en los cilindros de arcilla con un diámetro de unos 3 mm. (Figura N° 4).



Figura 04: Determinación del Limite Plástico.

Fuente: <https://bit.ly/2YOkx38>

Límite Líquido (WL o LL)

Es la humedad con la que el suelo pasa de ser un plástico duro a un líquido viscoso. Se determina mediante ensayos normalizados (norma UNE-103103) y la cuchara de Casagrande (Fig. 5). Se amasan unos 100 gramos de tierra con aproximadamente el límite líquido en su interior y se llena con ella el fondo de un cuenco metálico (cuchara). A continuación, se crea una ranura con una herramienta de corte estándar y

se deja caer la cuchara desde una cierta altura sobre la base de batido (el aparato dispone de un mecanismo de ajuste para este fin). Cuando la humedad de la arcilla alcanza el límite líquido después de 25 golpes, se dice que los surcos miden unos 12 milímetros (media pulgada).



Figura 05: Cuchara de Casa Grande para determinación del Límite Líquido. (Noviembre 2015)

Fuente: <https://bit.ly/31UkkMN>

Índice de Plasticidad (IP).

Es la diferencia entre las humedades de los límites líquido y plástico:

$$IP = LL - LP$$

Indica el tamaño del rango de humedades en el que el suelo se comporta como un sólido plástico.

Carta de Casagrande.

Los parámetros anteriores se utilizan para identificar las arcillas y los sedimentos mediante un diagrama denominado diagrama de plasticidad de Casa Grande. Contiene el diagrama LL-IP (Fig. 5). El área del mapa se divide en cuatro zonas separadas por dos líneas:

La línea LL=50% separa el suelo altamente plástico (símbolo H) del suelo poco plástico (símbolo L).

La línea A, de ecuación:

$$IP = 0.73 (LL - 20)$$

Esta línea separa el suelo arcilloso (símbolo C) por encima del limo (símbolo M) y el suelo orgánico (símbolo O) por debajo. Cuando se analizan muestras de un suelo determinado, a menudo existen diferencias entre ellas debido al contenido variable de finos; los puntos correspondientes suelen recogerse en zonas alargadas claramente paralelas a la línea A. (Figura N° 6).

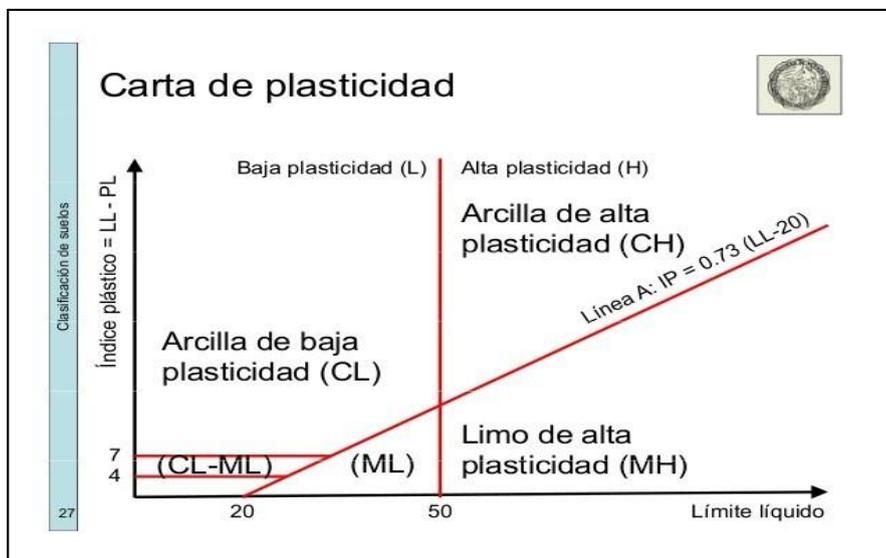


Figura 06: Carta de Plasticidad de Casa Grande.

Clasificación de Suelos.

Los suelos pueden clasificarse según sus características, que facilitan su identificación mediante la granulometría y la plasticidad. Aunque existen varios esquemas de categorización para determinadas aplicaciones del suelo (carreteras, presas, etc.), el sistema estadounidense U.S.C.S. (Unified Soil categorization System), basado en la idea original de Casagrande, es el más completo. La tabla N° 02, se puede ver la citada clasificación, que asigna a cada suelo dos letras según los criterios siguientes:

- A. La determinación de si el porcentaje de partículas gruesas (arenas y gravas, es decir, mayores de 0,074 mm, tamiz ASTM 200) es superior o inferior al 50% determinará la separación entre suelos gruesos (G, S) y finos (M, C, O).
- B. Para los suelos gruesos, la separación de la fracción retenida en el tamiz 200 en gravas (G) y arenas (S) depende de si el tamiz 4 (4,76 mm) retiene más del 50% (G) o menos (S).
- C. Para los suelos gruesos, la separación de la fracción retenida en el tamiz 200 en gravas (G) y arenas (S) depende de si el tamiz 4 (4,76 mm) retiene más del 50% (G) o menos (S).
 - Suelos gruesos limpios (inferior al 5%).
 - Suelos gruesos intermedios (entre el 5 y el 12%).
 - Suelos gruesos con finos (superior al 12%).
- D. Separación entre suelos bien clasificados (W) y suelos mal clasificados (P) para suelos limpios y gruesos: En función de si se cumplen las dos condiciones de la curva granulométrica que figuran en el cuadro N° 02, se añade el símbolo W, P a la letra G, S.
- E. Clasificación de suelos gruesos con finos en suelos limosos, arcillosos u orgánicos: La letra G, S va seguida del símbolo C, M, O, en función de las propiedades de plasticidad de la fracción fina (tabla de Casagrande; véase GC por ejemplo).
- F. Para los suelos gruesos intermedios (finos entre 5 y 12%), se asigna un símbolo doble que designa limpio y con finos (por ejemplo, GW-GC).
- G. Para los suelos finos, se clasifican en CH, CL, MH, ML, ML, OH y OL en

función de las propiedades de plasticidad (tabla de Casagrande).

DIVISION PRINCIPAL		SIMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACION	
SUELOS DE GRANOS GRUESOS 50% o más es retenido en el tamiz No. 200	GRAVAS 50% o más de la fracción gruesa es retenido en el tamiz No. 4	GW	Gravas bien gradadas y mezclas de arena y grava con pocos finos o sin finos	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Mayor que 4 $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3 Si los criterios para GW no se cumplen	
		GP	Gravas y mezclas de gravas y arenas mal gradadas con pocos finos o sin finos		
		GM	Gravas limosas, mezclas de grava - arena y limo		
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava - arena y arcilla		
	ARENAS Más del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz No. 4	ARENAS LIMPIAS	SW	Arenas y arenas gravosas bien gradadas con pocos finos o sin finos	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Superior a 6 $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3 Si no se cumplen los criterios para SW
			SP	Arenas y arenas gravosas mal gradadas con pocos finos o sin finos	
		ARENAS CON FINOS	SM	Arenas limosas, mezclas de arena limo	Límites de Atterberg localizados bajo la línea "A" o índice de plasticidad inferior a 4. Límites de Atterberg sobre la línea "A" e índice de plasticidad superior a 7. Para los límites de Atterberg localizados en el área sombreada se debe clasificar utilizando símbolos dobles
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla	
SUELOS DE GRANOS FINOS 50% o más pasa por el tamiz No. 200	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido de 50% o inferior	ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas		
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, suelos sin mucha arcilla		
		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad		
	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido superior a 50%	MH	Limos inorgánicos, arenas finas o limos micáceos o de diatomeas limos elásticos		
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas		
		DH	Arcillas orgánicas de plasticidad alta o media		
Suelos altamente orgánicos	PT	Turba, estiércol y otros suelos altamente orgánicos	Para la identificación visual y manual, véase ASTM norma D 2488		

Figura 07: sistema de clasificación unificada de suelos (U.S.C.S). Fuente: Capacidad de Carga

Se denomina carga admisible a la carga máxima que puede aplicarse a una cimentación sin poner en peligro la estructura que soporta y manteniendo un colchón de seguridad proporcionado por el denominado coeficiente de seguridad adoptado. La carga admisible depende de la cimentación, de los atributos de la estructura y del coeficiente de seguridad utilizado en cada situación, además del suelo (Carlos Crespo Villalaz, 2004). A partir de la experiencia y de las observaciones del comportamiento de los cimientos, se ha establecido que el fallo debido a la capacidad portante de los cimientos es el resultado de la rotura por cizallamiento del suelo portante de los cimientos. Existen tres tipos de fallo de los cimientos.:

Falla por Corte General

El fallo por cizallamiento general se caracteriza por una superficie de cizallamiento continua en el suelo que parte del borde de la cimentación y desciende hacia el interior del suelo, como se muestra en la Figura núm. 06. El fallo por cizallamiento general suele ser repentino y catastrófico, a menos que la propia estructura impida que la cimentación gire, se observará inclinación de la cimentación, lo que provocará que el suelo se hinche o colapse a ambos lados de la cimentación, aunque el fallo final del suelo se produce sólo en un lado.

Se presenta en arenas densas y arcillas rígidas.

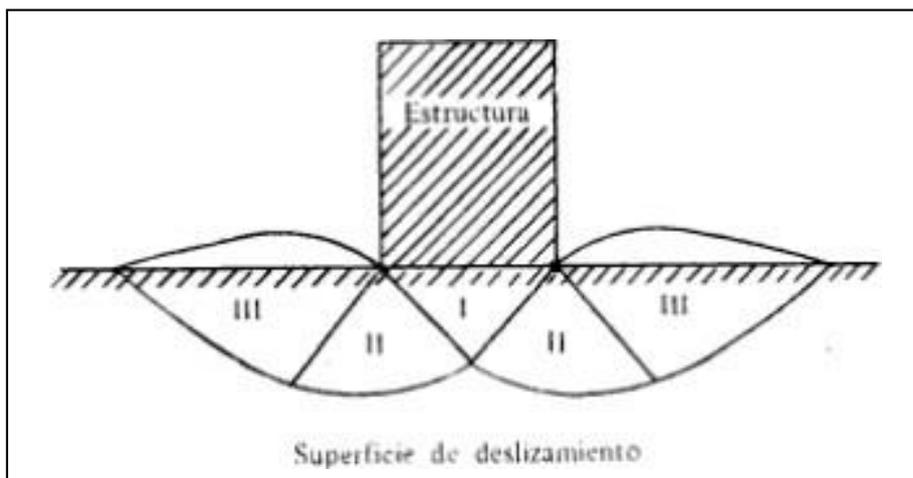


Figura 08: Falla por Corte General

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004)

Falla por Punzonamiento

El fallo por cizallamiento por punzonamiento se define por un desplazamiento vertical de los cimientos causado por la compresión del suelo directamente debajo de ellos (véase la figura N° 07). Al cizallar el suelo alrededor de los cimientos, se provoca la rotura del suelo, y los cimientos mantienen su equilibrio vertical y horizontal con el suelo circundante.

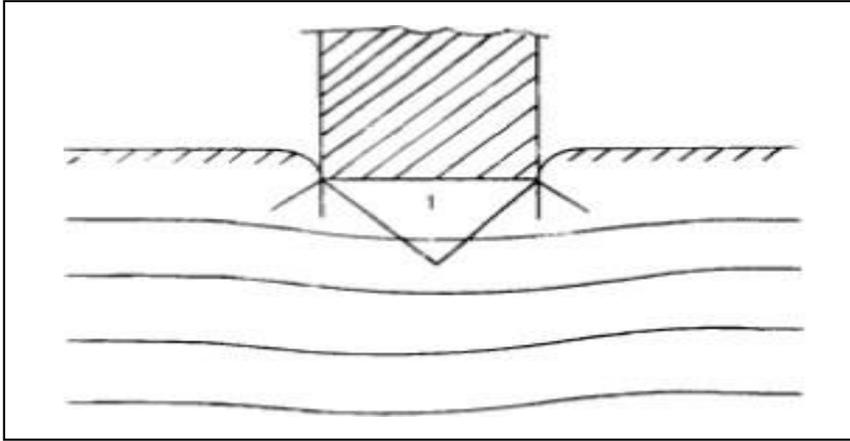


Figura 09: Falla por Punzonamiento

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004)

Falla por Corte Local:

Dado que el fallo por cizallamiento local (véase la figura nº 08) posee rasgos tanto del fallo por cizallamiento general como del fallo por punzonamiento, sirve de transición entre los dos anteriores. En esta forma de fallo, el suelo tiene una clara tendencia a hundirse en los laterales de la cimentación, y la compresión vertical bajo la cimentación es considerable. Además, las superficies de deslizamiento terminan en algún lugar dentro de la propia masa de suelo. Las superficies de deslizamiento no alcanzarán la superficie del suelo hasta que se produzca una situación de desplazamiento vertical extremadamente masivo (del orden de la mitad del lado o diámetro de la zapata), pero incluso en este escenario, no se produce un colapso catastrófico ni la inclinación de la zapata.

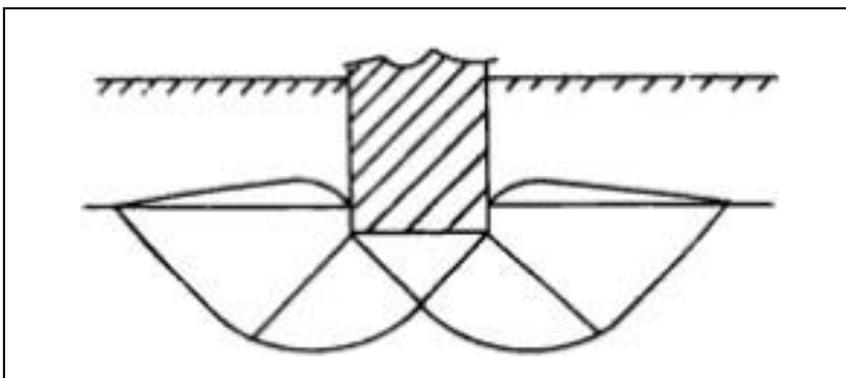


Figura 10 : Falla por Corte Local

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004)

No existe un criterio numérico general para predecir el tipo de rotura que se producirá, a pesar de que en general se conocen bien las diferencias entre los distintos tipos de fallo. Puede decirse, sin embargo, que el tipo de fallo dependerá de la compresibilidad del suelo en función de las condiciones geométricas y de carga actuales. El cizallamiento general será el modo de fallo en un suelo prácticamente incompresible. El fallo por punzonamiento se producirá si el suelo es muy compresible en relación con su resistencia al cizallamiento. El llamado índice de rigidez, que se escribe como sigue, es actualmente el único parámetro racional que existe para la evaluación de la compresibilidad relativa de las masas de suelo sometidas a cargas. así:

$$I_r = \frac{G}{\tau} = \frac{G}{c + p \times \tan \phi}$$

Siendo: $G = E/[2(1 + \mu)]$

- G: Módulo de deformación tangencial.
- τ : Esfuerzo de corte.
- μ : Coeficiente de Poisson.
- E: Módulo de elasticidad estático o módulo de elasticidad de Young.

Se ha pensado que el comportamiento elastoplástico perfecto del suelo está relacionado con el índice de rigidez del suelo. Se ha propuesto que el valor del índice de rigidez mencionado anteriormente disminuya para tener en cuenta la deformación volumétrica media (Δ) en la zona plástica. a:

$$I_{rr} = I_r \times F$$

Donde “F” es igual a: $F = \left[\frac{1}{1 + (I_r \times \Delta)} \right]$

Un valor de I_{rr} alto, superior a 250, indica que el suelo es incompresible, mientras que un valor de I_{rr} bajo, como 10, indica que el suelo es relativamente compresible

El cálculo de la capacidad portante máxima de los cimientos es un problema de equilibrio elástico-plástico. La dificultad para encontrar una solución aceptable radica en la comprensión de su relación constitutiva: tensión-deformación-tiempo. En general el problema se presenta de la siguiente manera: Consideremos un cimiento de anchura B y longitud L extendido en el suelo a la profundidad Z . Una masa de suelo de extensión semi-infinita y uniforme con peso aparente γ y propiedades de resistencia al corte determinadas por líneas de fuerza internas rectas y curvas, deformaciones características de un cuerpo plástico resistente a la tracción. En el análisis del problema se aceptan las siguientes simplificaciones:

- Se deprecia la resistencia al cizallamiento del suelo, que sirve de sobrecarga en la figura N°09.
- La fricción entre la sobrecarga y los cimientos a lo largo de $a-d$ y entre la sobrecarga y el suelo de apoyo a lo largo de $a-b$ no se tiene en cuenta en la misma figura a (véase la figura N° 09).
- Se supone que la longitud L de los cimientos es mayor que su anchura B .

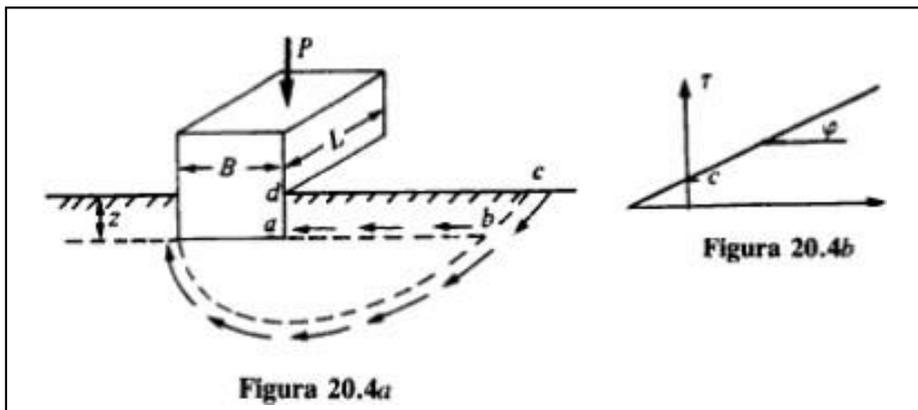


Figura 11: Relación Esfuerzo – Deformación – Tiempo

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004).

Numerosos estudios teóricos bien conocidos pueden utilizarse para abordar cuestiones relacionadas con la capacidad portante de los cimientos en diversos tipos de suelo. Se incluyen los trabajos teóricos de Prandtl, Krey, Fellenius y otros. El Dr. Karl Terzaghi, sin embargo, ofreció una solución menos precisa pero más sencilla a la cuestión, y ha demostrado ser suficiente para todos los casos en el ámbito de su aplicación práctica.

Teoría de Capacidad de Carga Sobre Cimientos

Superficiales La Teoría de Terzaghi:

Terzaghi (1943) propuso que la superficie de fallo en el suelo bajo carga última puede suponerse comparable a la ilustrada en la Figura 10 para una cimentación en franja (es decir, cuando la relación anchura-longitud de la cimentación tiende a cero). (Recuerde que esto es válido para el fallo por cortante general, como se muestra en la figura 06). Tres secciones componen la zona de fallo bajo la cimentación.:

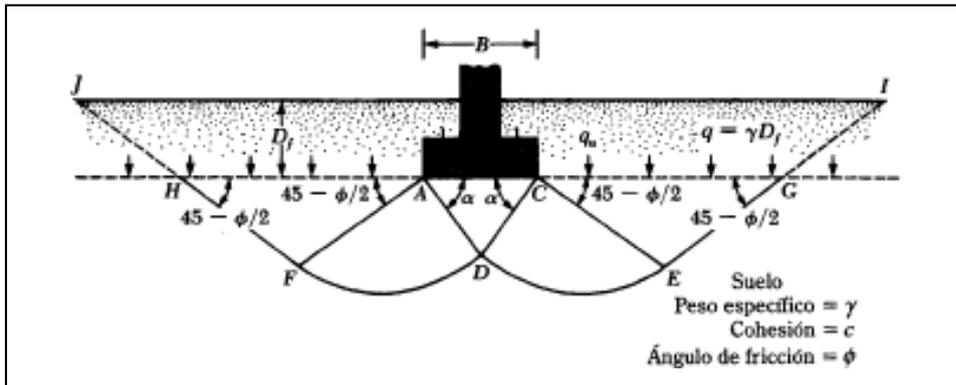


Figura 12: Falla por Capacidad de Carga en suelo bajo una Cimentación Rígida Corrida

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das (2001).

1. El triángulo ACD justo debajo de los cimientos.
2. Las zonas de cizalladura radial ADF y CDE, con las curvas DE y DF actuando como arcos de un logaritmo en espiral.
3. Las zonas pasivas triangulares de Rankine AFH y CEG.

El ángulo de fricción del suelo, se supone igual a los ángulos CAD y ACD. Cabe

señalar que la resistencia al corte del suelo en las superficies de fallo GI y HJ no se tuvo en cuenta en favor de la sustitución del suelo por encima de la parte inferior de la cimentación con una sobrecarga equivalente.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga ultima en la forma:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma N_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida})$$

+

Donde:

c : Cohesión del Suelo

γ : Peso Específico del Suelo

$$q = \gamma D_f$$

$N_c; N_q; N_\gamma$: Factores de Capacidad de Carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo.

Los factores de Capacidad de Carga, $N_c; N_q; N_\gamma$ se definen mediante

las expresiones:

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos(45 + \phi/2)} - 1 \right] = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos(45 + \phi/2)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\gamma} - 1 \right) \tan \phi$$

$$\gamma = 2 (\cos \emptyset)$$

Donde:

K_{py} : Coeficiente de Empuje Pasivo

Las variaciones de los factores de Capacidad de Carga se dan en la tabla N° 1.

Tabla 1

Variación de los Factores de Capacidad de Carga

\emptyset	N_c	N_q	N^a	\emptyset	N_c	N_q	N^a
0.00	5.70	1.00	0.00	25.00	25.13	12.72	8.34
1.00	6.00	1.10	0.01	26.00	27.09	14.21	9.84
2.00	6.30	1.22	0.04	27.00	29.24	15.90	11.60
3.00	6.62	1.35	0.06	28.00	31.61	17.81	13.70
4.00	6.97	1.49	0.10	29.00	34.24	19.98	16.18
5.00	7.34	1.64	0.14	30.00	37.16	22.46	19.13
6.00	7.73	1.81	0.20	31.00	40.41	25.28	22.65
7.00	8.15	2.00	0.27	32.00	44.04	28.52	26.87
8.00	8.60	2.21	0.35	33.00	48.09	32.23	31.94
9.00	9.09	2.44	0.44	34.00	52.64	36.50	38.04
10.00	9.61	2.69	0.56	35.00	57.75	41.44	45.41
11.00	10.16	2.98	0.69	36.00	63.53	47.16	54.36
12.00	10.76	3.29	0.85	37.00	70.01	53.80	65.27
13.00	11.41	3.63	1.04	38.00	77.50	61.55	78.61
14.00	12.11	4.02	1.26	39.00	85.97	70.61	95.03
15.00	12.86	4.45	1.52	40.00	95.66	81.27	115.31
16.00	13.68	4.92	1.82	41.00	106.81	93.85	140.51
17.00	14.60	5.45	2.18	42.00	119.67	108.75	171.99
18.00	15.12	6.04	2.59	43.00	134.58	126.50	211.56
19.00	16.56	6.70	3.07	44.00	151.95	147.74	261.60
20.00	17.69	7.44	3.64	45.00	172.28	173.28	325.34
21.00	18.92	8.26	4.31	46.00	196.22	204.19	407.11
22.00	20.27	9.19	5.09	47.00	224.55	241.80	512.84
23.00	21.75	10.23	6.00	48.00	258.28	287.85	650.67
24.00	23.36	11.40	7.08	49.00	298.71	344.63	831.99
25.00	25.13	12.72	8.34	50.00	347.50	415.14	1072.80

La siguiente ecuación puede utilizarse para determinar la capacidad portante última de una cimentación de zapatas corridas y estimarla para cimentaciones cuadradas o circulares. puede modificarse a:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma N_\gamma \quad (\text{Cimentación Cuadrada})$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma N_\gamma \quad (\text{Cimentación Circular})$$

En las ecuaciones anteriores “B” es igual a la dimensión de cada lado de la cimentación en caso esta sea cuadrada; e igual al diámetro de la cimentación si ésta es circular.

Terzaghi sugirió cambiar las ecuaciones para las cimentaciones que experimentaran un fallo local por cizalladura en el suelo anteriores, como sigue:

$$q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (\text{Cimentación Corrida})$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad (\text{Cimentación Cuadrada})$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad (\text{Cimentación Circular})$$

N'_c ; N'_q ; N'_γ Son factores de capacidad de carga modificada.

Estos se calculan usando las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (para N_c ; N_q y N_γ)

ángulo ϕ de fricción del suelo, se da en la tabla N° 05.

Tabla 2

Factores de Capacidad de Carga Modificados de Terzaghi

\emptyset	N'_c	N'_q	N'_γ	\emptyset	N'_c	N'_q	N'_γ
0.00	5.70	1.00	0.00	25.00	14.80	5.60	2.25
1.00	5.90	1.07	0.005	26.00	15.53	6.05	2.59
2.00	6.10	1.14	0.02	27.00	16.30	6.54	2.88
3.00	6.30	1.22	0.04	28.00	17.13	7.07	3.29
4.00	6.51	1.30	0.055	29.00	18.03	7.66	3.76
5.00	6.74	1.39	0.074	30.00	18.99	8.31	4.39
6.00	6.97	1.49	0.10	31.00	20.03	9.03	4.83
7.00	7.22	1.59	0.128	32.00	21.16	9.82	5.51
8.00	7.47	1.70	0.16	33.00	22.39	10.69	6.32
9.00	7.74	1.82	0.20	34.00	23.72	11.67	7.22
10.00	8.02	1.94	0.24	35.00	25.18	12.75	8.35
11.00	8.32	2.08	0.30	36.00	26.77	13.97	9.41
12.00	8.63	2.22	0.35	37.00	28.51	15.32	10.90
13.00	8.96	2.38	0.42	38.00	30.43	16.85	12.75
14.00	9.31	2.55	0.48	39.00	32.53	18.56	14.71
15.00	9.67	2.73	0.57	40.00	34.87	20.50	17.22
16.00	10.06	2.92	0.67	41.00	37.45	22.70	19.75
17.00	10.47	3.13	0.76	42.00	40.33	25.21	22.50
18.00	10.90	3.36	0.88	43.00	43.54	28.06	26.25
19.00	11.36	3.61	1.03	44.00	47.13	31.34	30.40
20.00	11.85	3.88	1.12	45.00	51.17	35.11	36.00
21.00	12.37	4.17	1.35	46.00	55.73	39.48	41.70
22.00	12.92	4.48	1.55	47.00	60.91	44.45	49.30
23.00	13.51	4.82	1.74	48.00	66.80	50.46	59.25
24.00	14.14	5.20	1.97	49.00	77.55	57.41	71.45
25.00	14.80	5.60	2.25	50.00	81.31	65.60	85.75

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das (2001)

Las ecuaciones de capacidad portante de Terzaghi se han modificado para tener en cuenta los efectos de la forma de los cimientos (B/L), la profundidad de enterramiento (D_f) y la pendiente de descarga. Sin embargo, muchos ingenieros siguen utilizando la ecuación de Terzaghi, que ofrece resultados razonablemente buenos teniendo en cuenta la incertidumbre de las condiciones del suelo.

Modificación de las Ecuaciones de la Capacidad de Carga por Nivel de Agua Freático.

Las ecuaciones anteriores determinan la capacidad portante máxima partiendo del supuesto de que el nivel freático está por debajo de la base. Sin embargo, si el agua subterránea está cerca de los cimientos, la ecuación de capacidad portante debe modificarse en función de la ubicación del nivel freático.

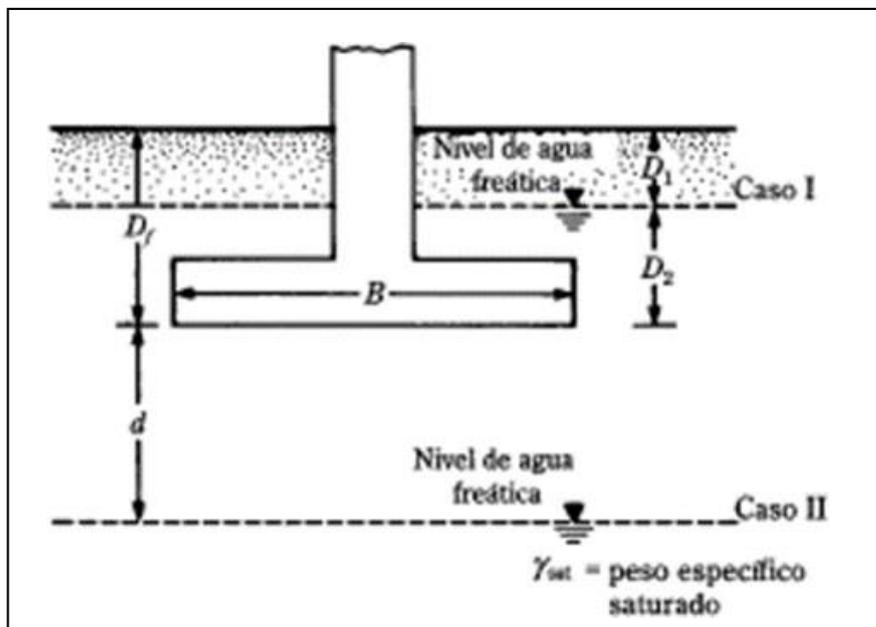


Figura 13: Modificación de las Ecuaciones de la Capacidad de Carga por nivel de agua freático.

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das (2001).

A. Caso I: Si el nivel freático se localiza de manera que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor "q" de las ecuaciones de la capacidad de carga toma la forma:

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Donde:

γ_{sat} : Peso específico saturado del suelo.

γ_w : Peso específico del agua.

Además, el valor de γ en el último término de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

B. Caso II: Para un nivel freático localizado de manera que $0 \leq d \leq B$,

$$q = \gamma D_f$$

El siguiente factor debe utilizarse en lugar del símbolo en el último término de las ecuaciones de capacidad portante:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

Partiendo de la suposición de que no hay fuerza de infiltración en el suelo, se han realizado las alteraciones mencionadas.

C. Caso III: Cuando el nivel freático se localiza de manera que $d \geq B$, el agua no afectará la capacidad de carga última.

Factor de Seguridad:

La aplicación de un factor de seguridad (FS) a la capacidad portante última bruta es necesaria para determinar la capacidad portante bruta permitida de los cimientos poco profundos.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad de

$$\text{Incremento neto esf. del Suelo} = \frac{\text{Capacidad de Carga Ultima Neta}}{FS}$$

La capacidad portante neta máxima se define como la presión máxima por unidad de superficie de la cimentación apoyada en el suelo que supera la presión ejercida por el suelo circundante al nivel de la cimentación. Suponiendo que la diferencia entre la densidad del hormigón utilizado en los cimientos y el peso del suelo circundante es de insignificante,

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

Donde $q_{neta(u)}$: capacidad de carga última neta

$$q = \gamma D_f$$

Entonces:

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

En todos los casos, debe determinar un factor de seguridad de al menos 3. A menudo se utiliza un factor de seguridad diferente para la capacidad portante de cimentaciones poco profundas. Se trata del factor de seguridad (FS_cizalladura) para el fallo por cizalladura. En la mayoría de los casos es deseable un valor de FS_cizallamiento de 1,40 a 1,60 y un factor de seguridad mínimo de 3 a 4 por una capacidad última neta o bruta. Para calcular la carga neta admisible para un FS_cizallamiento dado, debe utilizarse el siguiente procedimiento..

La Ecuación General de la Capacidad de Carga:

Sólo las cimentaciones continuas, cuadradas y circulares pueden utilizar las fórmulas de capacidad portante final. El caso de los cimientos rectangulares (OB/L1) está exento de su aplicación. Las ecuaciones tampoco tienen en cuenta la resistencia al corte a lo largo de la superficie de fallo en el suelo por encima de la base de los cimientos (parte de la superficie de fallo denominada "GI" y "HJ" en la figura 10). También es posible una carga en ángulo sobre los cimientos. Meyerhof (1963) propuso la siguiente ecuación universal de

capacidad portante para tener en cuenta todas las variables:

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

c : Cohesión

q : Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ : Peso específico del suelo

B : Ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular)

$F_{cs}; F_{qs}; F_{\gamma s}$: Factores de forma

$F_{cd}; F_{qd}; F_{\gamma d}$: Factores de profundidad

$F_{ci}; F_{qi}; F_{\gamma i}$: Factores de inclinación de la carga

$N_c; N_q; N_\gamma$: Factores de capacidad de carga

Cabe señalar que el cálculo original de la capacidad portante última sólo se realizó para cimentaciones continuas y la situación de deformación unitaria plana. Los factores empíricos basados en datos experimentales incluyen los factores de forma, profundidad e inclinación de las cargas

Factores de la Capacidad de Carga:

El carácter fundamental de la superficie de fallo en los suelos sugerido por Terzaghi parece ahora válido basándose en las investigaciones de laboratorio y de campo sobre la capacidad portante (Vesic, 1973). Pero el ángulo, tal como se representa en la figura N° 10 es más cercano a $45 + \phi/2$ que a ϕ . Si se acepta el cambio, los valores de N_c ; N_q y N_γ para un ángulo de fricción del suelo cambiará también respecto a los proporcionados en la tabla N° 04.

Con $\alpha = 45 + \phi/2$, las relaciones para N_c y N_q pueden obtenerse como:

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

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

Prandtl (1921) descubrió por primera vez la ecuación para N_c , y Reissner (1924) proporcionó por primera vez la relación para N_q . La relación para N según Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) es la siguiente:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

La tabla N° 06 muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriores con los ángulos de fricción del suelo.

Tabla 6*Factores de Capacidad de Carga*

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0.00	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	25.0	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
1.00	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	26.0	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
2.00	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	27.0	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
3.00	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	28.0	25.80	14.75	16.72	0.57	0.53
4.00	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	29.0	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
5.00	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	30.0	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
6.00	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	31.0	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
7.00	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	32.0	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
8.00	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	33.0	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
9.00	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	34.0		29.44	41.06	0.70	0.67
10.0	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	35.0	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
11.0	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	36.0	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
12.0	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	37.0	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
13.0	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	38.0	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
14.0	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	39.0	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
15.0	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	40.0		64.20	109.4	0.85	0.84
16.0	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	41.0	83.86	73.90	130.2	0.88	0.87
17.0	12.3	4.77	3.53	0.39	0.31	42.0	93.71	85.38	155.5	0.91	0.90
18.0	13.1	5.26	4.07	0.40	0.32	43.0	105.1	99.02	186.5	0.94	0.93
19.0	13.9	5.80	4.68	0.42	0.34	44.0	118.3	115.3	224.6	0.97	0.97
20.0	14.8	6.40	5.39	0.43	0.36	45.0	133.8	134.8	271.7	1.01	1.00
21.0	15.8	7.07	6.20	0.45	0.38	46.0	152.1	158.5	330.3	1.04	1.04
22.0	16.8	7.82	7.13	0.46	0.40	47.0	173.6	187.2	403.6	1.08	1.07
23.0	18.0	8.66	8.20	0.48	0.42	48.0	199.2	222.3	496.0	1.12	1.11
24.0	19.3	9.60	9.44	0.50	0.45	49.0	229.9	265.5	613.1	1.15	1.15
25.0	20.7	10.6	10.8	0.51	0.47	50.0	266.8	319.0	762.8	1.20	1.19

Factores de Forma, Profundidad e Inclinación: Las relaciones para los factores de forma, profundidad e inclinación recomendadas para usarse se muestran en la tabla N° 07.

FACTOR	RELACIÓN	FUENTE
Forma	$F_{cs} = 1 + \frac{BN_q}{LN_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \times \tan\phi$ $F_{ys} = 1 - 0.4 \times \frac{B}{L}$ <p>Donde L= Longitud de la cimentación (L > B)</p>	De Beer (1970) Hansen (1970)
Profundidad	<p>Condición (a): $D_f/B \leq 1$</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \times \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi \left[1 - \sin^2\phi \right] \times \frac{D_f}{B}$ $F_{yd} = 1$ <p>Condición (b): $D_f/B > 1$</p> $F_{cd} = 1 + (0.4) \times \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi \left[1 - \sin^2\phi \right] \times \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$ $F_{yd} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = 1 - \frac{\beta^2}{90^\circ}$ $F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$ <p>Donde: β es la inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical</p>	Meyerhof (1963) Hanna y Meyerhof (1981)
Los factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio		
El factor $\tan^{-1}(D_f/B)$ esta en radianes		

Figura 14: Factores de forma; profundidad e inclinación recomendados para su uso.

Por lo tanto, la capacidad de carga última (carga vertical) es:

$$q_{neta}(u) = q_u - q = cN_c F_{cs} F_{cd}$$

Skempton (1951) propuso una ecuación de capacidad portante neta para suelos cohesivos (condición $\phi = 0$), que es similar a la ecuación de capacidad portante última. (carga vertical):

Efecto de la Compresibilidad del Suelo:

En las ecuaciones para el fallo por cizallamiento general, se han modificado para tener en cuenta los cambios en el modo de fallo en el suelo (es decir, el fallo por cizallamiento local). Estos cambios están relacionados con la compresibilidad del suelo. Para tener en cuenta la compresibilidad del suelo, Vesik (1973) propuso la siguiente expresión:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c}$$

Donde:

F_{cc} ; F_{qc} y $F_{\gamma c}$: Factores de Compresibilidad del Suelo.

Factores de compresibilidad del suelo, obtenidos por Vesic (1973) a partir de la analogía de expansión de cavidades. De acuerdo con esta teoría, para calcular F_{cc} ; F_{qc} y $F_{\gamma c}$; deben darse los siguientes pasos:

- A. Calcule el Índice de Rigidez, I_r , del suelo a una profundidad $B/2$ por debajo del fondo de la cimentación, o

$$I_r = \frac{G}{c + q' \tan \phi}$$

Donde:

G : Modulo Cortante del Suelo.

q' : Presion efectiva de sobrecarga a una profundidad de $D_f + B/2$

- B. El Índice de Rigidez Crítico, $I_{r(cr)}$, se expresa como:

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} \left\{ \exp \left[\left(3.30 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \right\}$$

Las variaciones de $I_{r(cr)}$ para $B/L = 0$ y $B/L = 1$ se muestra en la tabla N° 08.

- C. Si $I_r \geq I_{r(cr)}$ entonces:

$$F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma c} = 1$$

Sin embargo, si $I_r < I_{r(cr)}$

$$F_{yc} = F_{qc} = \exp \left\{ \left(\frac{B}{l} \right) \left[\frac{(3.07 \sin \phi)(\log 2I_r)}{1 + \sin \phi} \right] - 4.4 + 0.6 \tan \phi \right\}$$

Φ (grados)	$I_{r(cr)}$	
	B/L = 0	B/L = 1
0	13	8
5	18	11
10	25	15
15	37	20
20	55	30
25	89	44
30	152	70
35	283	120
40	592	225
45	1442	485
50	4330	1258

Según Vesic (1973)

Figura 15 : Variación de $I_{r(cr)}$ con ϕ y B/L

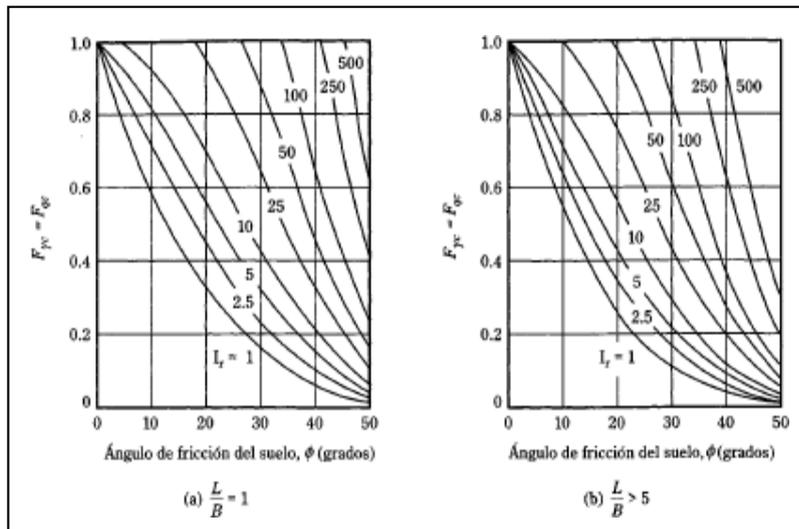


Figura 16: variación de $F_{yc} = F_{qc}$ con I_r y ϕ

La figura N° 16 muestra la variación de $F_{yc} = F_{qc}$ con ϕ e I_r .

Para $\phi = 0$:

$$F_{cc} = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.60 \log I_r$$

Para $\phi > 0$:

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi}$$

Cimentaciones Cargadas Excéntricamente:

En algunos casos, como en la base de un muro de contención, los cimientos están sometidos a momentos además de a cargas verticales, como se muestra en la figura. N° 13 a). En este caso, la distribución de la presión de base en el suelo no es uniforme y la distribución de la presión nominal es:

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$$

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$$

Donde:

Q = Carga Vertical Total

M = Momento sobre la Cimentación

La Figura N° 13 (b) muestra un sistema de fuerza equivalente al mostrado en la figura N° 13 (a). La distancia "e", es la excentricidad, o

$$e = \frac{M}{Q}$$

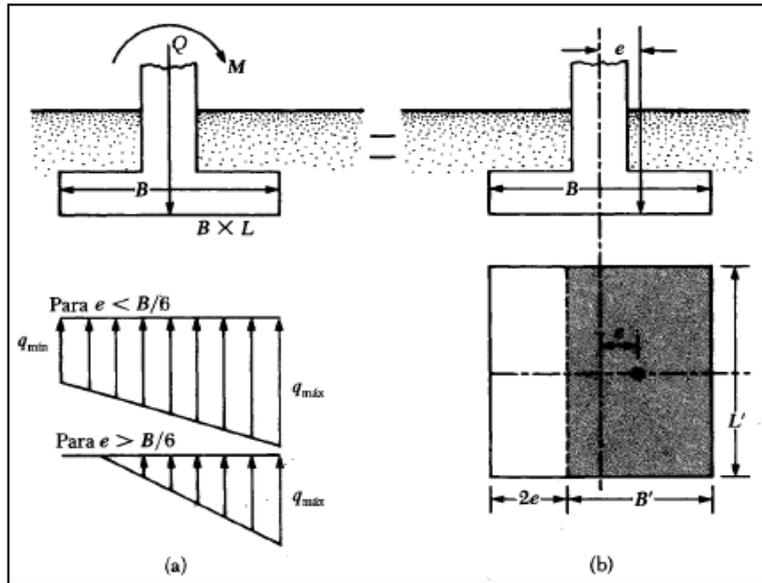


Figura 16: Cimentaciones Cargadas Excéntricamente

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das (2001).

Por lo tanto se tiene:

$$q_{max} = \frac{Q}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{min} = \frac{Q}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Note que en estas ecuaciones, cuando la excentricidad, e , toma el valor " $B/6$ ", $q_{min} = 0$. Para $e > B/6$, q_{min} será desfavorable, lo que implica que aumentará la tensión. Se producirá una ruptura entre los cimientos y la tierra que hay debajo porque el suelo no puede soportar las fuerzas. A continuación se indican las características de la distribución de la presión en el suelo. en la figura 3.11 a. el valor de q_{max} es entonces:

$$q_{max} = \frac{4Q}{3l(B - 2e)}$$

La distribución exacta de la presión es difícil de estimar.

El factor de seguridad de dichas cargas frente al fallo de la capacidad portante se evalúa mediante un procedimiento denominado "método de la zona efectiva" propuesto por Meyerhoff (1953). A continuación se describe paso a paso el procedimiento de Meyerhoff para determinar la carga máxima que puede soportar un suelo y el factor de seguridad de la capacidad portante.

A. Determine las dimensiones efectivas de la cimentación como:

$$B' = B - 2e \text{ Ancho Efectivo}$$

$$L' = L \text{ Largo Efectivo}$$

Note que, si la excentricidad es en dirección del largo de la cimentación, el valor de L' será igual a $L - 2e$. El valor de B' es entonces igual a B . La menor de las dos dimensiones (es decir, L' y B') es el ancho efectivo de la cimentación.

B. Use la siguiente ecuación para la capacidad de carga última:

$$q'_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Para evaluar F_{cs} ; F_{qs} ; $F_{\gamma s}$, use la tabla 3.5 con dimensiones del largo efectivo y ancho efectivo en vez de “L” y “B”, respectivamente. Para determinar F_{cd} ; F_{qd} ; $F_{\gamma d}$, use la tabla 3.5 (no cambie B por B').

C. La carga última total que la cimentación puede soportar es:

$$Q_{ult} = \frac{A'}{q'_u(B')(L')}$$

Donde:

A' = Área Efectiva

D. El factor de seguridad contra la falla por capacidad de apoyo es:

$$FS = \frac{Q_{ult}}{Q}$$

E. Verifique el factor de seguridad respecto a q_{max} , o, $FS = q'_u/q_{max}$

Tenga en cuenta que la excentricidad reduce la capacidad portante de la base. En tales casos, puede ser aconsejable subrasar los pilares de cimentación como se muestra en la figura 14. En efecto, proporciona una base cargada concentrada con una presión distribuida uniformemente.

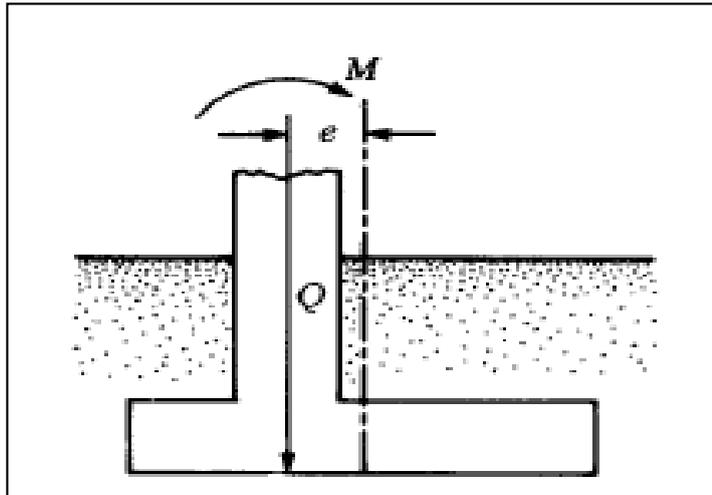


Figura 17: Cimentación de Columnas con Carga Excéntrica

Cimentaciones con Excentricidad en dos Direcciones:

Considere una situación en que una cimentación es sometida a carga vertical última Q_{ult} y a un momento M como se muestra en la figura N° 15 a y b. Para este caso, las componentes del momento M respecto s los ejes “x” y “y” se determinan como M_x y M_y , respectivamente (figura N° 15). Esta condición es equivalente a una carga Q_{ult} colocada excéntricamente sobre la cimentación con $x = e_B$ y $y = e_L$ (figura N° 15 d). Note que:

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{ult}}$$

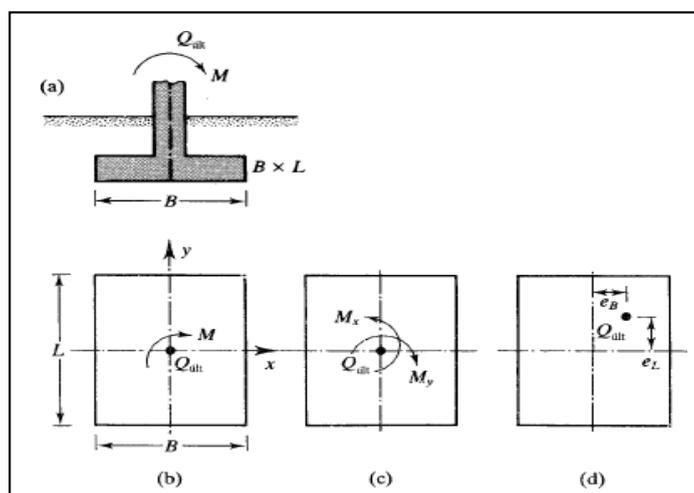


Figura 18: Análisis de una Cimentación con Excentricidad en dos direcciones

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das (2001).

Y

$$\frac{e}{L} = \frac{M_x}{Q_{ult}}$$

Si se requiere Q_{ult} , esta se puede obtener como sigue:

$$Q_{ult} = q'_u A'$$

Donde, de la ecuación para la capacidad de carga ultima:

$$q'_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Y

$$A' = B' L' \text{ (Área Efectiva)}$$

Para evaluar F_{cs} ; F_{qs} y $F_{\gamma s}$ (tabla N° 07), use las dimensiones de largo efectivo (L') y del ancho efectivo (B') en vez de L y B , respectivamente. Para calcular F_{cd} ; F_{qd} y $F_{\gamma d}$ use la tabla 3.5; sin embargo, no reemplace B por B' . Al determinar el área efectiva (A'), el ancho efectivo (B') y el largo efectivo (L'), pueden presentarse cuatro casos posibles (Highter y Anders, 1985).

A. Caso I:

$$e_l/L \geq \frac{1}{6} \text{ y } e_B/B \geq \frac{1}{6}$$

El área efectiva para esta condición se muestra en la figura N° 16, o:

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1$$

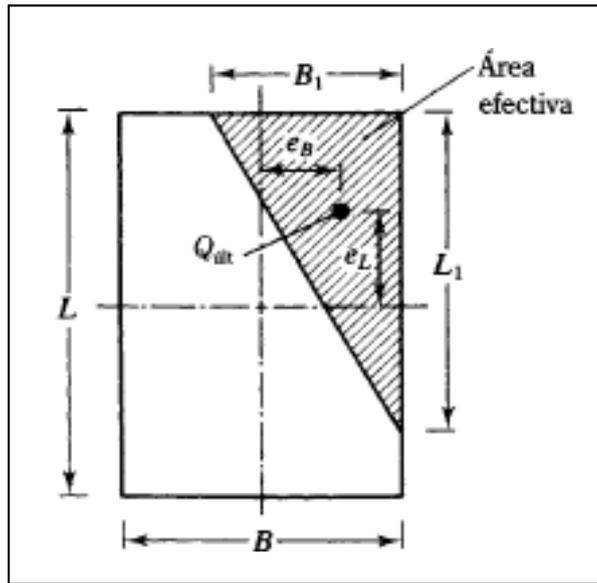


Figura 19: Área Efectiva para el caso $\frac{e_L}{L} \geq \frac{1}{6}$ y $\frac{e_B}{B} \geq \frac{1}{6}$

Donde:

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right)$$

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right)$$

$$L' = \max(B_1, L_1)$$

El largo efectivo L' es la mayor de las dos dimensiones, es decir, B_1 o L_1 .

Entonces, el ancho efectivo es:

$$B' = \frac{A'}{L'}$$

B. Caso II:

$$\frac{e_L}{L} < 0.5 \text{ y } 0 < \frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$$

El área efectiva para este caso se muestra en la figura N° 17 a.

$$A' = \frac{1}{2} (L_1 + L) B_1$$

Las magnitudes de L_1 y L_2 pueden determinarse de la figura N° 17 b. El ancho efectivo es:

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ o } L_2 \text{ (el que sea mayor)}}$$

El largo efectivo es:

$$L' = L_1 \text{ o } L_2 \text{ (El que sea mayor)}$$

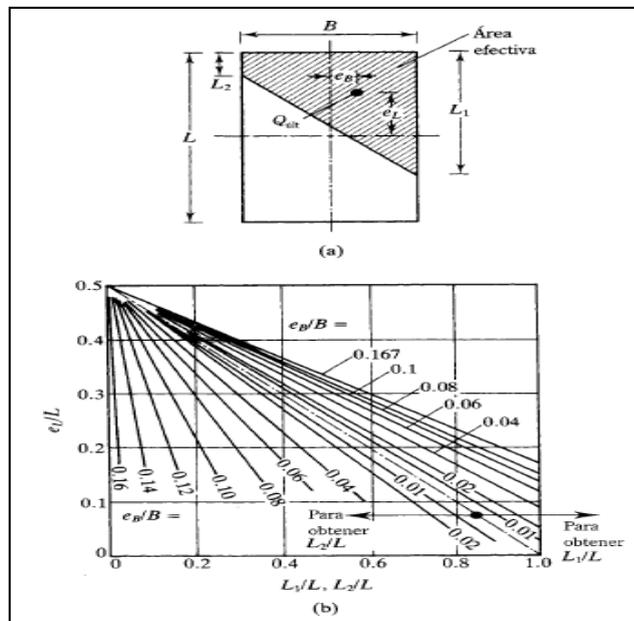


Figura 20: Área efectiva para el caso $e_l < 0.5$ y $0 < \frac{e_B}{B} < 1/6$ (según Highter y Anders, 1985)

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das (2001).

C. Caso III:

$$\frac{e_l}{L} < \frac{1}{6} \text{ y } 0 < \frac{e_B}{B} < 0.5$$

El área efectiva se muestra en la figura N° 18 a.

$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L$$

El ancho efectivo es:

$$B' = \frac{A'}{L}$$

El largo efectivo es igual a:

$$L' = L$$

Las magnitudes de B_1 y B_2 se determinan en la figura N° 18 b.

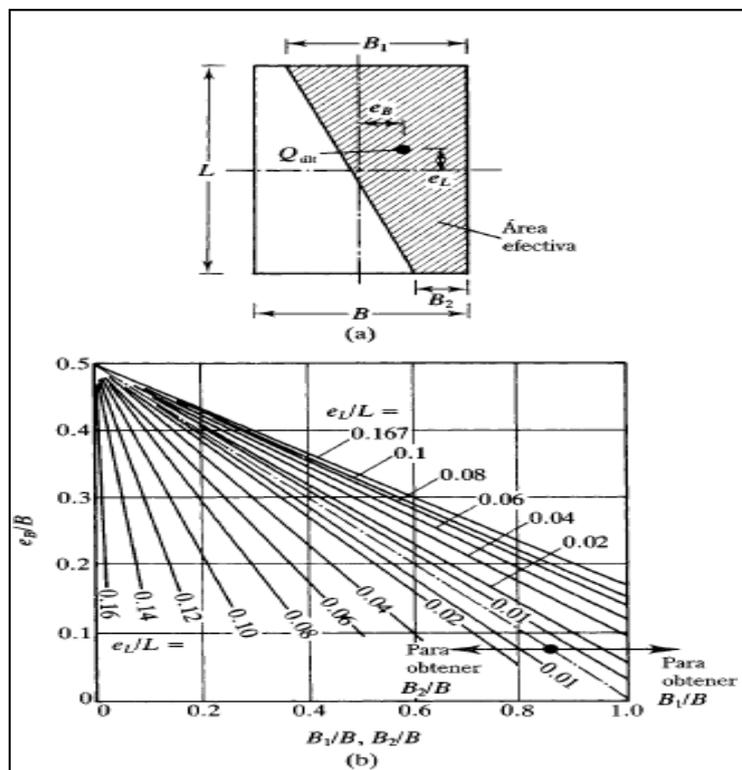


Figura 21: Área efectiva para el caso $\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6}$ y $0 < \frac{e_B}{B} < 0.5$ (según Highty y Anders, 1985)

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das (2001).

D. Caso IV:

$$\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6} \text{ y } 0 < \frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$$

La figura N° 19 a; muestra el área efectiva para este caso. La razón B_2/B , y por tanto, B_2 pueden determinarse usando las curvas e_L/L que se indican hacia arriba. Similarmente, la razón L_2/L , y por tanto, L_2 se determinan usando las curvas e_L/L que se indican hacia abajo. El área efectiva es entonces:

$$A' = L_2 B + \frac{1}{2} (B + B_2) (L - L_2)$$

El ancho efectivo es:

$$B' = \frac{A'}{L}$$

El largo efectivo es:

$$L' = L$$

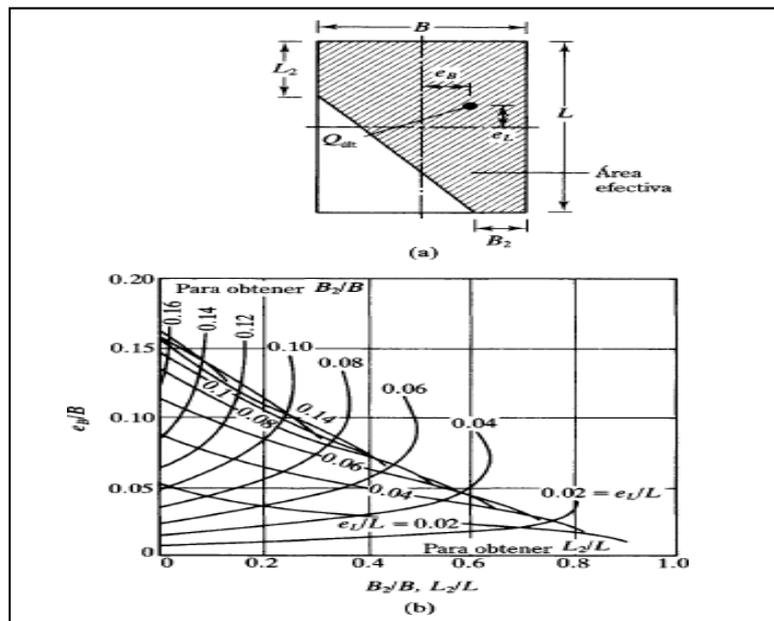


Figura 22: Área efectiva para el caso $\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6}$ y $\frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$ (según Highter y Anders, 1985)

Capacidad de Carga de Suelos Estratificados (Suelo más Fuerte sobre Suelo más Débil):

La ecuación de capacidad portante de la ecuación anterior se refiere al caso en que el suelo que soporta los cimientos es homogéneo y se extiende hasta una profundidad considerable. La cohesión del suelo, el ángulo de fricción y la densidad son supuestos constantes en el análisis de la capacidad portante. Sin embargo, los perfiles de suelo estratificados son comunes en la práctica. En este caso, el plano de fallo en la deformación última puede extenderse a través de dos o más formaciones. La determinación de la capacidad portante máxima de un suelo estratificado se realiza sólo en un número limitado de casos. A continuación se presentan los procedimientos para estimar la capacidad portante de suelos estratificados propuestos por Meyerhof y Hanna (1978) y Meyerhof (1974). En la figura n° 20 se muestra una cimentación en franja poco profunda soportada por una capa de suelo más resistente sobre una capa más débil que se extiende a gran profundidad. Ambas capas de suelo tienen los siguientes parámetros físicos:

Tabla 4:

Parámetros físicos

Estrato	Peso Específico	Angulo de Fricción del Suelo	Cohesión
Superior	γ_1	ϕ_1	c_1
Inferior	γ_2	ϕ_2	c_2

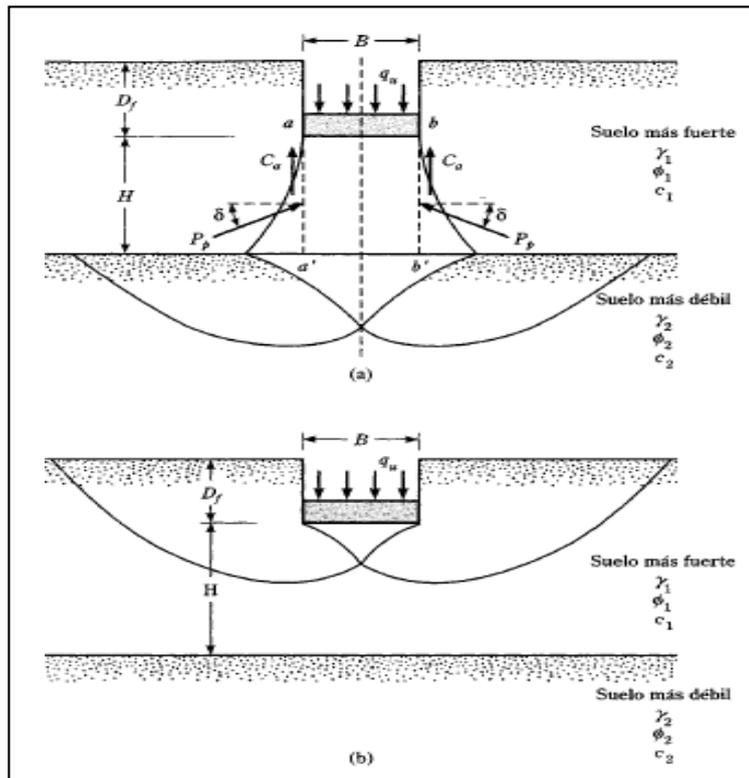


Figura 23: Capacidad de Carga de una Cimentación Corrida sobre Suelo Estratificado

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das (2001).

Bajo carga última por área unitaria (q_u), la superficie de falla en el suelo será como muestra la figura N° 20. Si la profundidad “H” es relativamente pequeña comparada con el ancho “B” de la cimentación, ocurrirá una falla por cortante de punzonamiento en la capa superior de suelo seguida por una falla por corte general en el estrato inferior, como muestra la figura N° 20 a. Sin embargo, si la profundidad “H” es relativamente grande, entonces la superficie de falla estará completamente localizada en el estrato superior del suelo, que es el límite superior para la capacidad de carga última, como muestra la figura N° 20 b. La capacidad de carga última, q_u , para este tipo de problema. Lo muestra la figura N° 20 a, y puede darse como:

$$q_u = q_b + \frac{2(C_u + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H$$

Donde:

B : Ancho de la Cimentación

C_a : Fuerza Adhesiva

P_p : Fuerza pasiva por unidad de longitud de las caras aa' y bb'

q_b : Capacidad de Carga del estrato inferior de suelo

δ : Inclinación de la Fuerza Pasiva P_p respecto a la horizontal

Note que, en la ecuación de carga última

$$C_a = c_a H$$

Donde: c_a = Adhesión

Entonces la ecuación puede simplificarse a la forma:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_{pH} \tan \delta}{B} - \gamma H$$

Donde: K_{pH} = Coeficiente de la componente horizontal de la presión pasiva de la tierra.

Sin embargo sea:

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi_1$$

Donde: K_s = Coeficiente de Corte por

Punzonamiento Entonces:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma H$$

El coeficiente del corte por punzonamiento, es función de q_2/q_1 y ϕ_1 , o:

$$K_s = f\left(\frac{q_2}{q_1}; \phi_1\right)$$

Obsérvese que q_1 y q_2 son la capacidad portante de la cimentación ampliada en anchura "B" bajo carga vertical en la superficie de capas de suelo superior e inferior de espesor uniforme, o bien:

$$q_1 = c_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}$$

$$q_2 = c_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)}$$

Donde:

$N_{c(1)}$; $N_{\gamma(1)}$: Factores de Capacidad de Carga para el ángulo de fricción ϕ_1 (tabla 04).

$N_{c(2)}$; $N_{\gamma(2)}$: Factores de Capacidad de Carga para el ángulo de fricción ϕ_2 (tabla 04).

Es importante notar que, para el estrato superior de un suelo más fuerte, q_2/q_1 debe ser menor que 1. La variación de K_s con q_2/q_1 y ϕ_1 se muestra en la figura N° 21, la variación de c_a/c_1 con q_2/q_1 en la figura N° 22. Si la altura "H" es relativamente grande, entonces la superficie de falla en el suelo estará completamente localizada en el estrato superior de suelo más fuerte (figura N° 20 b). Para este caso,

$$q_u = q_1 = c_1 N_{c(1)} + q_1 N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(1)}$$

Donde:

$N_{q(1)}$: Factor de Capacidad de Carga para $\phi = \phi_1$ (tabla 3.4) y $q = \gamma_1 D_f$

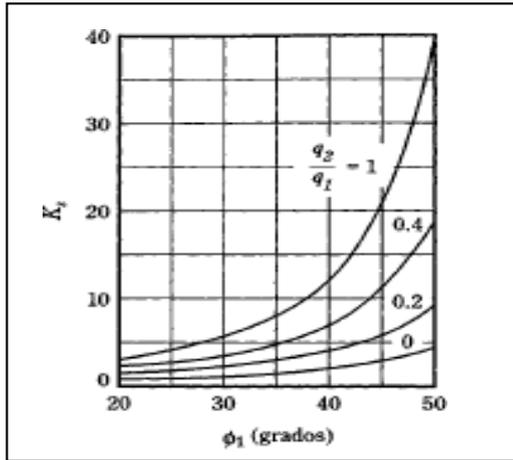


Figura 24: Coeficiente K_s de corte por punzonamiento, según Meyerhof y Hanna
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das (2001).

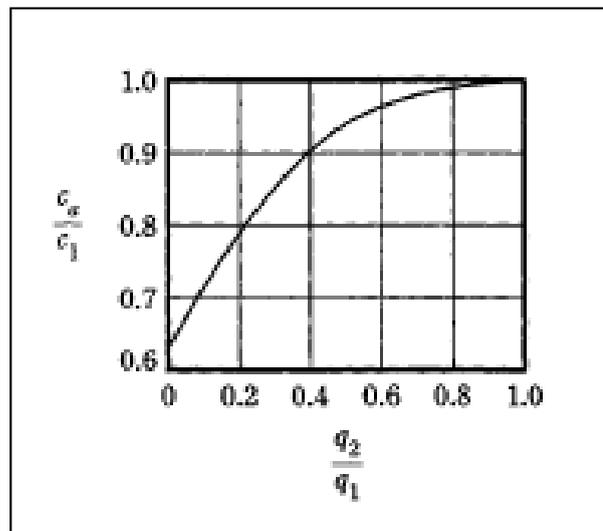


Figura 25: Variación de $\frac{c_a}{c_1}$ versus $\frac{q_2}{q_1}$ basada en la teoría de Meyerhof y Hanna (1978)
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das (2001).

Luego se tiene:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t$$

Casos Especiales:

- A.** El estrato superior es arena fuerte y el estrato inferior es arcilla suave saturada ($\phi_2 = 0$). Entonces se tiene:

$$q_b = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_2 + \gamma_1(D_f + H)$$

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

Por consiguiente:

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_2 + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} + \gamma_1 D_f$$

$$\leq \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

Para la determinación de K_s de la figura N° 21

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14c_2}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)}}$$

- B.** El estrato superior es arena más fuerte y el estrato inferior es arena más débil ($c_1 = 0$; $c_2 = 0$). La capacidad última de carga puede darse por:

$$q_u = \left[\gamma_1 (D_f + H) N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \right]$$

$$+ \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t$$

Donde:

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

$$q_2 = \frac{\frac{1}{2} \gamma \frac{BN}{r(2)}}{\gamma_2 N_{\gamma(2)}}$$

$$q_1 = \frac{\frac{1}{2} \gamma \frac{BN}{r(1)}}{\gamma_1 N_{\gamma(1)}}$$

- C. El estrato superior es arcilla saturada más fuerte ($\phi_2 = 0$). La capacidad última de carga puede darse por:

$$q_u = (1 + 0.2 \frac{B}{L}) \times 5.14 c_u + (1 + \frac{B}{L}) (\frac{2c_a H}{B}) + \gamma D \leq q_t$$

$$q_t = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \times 5.14c_1 + \gamma_1 D_f$$

Para este caso:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{5.14(c_2)}{5.14(c_1)} = \frac{c_2}{c_1}$$

Cimentación.

Los cimientos son elementos estructurales que transfieren la carga de columnas y muros al suelo. La resistencia de la tierra es menor que la del hormigón, por lo que la superficie de los cimientos es mayor que la de sus correspondientes columnas o muros para reducir las tensiones transferidas al suelo (Harmsen, 2005). El suelo debe trabajar bajo cargas en las que su estado de equilibrio no cambie, es decir, sin deformaciones o asentamientos apreciables que puedan afectar a diversos elementos estructurales, provocando tensiones parásitas indeterminadas. Si una columna se asienta más o menos que sus vecinas, esta diferencia crea tensiones que pueden causar daños estructurales y no estructurales.

Criterios para elegir el tipo de Cimentación.

Se deben usar cimientos aislados siempre que sea posible porque son menos costosos y resisten no solo cargas axiales sino también momentos. Cuando la excentricidad provocada por el momento flector sea muy grande y aumente desproporcionadamente el tamaño de la cimentación, se debe comprobar la posibilidad de profundizar la cimentación, reduciendo su tamaño al tamaño necesario para soportar las cargas axiales, el momento lateral de la cimentación contra las fuerzas de reacción laterales. tierra. Cómo se hace en la oficina. En este caso, se debe asegurar que no se produzca una excavación futura de la cimentación abierta, como ocurriría en cimentaciones ubicadas en los límites de la propiedad. Para los pilares perimetrales en los que las cargas axiales no son muy elevadas, pueden utilizarse cimentaciones excéntricas aisladas, siempre que los pilares estén conectados en la parte superior con vigas o placas, equilibrando así los momentos generados por los pilares. La excentricidad de la cimentación y las fuerzas de

tracción desarrolladas en los elementos de la cubierta. Una solución alternativa en esta situación es utilizar vigas de cimentación en todo el perímetro del edificio, que puede ser una solución económicamente competitiva, ya que también sustituye a posibles cimentaciones de muros exteriores. Las soluciones anteriores son menos adecuadas cuando las cargas axiales sobre los pilares perimetrales son muy elevadas. En estos casos, la solución recomendada es utilizar una cimentación articulada, que suele ser la solución más económica. Las cimentaciones mixtas se utilizan cuando los pilares están muy cerca unos de otros y las cimentaciones se solapan. Este tipo de cimentación también se utiliza cuando hay elementos estructurales, como huecos de ascensor, que están sometidos a momentos sísmicos muy elevados en relación con las cargas axiales que actúan sobre él; en este caso, esta base se compara con la adyacente. Algunos postes se combinan convenientemente para reducir la excentricidad y distribuir la presión de forma más uniforme. En el caso de tener la posibilidad de asentamientos importantes, mas allá de los 2.50 centímetros considerados usualmente como aceptables, se puede emplear zapatas aisladas unidad con vigas rígidas de cimentación o para el caso de asentamientos mucho mayores, que puedan llegar hasta 5.0 centímetros, solados usualmente con vigas de cimentación.

Análisis de las Condiciones de Cimentación.

A la hora de elaborar las conclusiones del Estudio de Mecánica del Suelo y en el caso de que se conozcan las cargas del edificio, se deberá tener en cuenta lo siguiente.

- a.** Las cargas de servicio utilizadas para el diseño estructural de las columnas del nivel más bajo del edificio se utilizarán como cargas aplicadas a los cimientos para el cálculo del factor de seguridad de los cimientos.
- b.** La carga vertical máxima actuante (Carga Muerta más Carga Viva más Sismo) utilizada para el diseño de las columnas en el nivel más bajo del edificio deberá ser tomada en consideración para el cálculo del asentamiento de las fundaciones apoyadas sobre suelos granulares..
- c.** Sin tener en cuenta la disminución permitida por la Norma Técnica de la Edificación (E.020 Cargas), para el cálculo de asentamientos en suelos cohesivos se tiene en cuenta la Carga Muerta + 50% de la Carga Viva..

- d. El peso del suelo excavado para la construcción de los sótanos puede deducirse de la carga global de la estructura (carga muerta más sobrecarga más peso de la losa de cimentación) para el cálculo del asentamiento en el caso de edificios con sótanos en los que se hayan empleado losas de cimentación.

Asentamiento Tolerable.

En todos los estudios de mecánica de suelos debe indicarse el asentamiento tolerado para el edificio o estructura objeto de examen. Una distorsión angular mayor que la mostrada en la tabla N° 10 no debe ser causada por el asentamiento diferencial (Figura N° 23). Para suelos granulares, es posible estimar que el asentamiento diferencial constituye el 75% del asentamiento global.

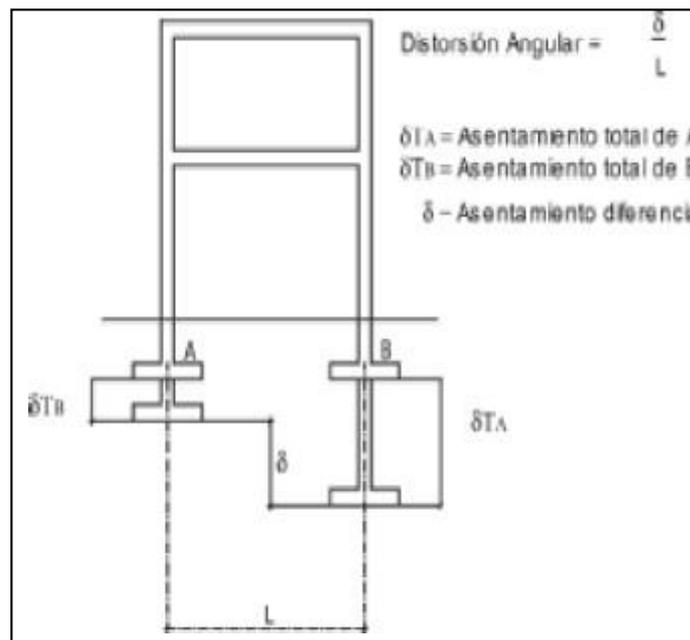


Figura 26: Asentamiento Diferencial

Fuente: RNE

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

Fuente; RNE

Clasificación General de las Cimentaciones.

A. Cimentaciones Superficiales.

Son aquellas en las cuales la relación Profundidad/Ancho (D_f/B) es menor o igual a cinco (05), siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2013) Las cimentaciones superficiales incluyen las cimentaciones de losa, las cimentaciones continuas (cimentaciones en bandas) y las zapatas aisladas, conectadas y combinadas.

a. Zapatas Aisladas.

Son elementos estructurales que actúan o trabajan transportando al suelo, a través de las zapatas aisladas, las cargas de pilares o muros que reciben de los forjados o de las construcciones de otros niveles sucesivos. Suelen ser cuadradas o rectangulares, muy raramente circulares. Estas zapatas se utilizan entre suelos compresibles, por ejemplo, cuando las cargas son ligeras y de un tamaño tal que las capas superficiales pueden soportarlas sin asentamientos peligrosos, o cuando las descargas son considerables pero el suelo es de baja densidad compresibilidad (Morales, 2006).

Consideraciones de Diseño.

La zapata cuadrada simboliza voladizos que se extienden desde el pilar en ambas direcciones y están reforzados por dos rejillas de acero paralelas a los bordes y perpendiculares entre sí, así como por presiones del terreno que generan esfuerzos de tracción en la parte inferior de la zapata.

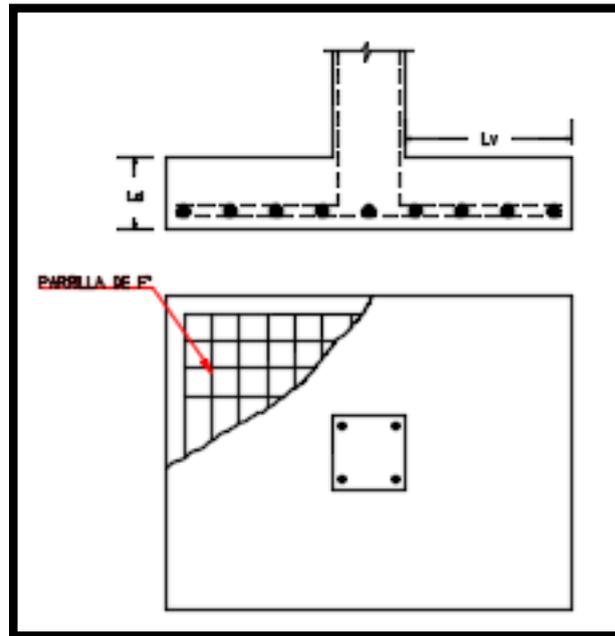


Figura 27: Vista en planta y sección de una zapata aislada

Fuente: El autor

El esfuerzo cortante y la adherencia suelen ser más importantes que la flexión en las pequeñas luces de los voladizos, por lo que justifican un estudio considerable. La compresión de la columna contra la zapata, la presión de la zapata contra el suelo de apoyo, las tensiones de tracción diagonal, las tensiones de tracción en el acero, las tensiones de compresión en el hormigón debidas a la flexión y las tensiones de adherencia entre el hormigón y el acero son las tensiones críticas que se producen en la zapata.

Resistencia al Aplastamiento.

Dado que sólo se carga una parte de la zapata, ésta puede soportar con seguridad una tensión unitaria superior a la del pilar si el hormigón de la zapata es de la misma calidad que el del pilar. Según los códigos permite una carga de:

$$\phi(0.85 \times f'c \times A_1),$$

Donde:

$$\phi = 0.70$$

A₁: Es el área cargada.

El área mayor de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente comparable al área cargada y concéntrica con ella en la superficie de apoyo, A_2 , es donde la resistencia al aplastamiento permitida puede elevarse por un factor de (A_1/A_2) , pero no por un factor mayor que 2.

Presiones del Suelo.

Se considera que la presión del suelo es uniforme. Suponiendo que estos pesos se distribuyen uniformemente por toda la zapata, el área de la zapata debe ser suficiente para resistir y transmitir la carga de la columna, el peso de la sobrecarga, todo ello dentro de la presión admisible del suelo. La reacción del suelo de cimentación se divide en dos partes: una equilibra directamente el peso de la zapata, y la otra es la llamada reacción neta o tensión neta (n) del suelo, que genera todas las tensiones de flexión, cizalladura y adherencia y se encarga de equilibrar la carga "P" que se transmite al suelo. En primer lugar, es necesario suponer un espesor efectivo de (mínimo 15 cm) o asignar a la zapata un peso específico como porcentaje de la carga viva para calcular la tensión neta (n). Dependiendo de si la carga "P" es baja, media o pesada, esta proporción puede oscilar entre el 6% y el 10%.

Resistencia al Corte.

Para el cálculo de desplazamientos, los cimientos pueden estudiarse como vigas planas y anchas y como losas con comportamiento bidireccional. El primer caso se denomina inserto a flexión y el segundo inserto a punzonamiento. El desplazamiento por flexión está relacionado con el comportamiento unidimensional del sustrato, mientras que el desplazamiento por punzonamiento está relacionado con el comportamiento bidimensional de la losa. Normalmente, no se coloca armadura de cortante en la base, pero se ha demostrado que el hormigón por sí solo soporta la tracción. Aumente la profundidad de la base sólo si es necesario.

Corte por Flexión.

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'cbd}$$

Donde:

b = Ancho de la sección analizada.

d = Peralte de la zapata

La parte esencial de la zapata debe colocarse a una distancia " d " de la cara de la zapata. La fuerza cortante utilizada (V_{ud}) equivalente al resultado del aumento de la reacción del suelo que se produce fuera de la sección crucial. Es posible definir una sección cuadrada de igual superficie (sección equivalente), para las secciones esenciales, si la columna tiene forma circular o poligonal regular.

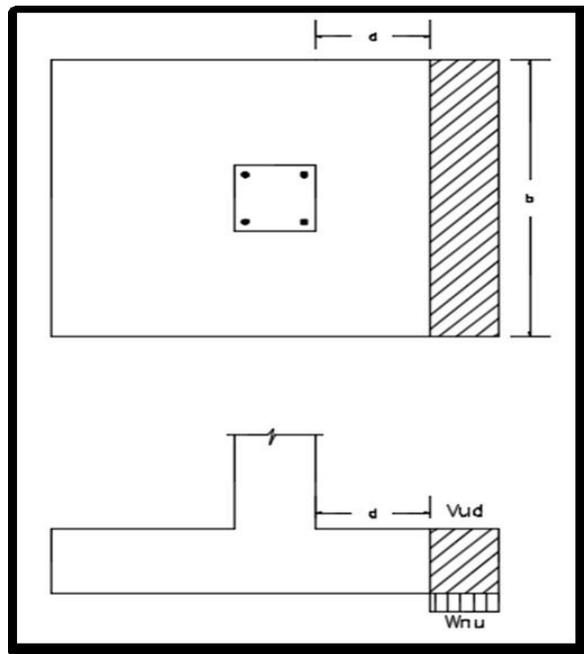


Figura 28: Determinación de la resistencia al corte por flexión.

Fuente: El autor

➤ **Corte por Punzonamiento.**

El punzón perforador Las siguientes fórmulas determinan que el límite inferior de la resistencia al corte del hormigón.:

$$V_n \leq 0.27 (2 + \frac{4}{\beta_c}) (\sqrt{f'_c}) b_0 d \dots \dots \dots (1)$$

$$V_n \leq 0.27 (\frac{\alpha_s \times d}{b_0} + 2) (\sqrt{f'_c}) b_0 d \dots \dots \dots (2)$$

$$V_n \leq 1.1 (\sqrt{f'_c}) b_0 d \dots \dots \dots (3)$$

Donde:

β_c : Relación entre las dimensiones mayor y menor de la columna.

b_0 : Perímetro de la sección crítica.

α_s : El parámetro de columna interna es igual a 40, el de columna lateral es igual a 30 y el de columna de esquina es igual a 20. Se consideran pilares interiores los que tienen cuatro lados de la sección crítica perforada, pilares transversales los que tienen tres lados y pilares angulares los que tienen dos lados. La sección crítica de la cimentación para columnas interiores, se representa mediante cuatro líneas rectas alineadas paralelamente a los lados de la columna. a “d/2” de las caras de la zapata. El corte por punzonamiento aplicado (V_u) será el resultado de una mayor presión del suelo aplicada a la zona aplanada de la ilustración.

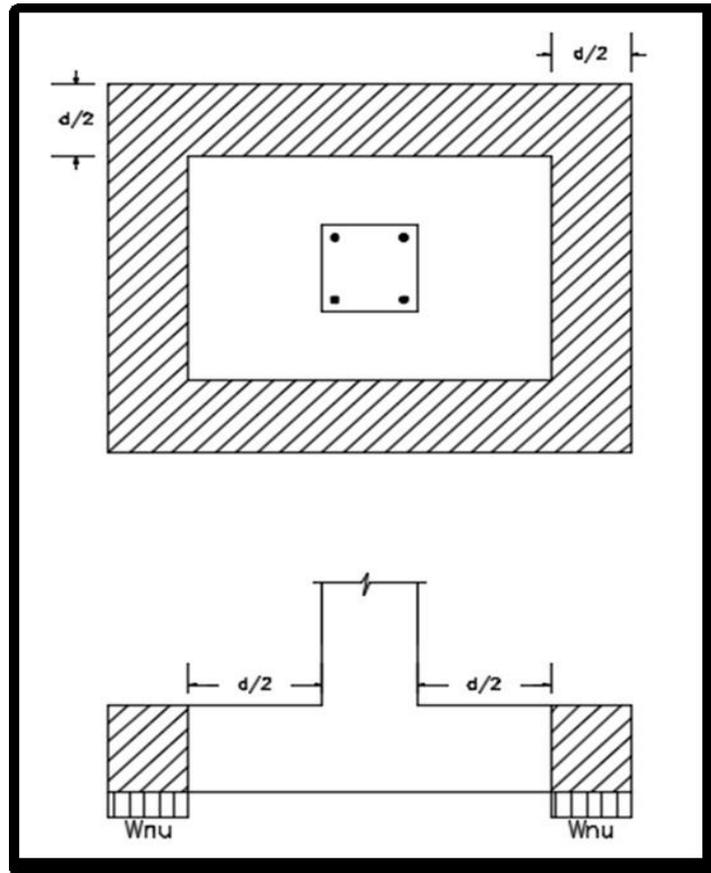


Figura 29: Determinación de la resistencia al corte por punzonamiento.

Fuente: El autor

Momento Flexionante.

La base actúa como una placa plana curvada en dos direcciones. Por lo tanto, el refuerzo se diseña teniendo en cuenta la flexión en cada dirección por separado, analizando la cimentación como una viga en voladizo. La cara de la columna es donde se sitúa la parte esencial para el diseño a flexión.

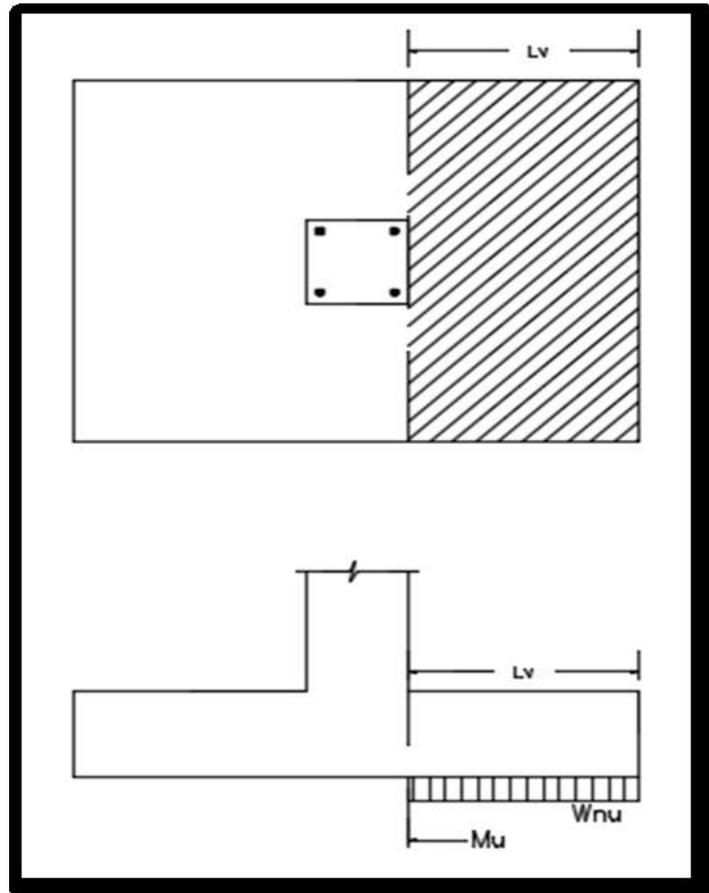


Figura 30: Determinación del Momento Flexionante

Fuente: El autor

Para el refuerzo de la columna mínimo, el código indica que se debe tomar el correspondiente a losas, es decir:

$$A_{smin} = 0.0018(b \cdot h)$$

Adherencia y Longitud de Desarrollo.

El plano vertical que corta la cara del pilar crea la sección crítica para la adherencia, que es también la sección crítica para el momento flector. La denominada longitud de desarrollo de la armadura debe proporcionar la tensión de adherencia en los elementos propensos a la flexión. Las longitudes de anclaje de las armaduras continuas deben ser al menos tan largas como las longitudes de desarrollo. La duración del desarrollo (L_d) deberá ser:

$$L_d \geq \begin{cases} 0.06(A_b \cdot f_y) / \sqrt{f'_c} \\ 0.006(d_b \cdot f_y) \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Si la varilla es de lecho superior, la longitud de desarrollo deberá multiplicarse por 1.40.

b. Zapatas Combinadas.

Una zapata compartida por dos o más pilares alineados constituye una zapata combinada. Se utiliza cuando hay una reducción del espacio entre pilares o cuando la capacidad portante del suelo es tan pobre que son necesarias zapatas de gran superficie, lo que hace que los pilares se solapen. (Harmsen, 2005) Las limitaciones de las propiedades determinan el tamaño de las zapatas de los pilares exteriores de un edificio, lo que suele dar lugar a una excentricidad de las zapatas que el pilar es incapaz de resistir. Dado que la presión del suelo varía, a menudo es imposible obtener tensiones por debajo del límite de carga del suelo. Para evitar tal excentricidad y producir una reacción del suelo consistente en estas situaciones, es práctico emplear zapatas integradas que conecten la columna exterior con la columna interior vecinal.

➤ **Procedimiento de Análisis y Diseño.**

Durante el diseño de la zapata integrada según el método tradicional (método rígido) deben seguirse los siguientes pasos general:

- Determinación de la posición de la resultante y de las resultantes de las cargas actuantes (R). Todo pilar susceptible de sufrir un momento flector debe tener en cuenta el impacto de dicho momento.
- Se determina la distribución de la presión.
- Determinación de la anchura de la cimentación.
- Determinación del diagrama de esfuerzos cortantes.
- Determinación del diagrama de momentos flectores.
- Construir la cimentación como una viga ininterrumpida.
- Crear la cimentación en dirección transversal de forma similar a como se diseñan las zapatas aisladas
-

➤ **Predimensionamiento de la Altura “h” de la Zapata.**

Es necesario verificar el ESFUERZO DE PUNZADO en base a las cargas de los pilares y comparar la altura para este tipo de esfuerzo con el anterior, utilizando el mayor valor del peralte "d" de los dos. Para ello se utiliza el Diagrama de Resistencia al Cortante y los conceptos de CORTE A FLEXIÓN, que toma la base de cimentación, para diseñar la altura de la zapata (hacer que el hormigón tome el cortante total, para evitar el uso de estribos). En cada punto a lo largo de la cimentación, se determinarán las zonas de tensión apropiadas utilizando los momentos del diagrama correspondiente, tanto positivos como negativos. De la dirección transversal se deduce claramente que la cimentación no absorberá el momento en toda su longitud, sino que la mayor parte del momento se absorberá en la zona del pilar, y dependiendo de dónde se encuentre, así será:

- En columnas externas: $(a_1 + 0.5d)$
- En columnas internas: $(a_2 + d)$

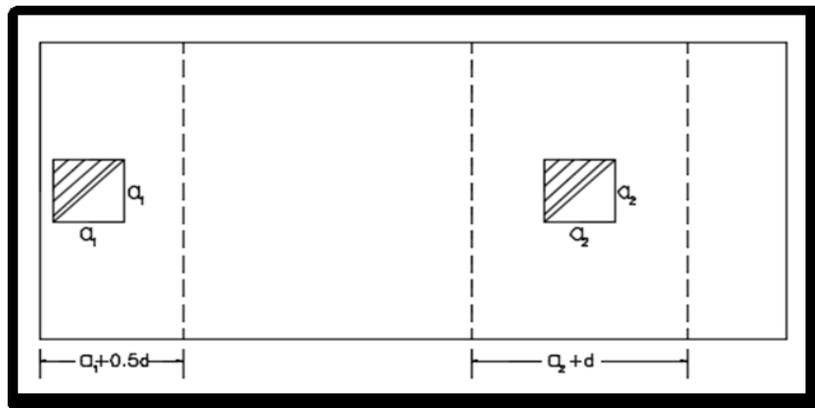


Figura 31: Dimensionamiento en planta de zapatas combinadas

Fuente: El autor

c. Zapatas Conectadas.

Una cimentación articulada consiste en dos cimentaciones separadas conectadas por vigas de cimentación. Este miembro intenta transferir a la cimentación interior el momento causado por la excentricidad que se produce en la cimentación exterior, por lo que las dimensiones de la cimentación exterior se amplían para minimizar la

excentricidad. La viga debe ser lo suficientemente fuerte para proporcionar esta transferencia y debe ser capaz de soportar las cargas transferidas (Harmsen, 2005). Las cimentaciones adheridas se utilizan con más frecuencia que las cimentaciones mixtas para reducir la excentricidad que se produce en las cimentaciones de pilares exteriores. Si el pilar interior más cercano está a cierta distancia del pilar exterior y la carga es pequeña, la zapata compuesta es larga y estrecha y tiene grandes momentos flectores en los voladizos. En tales casos, es más útil utilizar cimientos.

➤ **Procedimiento y Análisis de diseño.**

Dimensionamiento de la Viga de Conexión.

El dimensionamiento de la sección de la viga de conexión, se realiza tomando en cuenta el siguiente criterio:

$$h = \frac{L}{7} ; b = \frac{P_1}{31 L} \geq \frac{h}{2}$$

Donde:

L: Espaciamiento entre la columna exterior y la columna interior.

P1: Carga total de servicio de la columna exterior.

Las vigas de unión deben analizarse como vigas conectadas mediante bisagras a pilares externos e internos que soportan la reacción neta del suelo de la cimentación externa y su propio peso

Dimensionamiento de la Zapata Exterior.

Las vigas de conexión reciben la carga de la cimentación exterior en forma de placas en voladizo a ambos lados de las vigas de conexión. Se aconseja tener en cuenta las dimensiones de la vista en planta, donde la dimensión transversal es dos veces o 2,5 veces la dimensión de la dirección excéntrica.

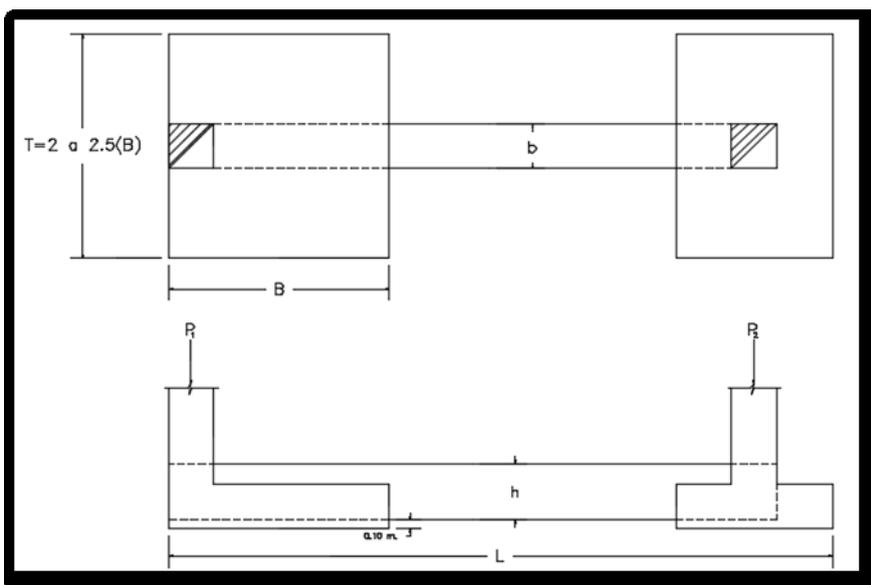


Figura 32: Dimensionamiento de la zapata exterior en cimentaciones conectadas

Fuente: El autor

Dimensionamiento de la Zapata Interior.

Se pretende que la zapata interior sea una zapata independiente. Se puede tener en cuenta la respuesta de la viga de conexión. El cálculo del esfuerzo cortante de punzonamiento tiene en cuenta la influencia de la viga al determinar la zona crucial.

B. Cimentaciones Profundas.

Son aquellas en las cuales la relación Profundidad/Ancho (Df/B) es mayor a cinco (05), siendo Df la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2013)

Las cimentaciones profundas incluyen columnas, cajones, pilotes de densificación, pilotes y micropilotes de cimentaciones. Cuando las cimentaciones poco profundas produzcan una capacidad portante que impida adquirir los criterios de seguridad, se utilizarán cimentaciones profundas. establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones o cuando los asentamientos generen asentamientos diferenciales mayores a los establecidos en el RNE. Además de sostener los edificios contra las fuerzas de levantamiento, los cimientos profundos pueden ayudar a las estructuras a resistir las tensiones laterales y de vuelco. En circunstancias especiales, como suelos expansivos y colapsables o suelos vulnerables a la erosión, también pueden ser necesarios cimientos profundos.

A continuación se enumeran algunas de las circunstancias que exigen el uso de cimentaciones profundas.:

- Dado que los cimientos de pilotes tienen resistencia a la flexión mientras soportan la carga vertical transferida por la estructura, pueden soportar tensiones horizontales.
- Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son demasiado frágiles para soportar la carga transferida por la estructura y excesivamente compresibles. En estas circunstancias, la carga se transfiere mediante pilotes a la roca o a un estrato más resistente.
- Cuando sea imposible levantar una estructura sobre suelos expansibles, colapsables, licuables o erosionables utilizando cimientos poco profundos.
- Las torres de transmisión, las plataformas marinas y las losas de sótano bajo el nivel freático son algunos ejemplos de estructuras cuyos cimientos están sometidos a fuerzas de levantamiento. Para contrarrestar estas fuerzas, en ocasiones se utilizan pilotes.

a. Pilotes.

Los pilotes son elementos utilizados en suelos blandos para transferir las cargas de las estructuras a zonas de mayor capacidad portante (Harmsen, 2005). Pueden ser de madera,

hormigón simple, hormigón armado, hormigón pretensado y acero. Según el mecanismo de transferencia de cargas al suelo, los pilotes pueden dividirse en las siguientes categorías:

- Resistencia al efecto de punta: Se trata de pilotes que descansan sobre formaciones duraderas.
- Resistencia al impacto lateral o a la fricción: Pilotes que no alcanzan la formación resistente, sino que flotan en la formación en la que están colocados.
- Resiste impactos laterales y en los extremos.

Justificación de la Investigación

Todos somos conscientes de que la región costera en la que residimos registra uno de los índices más elevados de fenómenos sísmicos naturales. por en mayor magnitud.

Problema

Realidad problemática

El presente trabajo de investigación es presentado al Programa de Estudios de Ingeniería Civil de la facultad de Ingeniería con la finalidad de poder diseñar específicamente edificaciones de 08 pisos en un área de suelo arenoso de diversa graduación por lo cual servirá para potenciar y mejorar el diseño de las estructuras y así poder mejorar los diferentes diseños estructurales en esta ciudad. La cimentación en un elemento estructural la cual es la base principal de cualquier edificación o estructura civil para lo cual se debe establecer los parámetros claros y precisos cuando se tiene un suelo arenoso, el cual tiene una herramienta importante a raíz de los estudios realizados y presentados en el congreso “VIII CONGRESO NACIONAL DE ESTUDIANTES DE INGENIERIA CIVIL” llevado a cabo en el año 2000, Ica, en el cual detalla la microzonificación realizado a la ciudad de Huaraz para lo cual nos plantean la profundidad de la Napa Freática y la capacidad Portante de la ciudad de Huaraz.

Para el área de estudio se tiene:

- Napa Freática: N.A.P. = No presenta o mayor a 3.0 metros
- Capacidad Portante: 1.82 Kg/cm²

- Llegando a la siguiente formulación del problema:

Formulación del Problema:

¿Cuál es el diseño de cimentación apropiado para un edificio de 08 pisos en área de suelo arenoso de diversa graduación en el barrio de Pedregal en la ciudad de Huaraz? En la investigación tenemos como hipótesis es implícita Capacidad de carga y diseño estructural de cimentaciones para un edificio de 08 pisos destinado a vivienda en un área de suelo arenoso, pedregal medio – Huaraz. El presente proyecto de investigación tiene como objetivo general Elaborar una propuesta de diseño de cimentación apropiado para un edificio de 08 pisos en área de suelo arenoso de diversa graduación en el barrio de Pedregal en la ciudad de Huaraz. Por lo tanto, designamos los siguientes objetivos específicos el 1er objetivo específico Identificar las características físicas y mecánicas del suelo del barrio de Pedregal medio – Huaraz. Como 2do objetivo específico. Evaluar las características de carga de la edificación de 8 niveles del barrio de Pedregal medio – Huaraz. Como 3er objetivo. Aplicar los parámetros del Método para diseñar la cimentación del barrio de Pedregal medio – Huaraz. Como 4to objetivo específico Evaluar el comportamiento sísmico de la edificación del barrio de Pedregal medio – Huaraz.

METODOLOGÍA

Tipo y diseño de investigación:

Tipo de investigación.

El tipo de investigación es analítico y descriptivo, ya que los resultados obtenidos con el software se utilizarán para resolver cuestiones relacionadas con la estructura. La investigación es metodológicamente cuantitativa en el sentido de que los datos registrados son numéricos, las variables y sus indicadores se estudian objetivamente midiendo y registrando sus valores y respuestas en herramientas de recogida de datos (software)..

Diseño de investigación.

El diseño es descriptivo porque describe la parte teórica acerca del tema de un suelo arenoso y la manipulación en cada caso con un diseño de cimentación verificando el mejor comportamiento estructural con ayuda de software como Etabs 18 y Safe 2016.

Variables y Operacionalización:

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones
“CAPACIDAD DE CARGA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES PARA UN EDIFICIO DE 08 PISOS DESTINADO A VIVIENDA EN UN AREA DE SUELO ARENOSO, PEDREGAL MEDIO – HUARAZ.”	La CAPACIDAD DE CARGA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES Determinados, Serán capaces de soportar las solicitaciones de la	La cimentación propuesta para la estructura de 08 pisos será capaz de transmitirá las cargas de la estructura al suelo sin sufrir deformaciones y asentamientos considerables.	Elaborar el plano arquitectónico del edificio de 08 pisos. Modelar en software el edificio de 08 pisos. Calcular las cargas a transmitir a la Cimentación. Realizar el diseño de la cimentación.

Población, muestra, muestreo, unidad de análisis:

Población:

Para esta investigación la población está considerada por área de suelo arenoso en el barrio de Pedregal Medio – Huaraz.

Muestra:

El estudio utilizó como sujetos una muestra no probabilística de voluntarios. se realizará en un solo proyecto que será elaborado mediante análisis del lugar en mención.

Las unidades de estudio (mecánica del suelo) se elaboraron utilizando las referencias que se indican a continuación:

- Las muestras de suelo para el estudio se tomaron de dos fosas de suelo que se elaboraron en el lugar del estudio. Mas conocidas como calicatas.
- - The material was transported in bags to the Soil Mechanics Laboratory of the University of San Pedro for research.

Muestreo:

Unidad de análisis:

Área de suelo arenoso en el barrio de Pedregal Medio – Huaraz

Técnicas e instrumentos de recolección de datos:

La técnica

La técnica de obtención de resultados ha sido producto de la observación directa, se observará los ensayos realizados en el laboratorio de mecánica de suelos, también se logró observar el diseño de la estructura según el RNE.

Instrumentos.

Las siguientes plantillas han servido como herramientas necesarias para la recopilación de datos a lo largo de la investigación usadas en el laboratorio de mecánica de suelos.

Las plantillas guía s o n tomados con respecto a los siguientes ensayos:

- Ensayo de Análisis granulométrico.
- Ensayo de Límites de Consistencia.
- Ensayo de Contenido de Humedad de los agregados.
- Ensayo de Peso Específico de los agregados.
- Ensayo de Corte Directo.

Procedimientos:

Procedimiento de Recopilación de Datos.

Primero. me acercare a la vía zona de estudio para la verificación de los accesos a los puntos de la elaboración de las muestras, con la finalidad de obtener una muestra representativa del suelo en los distintos puntos elegidos en coordinación con el personal técnico de los laboratorios de suelos de la Universidad San Pedro.

Segundo se realizó la excavación de la calicata mediante la ficha de muestreo según la normativa donde indica la cantidad de puntos de exploración, con un mínimo de tres (03) de acuerdo a los tipos de vías como se hace mención la Tabla.

Tercero. Los ensayos a los que serán sometidos las muestras de suelo en estado natural y con polvo de vidrio reciclado se describen del siguiente modo: Se realizó los ensayos estipulados

en el proyecto de tesis, tales como: el análisis granulométrico donde se quiere la obtención de la clasificación del tipo de suelo y la humedad para saber qué porcentaje de agua posee el suelo según la norma MTC, AASHTO y ASTM. Se realizó además, los límites de consistencia para conocer el comportamiento que tendrá el suelo debido al contenido de humedad según la norma MTC, AASHTO y ASTM.

Método de análisis de datos:

Para el análisis de datos que se realizará para la técnica visual, asimismo:

- El registro ordenado, manual, y sus clasificaciones
- Los Procesamientos computarizados empleando el Microsoft Excel 2016.
- La creación de planos utilizando el AutoCAD 2019
- La incorporación de cronogramas utilizando MS Project 2016
- Realización de presupuesto utilizando en S10 2015
- El Procesamiento con software Minitab 2017

RESULTADOS

Identificar el lugar y verificar el tipo de suelo y las propiedades de éste, en el barrio de Pedregal Medio – Huaraz.

- Ubicación:
- Tipo de suelo y propiedades (resultado de ensayo)

Tipo de suelo y su capacidad portante

En las proximidades de los edificios investigados. A continuación se muestran los resultados de los pozos de sondeo:

Calicata C-1

Generalidades, límites de Atterberg, humedad y SUCS

De acuerdo con la muestra M2, los resultados del pozo de ensayo C-1 reflejan unas condiciones del suelo inadecuadas (costra mezclada con tierra) hasta 1,80 m, se sigue utilizando tierra suelta GC (grava fangosa). El contenido de humedad y el límite de Atteberg se muestran en la tabla siguiente.:

Tabla 5: Clasificación del suelo en la ubicación de la calicata C-1

Calicata C1		
Edificación estudiada involucrada: E – 16		
Muestra	M1	M2
Profundidad (m)	0.0 – 1.80	1.80 – 2.00
Pasante por malla N° 200		21.0
Límite líquido (ASTM D – 423)		-
Límite plástico (ASTM D – 424)	Basura mezclada con tierra	-
Índice de plasticidad		N. P.
Contenido de humedad (ASTM D – 422)		5.9 %

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004)

Ensayo de corte directo para C1 – M2 (ASTM D3080)

Para una tensión inicial de 1,5 kg/cm², El suelo examinado mostró una tensión de cizallamiento máxima de 0,865 kg/cm²; los valores posteriores son 0,59 kg/cm² y 0,315 para tensiones iniciales de 1,0 y 0,5 kg/cm² respectivamente, como se indica en la tabla siguiente. Los resultados del desplazamiento directo son los siguientes:

Tabla 6

Resultados de ensayo de esfuerzo (ASTM D3080)

Procedencia de la muestra C1 – M2 (1.80 m – 2.00 m)			
Espécimen	01	02	03
Esfuerzo inicial (Kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (Kg/cm ²)	0.315	0.59	0.865

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004)

Los resultados del esfuerzo cortante muestran que el valor máximo es de 0,865 Kg/cm², que corresponde al valor de la pendiente de la figura siguiente:

$$\tan(\phi) = (0,865 - 0,315)/(1,5 - 0,5) = 0,55$$

de tal forma que el ángulo de fricción resulta: $\phi = \text{Arc tan}(0.55) = 29^\circ$

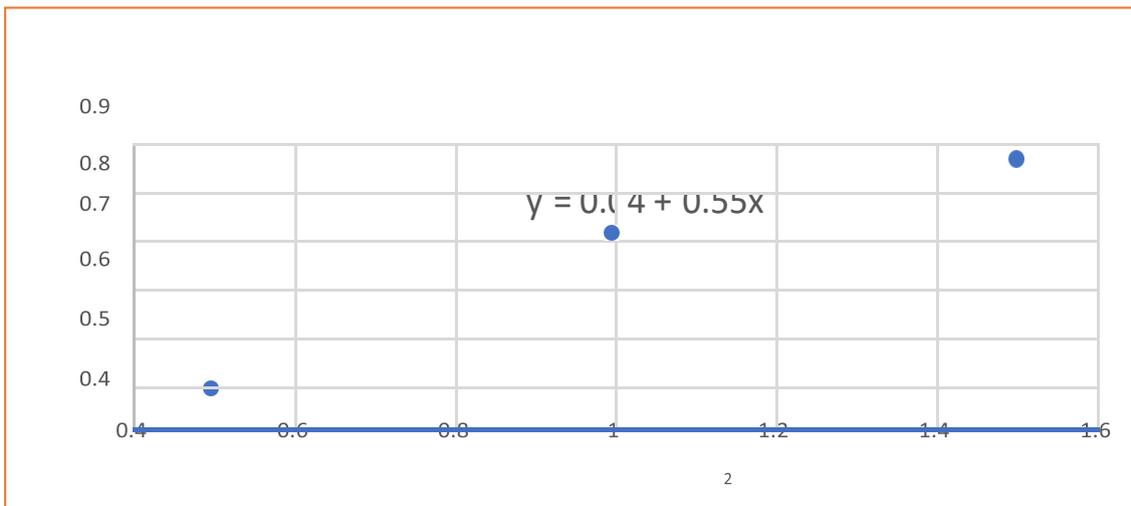


Figura 33: Esfuerzo al corte máximo vs esfuerzo inicial

La deformación tangencial inducida por el esfuerzo cortante de los tres especímenes en la fosa de ensayo 1 en el espécimen de suelo 2 se muestra en la siguiente figura.:

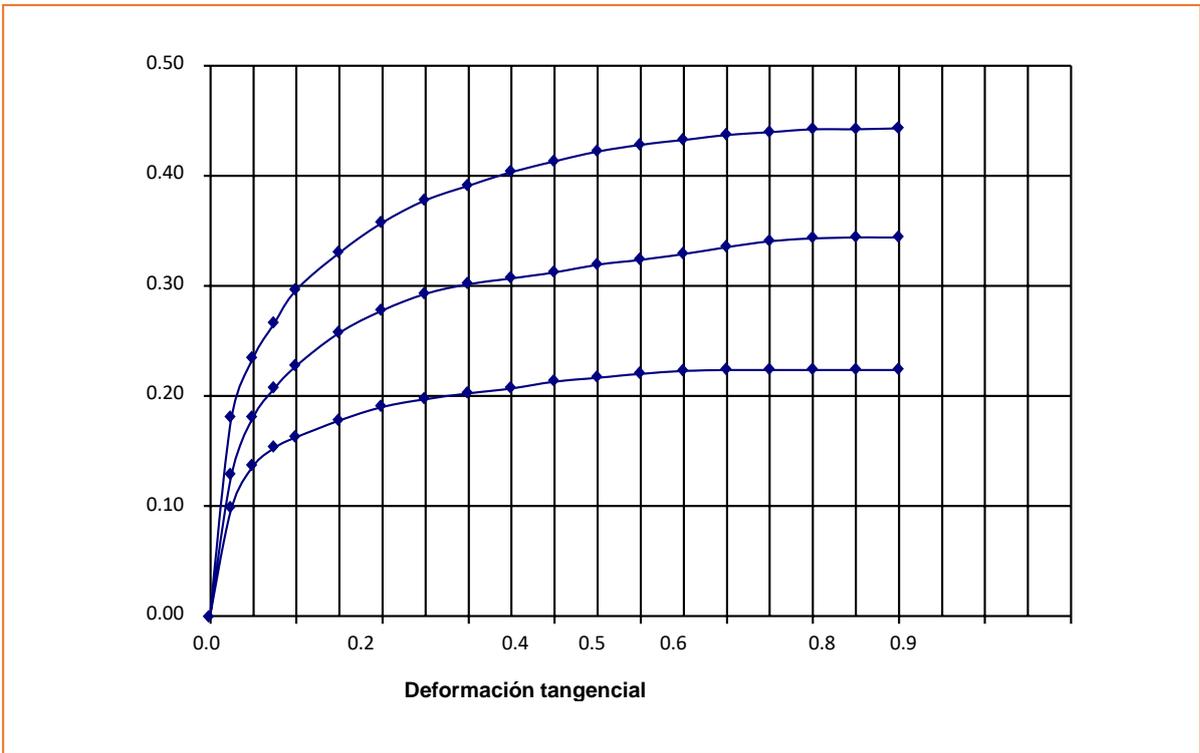


Figura 34: Deformación tangencial vs esfuerzo de corte

A partir del diagrama de la figura 9, complete la tabla siguiente; aquí, la tangente (ϕ) representa el cambio en el valor máximo de desplazamiento para un cambio completo en la tensión inicial. La cohesión corresponde al valor de la tensión máxima cuando se anula la tensión inicial.

Tabla 7

Resultados obtenidos del gráfico

Ítem	Valor
Ángulo de fricción interno	29 °
Cohesión	0.04 Kg/cm ²
Tangente (ϕ)	0.55

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004)

Capacidad portante

Una vez recopilados los datos pertinentes, puede determinarse la capacidad portante del suelo en la fosa de ensayo 1 utilizando las condiciones que figuran en el apéndice 8. Capacidad portante y factor de seguridad de 3, es 0.75 Kg/cm^2

Tabla 8

Capacidad portante para la muestra 2 de la calicata C1 (1.80 m–2.0 m)

B	Df	Parámetros geométricos			Parámetros de carga			Qult (Kg/cm ²)	Fs	Qadm (Kg/cm ²)
		γ Gr/cm ³	ϕ °	C Kg/cm ²	Nc	Nq	Ny			
1.0	1.0	1.57	29	0.04	17.4	8.4	5.2	2.25	3	0.75

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004)

Calicata C2

En el pozo de pruebas C2, situado cerca de la plaza principal de la ciudad, el nivel del agua comienza a 30 cm, lo que pone en peligro la resistencia del material de los cimientos y aumenta enormemente la posibilidad de licuefacción del suelo por efectos sísmicos. De nuevo, como se verá más adelante, la correlación es casi nula en este caso.

Seguidamente se muestran los ensayos realizados a las muestras recogidas

Generalidades, límites de Atterberg, humedad y SUCS

Se examinó el material obtenido in situ y se determinó el límite de Atterberg (límite líquido y límite plástico), el contenido de humedad y la clasificación SUCS de las muestras. En el cuadro siguiente se resumen los resultados del pozo de ensayo C2.

Tabla 9
Clasificación de suelos en la ubicación de la calicata 2

Calicata C2		
Edificación estudiada involucrada: E – 13 (La calicata C2 se ubica a 54.2 m de E – 13)		
Muestra	M1	M2
Profundidad (m)	0.0 – 0.30	0.30 – 1.00
Pasante por malla N° 200	82.0	19.0
Límite líquido (ASTM D – 423)	35.2	-
Límite plástico (ASTM D – 424)	19.7	-
Índice de plasticidad	15.5	N. P.
Contenido de humedad % (ASTM D – 422)	7.30	Saturado

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004)

Tabla 10
Peso natural seco (volumétrico) (ASTM – D2937)

Muestra	Tipo	Peso volumétrico sobre el agua	Peso volumétrico bajo agua
C2 – M2	Arena limosa	1.65	1.0

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004)

Ensayo de corte directo (ASTM D3080)

La tabla siguiente muestra los resultados de las pruebas de la cizalla directa.

Tabla 11
Esfuerzo inicial y esfuerzo de corte máximo, (ASTM D3080)

Especimen	01	02	03
Esfuerzo inicial (Kg/cm²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (Kg/cm²)	0.275	0.55	0.825

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004)

El esfuerzo cortante máximo del suelo en la zona C2 (centro de Tumbes) es inferior al de la zona C1, lo que indica que el peso de los edificios que se levanten en esta zona es limitado.

$$\tan(\phi) = (0.825 - 0.275)/(1.5 - 0.5) = 0.55$$

a este valor corresponde un ángulo de fricción de 29°

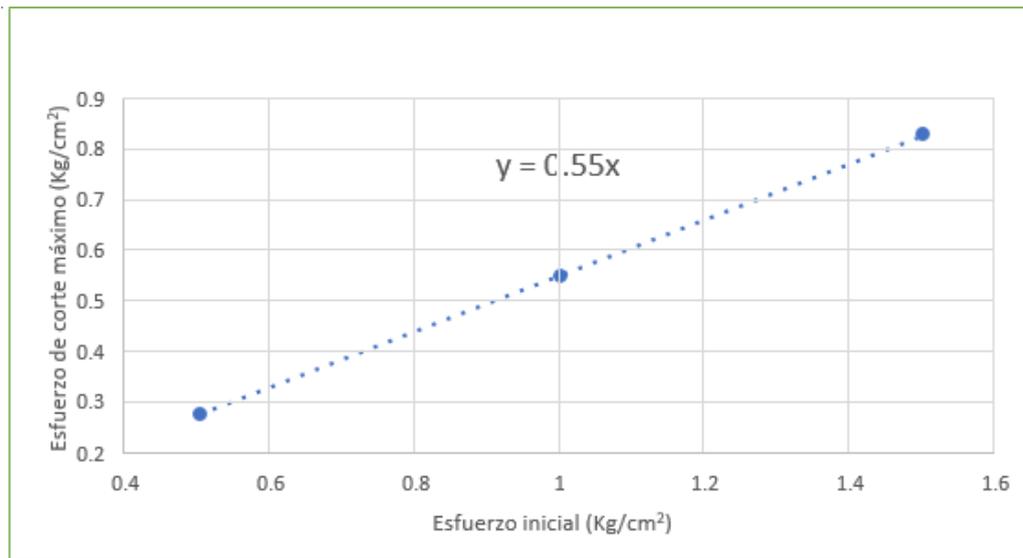


Figura 35: Esfuerzo cortante máximo y esfuerzo inicial para el suelo en C2

La relación entre el esfuerzo cortante y la deformación tangencial de una muestra de suelo recogida en el Pozo de Pruebas 2 se representa en la imagen siguiente.



Figura 36: Esfuerzo de corte y deformación tangencial del suelo de C alicata 2

La tabla siguiente muestra los parámetros de interés obtenidos a partir de la figura 11. El ángulo de fricción interna y su tangente están relacionados con los cambios en el esfuerzo cortante máximo y los correspondientes cambios en el esfuerzo inicial. La cohesión es la tensión máxima (0,04 kg/cm²) cuando la tensión inicial es cero.

Tabla 12
Resultados obtenidos de gráfico de la figura 11

Ítem	Valor
Ángulo de fricción interno	29 °
Cohesión	0.04 Kg/cm ²
Tangente (ϕ)	0.55

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004)

Capacidad portante

De acuerdo con los procedimientos dados de la capacidad portante que figura en el anexo 8 se obtiene como se indica en la tabla siguiente. Un centímetro cuadrado de suelo puede soportar una fuerza de 0,35 kg, según los datos de las muestras de suelo tomadas en el emplazamiento de Tumbé.

Tabla 13
Capacidad portante para la muestra 2 de la calicata C2

B	Df	Parámetros geométricos			Parámetros de carga			Qult (Kg/cm ²)	Fs	Qadm (Kg/cm ²)
		γ Gr/cm ³	ϕ	C Kg/cm ²	Nc	Nq	Ny			
1.0	1.0	1.0	29	0.0	0.0	8.0	6.0	1.04	3	0.35

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz (2004)

ESPECIFICACIONES GENERALES.

El siguiente análisis y diseño se hace siguiendo de acuerdo Reglamento Nacional de Edificaciones, empleando el espectro según la norma Diseño Sismo resistente E-030, la aplicación de las cargas se hace uso de la norma E-020. El Diseño de los elementos de concreto y albañilería se realizará empleando las normas de Concreto Armado E.060 y Albañilería E-070.

CONFIGURACION ESTRUCTURAL.

- La edificación consta de 8 niveles, que el uso está destinado a vivienda.
- En dirección Longitudinal se tienen Pórticos (Eje X), en la dirección transversal se tienen pórticos de concreto armado (Eje Y), consta en de losas aligeradas en cada piso.

CARGAS Y MATERIALES.

Las cargas se obtuvieron de la norma E-020.

ELEMENTO	CARGA	OBSERVACIONES
CARGA MUERTA		
<i>Acabados</i>	100 kgf/m ²	en nivel 1 hasta el 8
<i>Peso Propio (Muro, losa, Viga, Columna)</i>	P.P	Metrado por el software
<i>Peso del ladrillo de techo</i>	83.33 kgf/m ²	en nivel 1 hasta el 8
<i>Acabados</i>	100 kgf/m ²	en nivel 1 hasta el 8
CARGA VIVA		
<i>VIVIENDAS</i>	200 kgf/m ²	en nivel 1 hasta el 8
<i>CORREDORES</i>	200 kgf/m ²	en nivel 1 hasta el 8

Materiales utilizados.

Propiedades del Concreto 210 kg/cm²		
- Masa por unidad de Volumen	(Ton/m ³)	0.24
- Peso por unidad de Volumen	(Ton/m ³)	2.40
- Modulo de Elasticidad (E)	(Ton/m ²)	2174865
- Poisson		0.15
- Resistencia a la Compresión (f _c)	(Ton/m ²)	2100.00
- Fluencia del Acero Principal (f _y)	(Ton/m ²)	42000.00
- Fluencia del Acero del estribo (f _{ys})	(Ton/m ²)	42000.00

Propiedades de la albañilería $f_b=65 \text{ kg/cm}^2$

- Masa por unidad de Volumen	(Ton/m ²)	0.1835
- Peso por unidad de Volumen	(Ton/m ²)	1.80
- Modulo de Elasticidad (E)	(Ton/m ²)	325000
- Poisson		0.25
- Resistencia a la Compresión (f_b)	(Ton/m ²)	650.00

Acero Estructural: Grado 60, $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Propiedades del suelo:

- Capacidad admisible: 1.06 Kg/cm^2 .
- Profundidad de desplante: 1.80 m

PREDIMENSIONAMIENTO.

- VIGAS.

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas principales y secundarias se dimensionaran según la siguiente expresión:

$$h = \frac{L_n}{10} \quad \text{ó} \quad h = \frac{L_n}{12} \quad \quad b = 0.3(h) @ 0.5(h)$$

Tomando el criterio mencionado se realizan las siguientes tablas.

VIGAS PRINCIPALES - PRIMER AL OCTAVO NIVEL							
Descripción	Longitud (m)	Ln/12 (cm)	Ln/10 (cm)	Peralte h (cm)	b (cm)	Sección elegida (cm ²)	De nominación
VS -101	4.03	33.54	40.25	45	23	25 x 50 = 1250	VS-101 (25 x 50)
VS -102	4.03	33.54	40.25	45	23	25 x 50 = 1250	VS-102 (25 x 50)
VS -103	4.03	33.54	40.25	45	23	25 x 50 = 1250	VS-103 (25 x 50)
VS -104	4.03	33.54	40.25	45	23	25 x 50 = 1250	VS-104 (25 x 50)
VS -105	4.03	33.54	40.25	45	23	25 x 50 = 1250	VS-105 (25 x 50)
VS -106	4.03	33.54	40.25	45	23	25 x 50 = 1250	VS-106 (25 x 50)
VS -107	4.03	33.54	40.25	45	23	25 x 50 = 1250	VS-107 (25 x 50)
VS -108	4.03	33.54	40.25	45	23	25 x 50 = 1250	VS-108 (25 x 50)
VS -109	4.03	33.54	40.25	45	23	25 x 50 = 1250	VS-109 (25 x 50)
VS -110	4.03	33.54	40.25	45	23	26 x 50 = 1250	VS-110 (25 x 50)
VS -111	4.03	33.54	40.25	45	23	27 x 50 = 1250	VS-111 (25 x 50)
VS -112	4.03	33.54	40.25	45	23	25 x 50 = 1250	VS-112 (25 x 50)

VIGAS SECUNDARIAS - PRIMER AL OCTAVO NIVEL							
Descripción	Longitud (m)	Ln/12 (cm)	Ln/10 (cm)	Peralte h (cm)	Base b (cm)	Sección elegida (cm ²)	De nominación
VP - 101	5.03	41.88	50.25	60	30	30 x 60 = 1800	VP-101 (30 x 60)
VP - 102	5.03	41.88	50.25	60	30	30 x 60 = 1800	VP-102 (30 x 60)
VP - 103	5.03	41.88	50.25	60	30	30 x 60 = 1800	VP-103 (30 x 60)

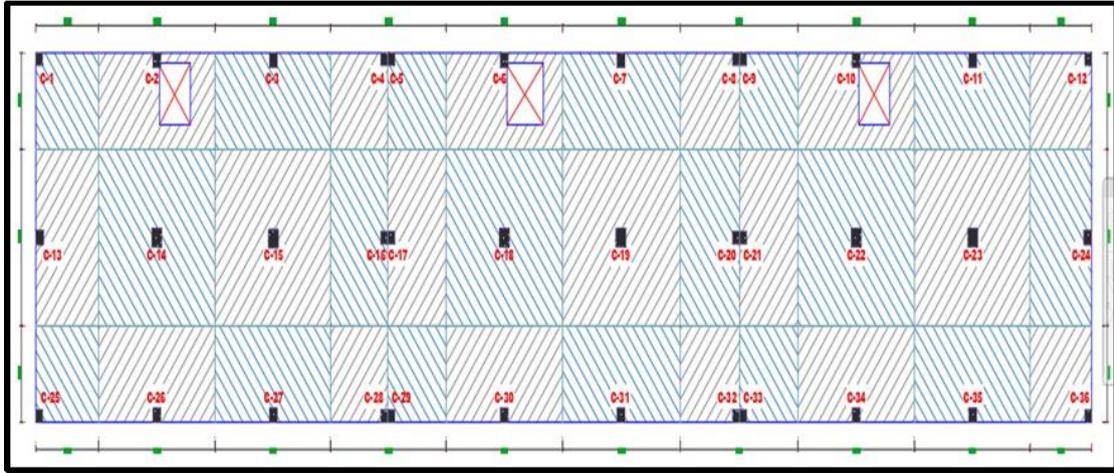
- COLUMNAS:

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Se calcularon según los criterios siguientes:

Sección de la Columna:

$$A = \frac{P(\text{Servicio})}{0.45 * f'_c}$$



Columna	P (Servicio) (tn/m2)	Area Tributaria (m2)	Numero de Pisos	P (Servicio) (tn)	n	f'c (kg/cm2)	Area Requerida (cm2)	Sección b x D (cm)	Sección Elegida (cm2)	Denominación
Columna 1	1	6.70	8	53.58	0.45	210	566.98	24.00	30 x 30 = 900	C1 (30 x 30)
Columna 2	1	12.46	8	99.64	0.45	210	1054.39	33.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 3	1	12.34	8	98.70	0.45	210	1044.44	33.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 4	1	6.17	8	49.35	0.45	210	522.22	23.00	30 x 30 = 900	C1 (30 x 30)
Columna 5	1	6.17	8	49.35	0.45	210	522.22	23.00	30 x 30 = 900	C1 (30 x 30)
Columna 6	1	12.46	8	99.64	0.45	210	1054.39	33.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 7	1	12.57	8	100.58	0.45	210	1064.34	33.00	36 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 8	1	6.29	8	50.29	0.45	210	532.17	24.00	30 x 30 = 900	C1 (30 x 30)
Columna 9	1	6.29	8	50.29	0.45	210	532.17	24.00	30 x 30 = 900	C1 (30 x 30)
Columna 10	1	12.46	8	99.64	0.45	210	1054.39	33.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 11	1	12.34	8	98.70	0.45	210	1044.44	33.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 12	1	6.58	8	52.64	0.45	210	557.04	24.00	30 x 30 = 900	C1 (30 x 30)
Columna 13	1	12.26	8	98.04	0.45	210	1037.46	33.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 14	1	22.79	8	182.32	0.45	210	1929.31	44.00	45 x 45 = 2025	C3 (45 x 45)
Columna 15	1	22.58	8	180.60	0.45	210	1911.11	44.00	45 x 45 = 2025	C3 (45 x 45)
Columna 16	1	11.29	8	90.30	0.45	210	955.56	31.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 17	1	11.29	8	90.30	0.45	210	955.56	31.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 18	1	22.79	8	182.32	0.45	210	1929.31	44.00	45 x 45 = 2025	C3 (45 x 45)
Columna 19	1	23.01	8	184.04	0.45	210	1947.51	45.00	45 x 45 = 2025	C3 (45 x 45)
Columna 20	1	11.50	8	92.02	0.45	210	973.76	32.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 21	1	11.50	8	92.02	0.45	210	973.76	32.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 22	1	22.79	8	182.32	0.45	210	1929.31	44.00	45 x 45 = 2025	C3 (45 x 45)
Columna 23	1	22.58	8	180.60	0.45	210	1911.11	44.00	45 x 45 = 2025	C3 (45 x 45)
Columna 24	1	12.04	8	96.32	0.45	210	1019.26	32.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 25	1	6.70	8	53.58	0.45	210	566.98	24.00	30 x 30 = 900	C1 (30 x 30)
Columna 26	1	12.46	8	99.64	0.45	210	1054.39	33.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 27	1	12.34	8	98.70	0.45	210	1044.44	33.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 28	1	6.17	8	49.35	0.45	210	522.22	23.00	30 x 30 = 900	C1 (30 x 30)
Columna 29	1	6.17	8	49.35	0.45	210	522.22	23.00	30 x 30 = 900	C1 (30 x 30)
Columna 30	1	12.46	8	99.64	0.45	210	1054.39	33.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 31	1	12.57	8	100.58	0.45	210	1064.34	33.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 32	1	6.29	8	50.29	0.45	210	532.17	24.00	30 x 30 = 900	C1 (30 x 30)
Columna 33	1	6.29	8	50.29	0.45	210	532.17	24.00	30 x 30 = 900	C1 (30 x 30)
Columna 34	1	12.46	8	99.64	0.45	210	1054.39	33.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 35	1	12.34	8	98.70	0.45	210	1044.44	33.00	35 x 35 = 1225	C2 (35 x 35)
Columna 36	1	6.58	8	52.64	0.45	210	557.04	24.00	30 x 30 = 900	C1 (30 x 30)

- **LOSA ALIGERADA.**

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA

Se calcula con la siguiente expresion:

$$h = \frac{L_n}{25}$$

Descripción	Dimensión	
	Metros	Centímetros
Luz Libre		
- L1	5.15	515.00
- L2	4.05	405.00
Espesor de la Losa Aligerada		
- H1	0.21	20.60
- H2	0.16	16.20
Espesor Real de la Losa Aligerada		
H	0.25	25.00

ESPECTRO DE DISEÑO.

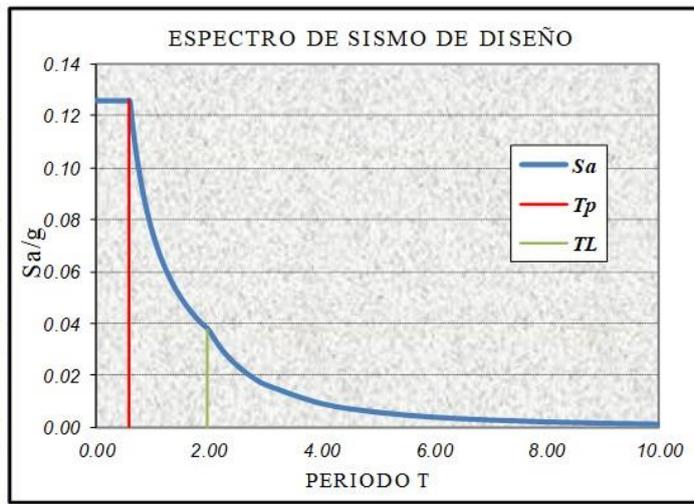
- **Parámetro de Sitio:** por pertenecer a la zona 3 de riesgo sísmico, tendrá una aceleración de 0.35, este valor es la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. $Z=0.35$
- **Condiciones Categoría de la Edificación:** Se categoriza como Edificación Esencial (C), con el factor U de 1.0.
- **Sistema constructivo:** Según los componentes constructivos utilizados, pertenece al sistema constructivo de hormigón armado de veranda y coeficiente sísmico $R=8$ (longitudinal, veranda).

- Cabe resaltar que no tiene irregularidades.

ESPECTRO DE RESPUESTA	
<u>Según la Nueva NTE E.030 - 2016</u>	
1.- Zonificación, Según E.030-2014 (2.1)	
Zona:	3 Z= 0.35 g
2.- Parámetros de Sitio, Según E.030-2014 (2.4)	
Perfil Tipo:	S2 S = 1.15 T _p = 0.60 T _L = 2.00
3.- Categoría del Edificio, Según E.030-2014 (3.1)	
Categoría:	Común C U= 1.00
4.- Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2014 (3.4)	
Sistema Estructural:	Concreto Armado: pórticos
	R ₀ = 8
5.- Restricciones de Irregularidad, Según E.030-2014 (3.7)	
Restricciones:	No se permiten irregularidades extremas
6.- Factores de Irregularidad, Según E.030-2014 (3.6)	
Tomaren consideración el punto 5 sobre restricciones.	
Irregularidad en Altura, I _a :	01 Regular
	I _a = 1.00
Irregularidad en Planta, I _p :	01 Regular
	I _p = 1.00 (Para el tipo 03 se debe ingresar el valor manualmente)
7.- Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2014 (3.8)	
	R= R ₀ x I _a x I _p = 8

8.- Cálculo y Gráfico del Espectro de Sismo de Diseño (Sa/g) = (Aceleración Espectral)

C	T(s)	Sa/g
2.50	0.00	0.1258
2.50	0.02	0.1258
2.50	0.04	0.1258
2.50	0.06	0.1258
2.50	0.08	0.1258
2.50	0.10	0.1258
2.50	0.12	0.1258
2.50	0.14	0.1258
2.50	0.16	0.1258
2.50	0.18	0.1258
2.50	0.20	0.1258
2.50	0.25	0.1258
2.50	0.30	0.1258
2.50	0.35	0.1258
2.50	0.40	0.1258
2.50	0.45	0.1258
2.50	0.50	0.1258
2.50	0.55	0.1258
2.50	0.60	0.1258
2.31	0.65	0.1161
2.14	0.70	0.1078
2.00	0.75	0.1006
1.88	0.80	0.0943
1.76	0.85	0.0888
1.67	0.90	0.0839
1.58	0.95	0.0794
1.50	1.00	0.0755
1.36	1.10	0.0686
1.25	1.20	0.0629
1.15	1.30	0.0581
1.07	1.40	0.0539
1.00	1.50	0.0503
0.94	1.60	0.0472
0.88	1.70	0.0444
0.83	1.80	0.0419
0.79	1.90	0.0397
0.75	2.00	0.0377
0.62	2.20	0.0312
0.52	2.40	0.0262
0.44	2.60	0.0223
0.38	2.80	0.0193
0.33	3.00	0.0168
0.19	4.00	0.0094
0.12	5.00	0.0060
0.08	6.00	0.0042
0.06	7.00	0.0031
0.05	8.00	0.0024
0.04	9.00	0.0019
0.03	10.00	0.0015



ZONIFICACIÓN ZONAS SÍSMICAS DEL PERÚ



FACTORES DE ZONA		
SISMICIDAD	ZONA	Z
MUY ALTA	4	0.45
ALTA	3	0.35
MEDIA	2	0.25
BAJA	1	0.10

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO por FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

CÁLCULO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA: C

$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right), C \leq 2.5$

Modo- Tx = 0.287 seg $\leftrightarrow C = 5.226 > 2.5$

Modo- Ty = 0.281 seg $\leftrightarrow C = 5.338 > 2.5$

USAR: $\alpha_x = 2.50$; $\alpha_y = 2.50$ (de ser mayor tomar el valor límite)

REVISANDO VALOR: $C/R \geq 0.125$

$0.313 > 0.125$	\leftrightarrow	0.313	Sísmic X dir+ Ecc	Sísmic Y dir+ Ecc
$0.313 > 0.125$	\leftrightarrow	0.313		

COEFICIENTE DEL CORTANTE EN LA BASE = **0.1258** **0.1258**

MODELAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA EN EL ETABS 13.1.5.

- Propiedades del concreto y albañilería.

The image shows two instances of the 'Material Property Data' dialog box. The left instance is for 'Concreto Fc=210kg/cm2' and the right instance is for 'ALBAÑILERIA'. Both windows have a similar layout with sections for General Data, Material Weight and Mass, Mechanical Property Data, Design Property Data, and Advanced Material Property Data.

Property	Concreto Fc=210kg/cm2	ALBAÑILERIA
Material Name	Concreto Fc=210kg/cm2	ALBAÑILERIA
Material Type	Concrete	Other
Directional Symmetry Type	Isotropic	Isotropic
Material Display Color	Grey	Pink
Material Notes	Modify/Show Notes...	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	Specify Weight Density: 2.4 tonf/m³	Specify Weight Density: 1.8 tonf/m³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E: 2173706.51 tonf/m²	Modulus of Elasticity, E: 325000 tonf/m²
	Poisson's Ratio, U: 0.15	Poisson's Ratio, U: 0.25
	Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000011 1/C	Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000099 1/C
	Shear Modulus, G: 945089.79 tonf/m²	Shear Modulus, G: 130000 tonf/m²

- Asignación de casos de carga y masa según E-030.

The 'Define Load Patterns' dialog box contains a table with the following data:

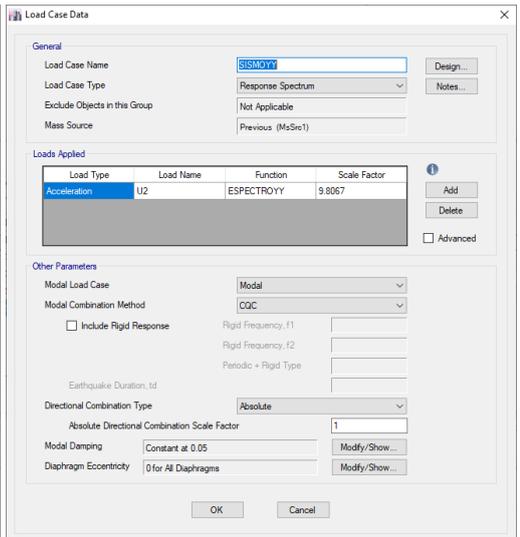
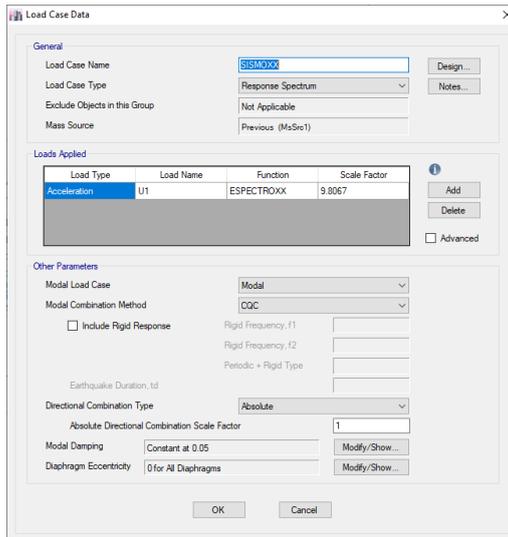
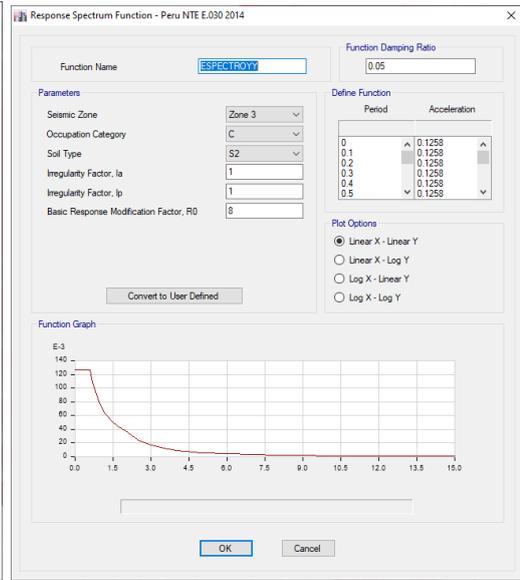
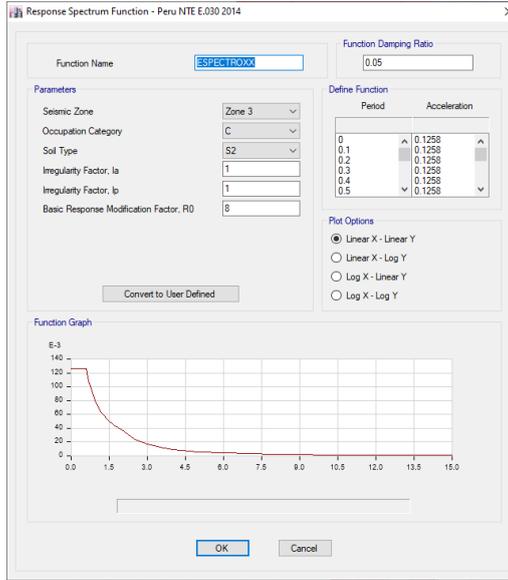
Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Ppropio	Dead	1	
Ppropio	Dead	1	
CVT	Live	0	
CM	Super Dead	0	
CV	Live	0	

The 'Mass Source Data' dialog box shows the following settings:

- Mass Source Name: MsSrc1
- Mass Source:
 - Element Self Mass
 - Additional Mass
 - Specified Load Patterns
 - Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: []
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: []
- Mass Multipliers for Load Patterns:

Load Pattern	Multiplier
CVT	0.25
CVT	0.25
CM	1
Ppropio	1
CV	0.5
- Mass Options:
 - Include Lateral Mass
 - Include Vertical Mass
 - Lump Lateral Mass at Story Levels

- Definición de los espectros.

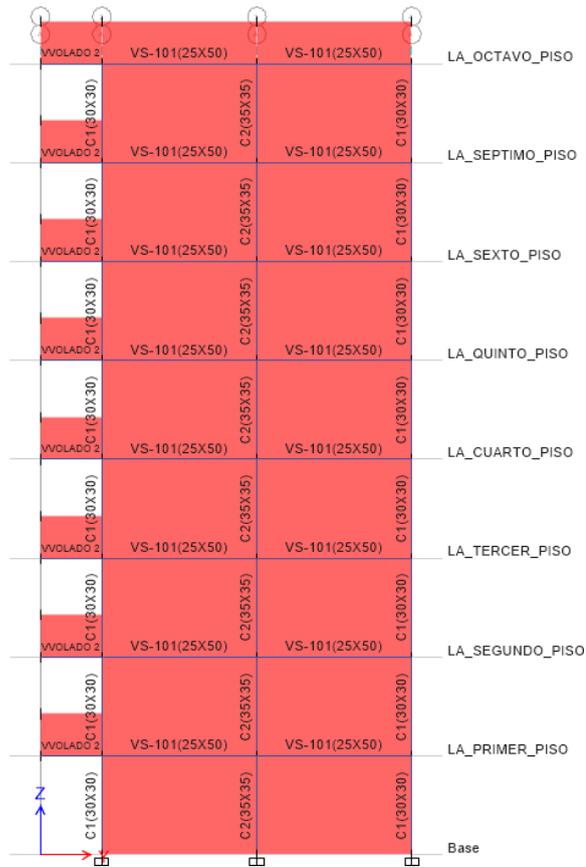


- Asignamos los elementos vigas, columnas y losa.

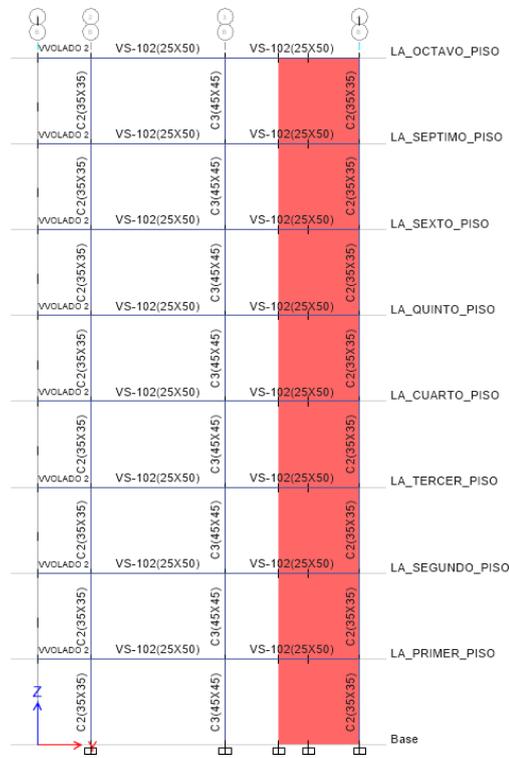
Primer piso hasta el octavo piso



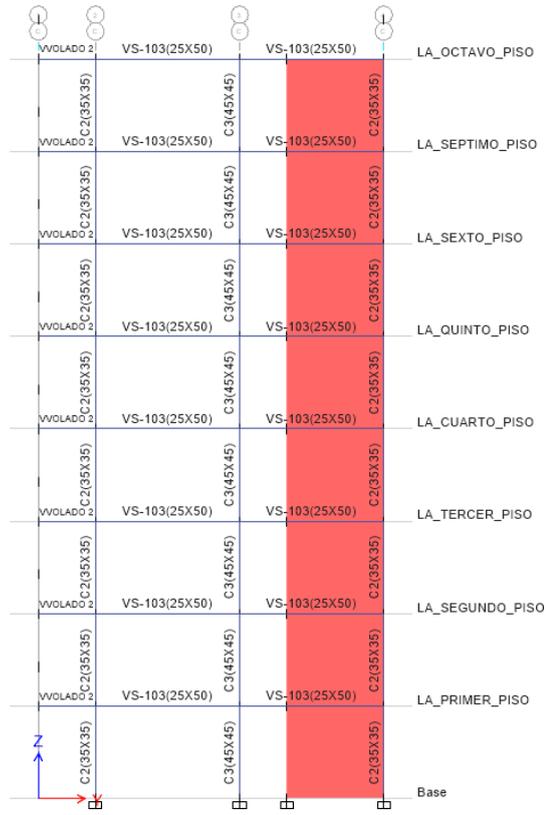
Eje A-A



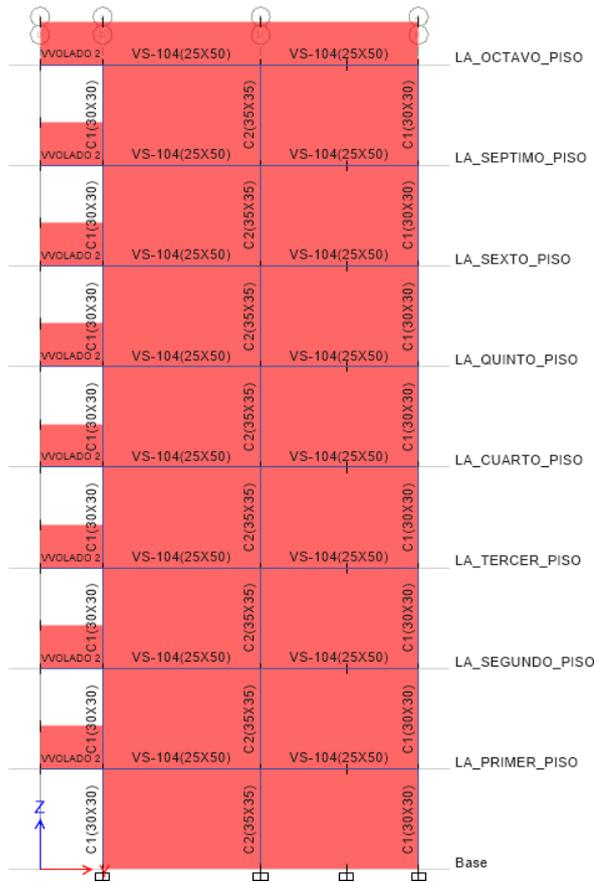
Eje B-B



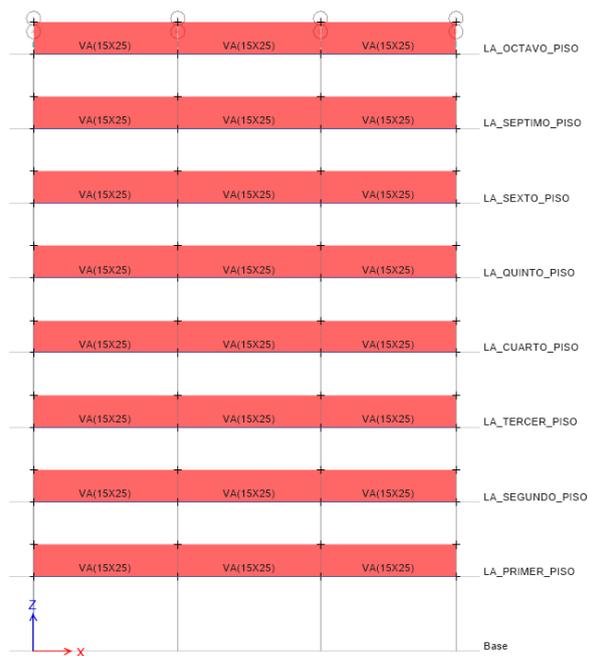
Eje C-C



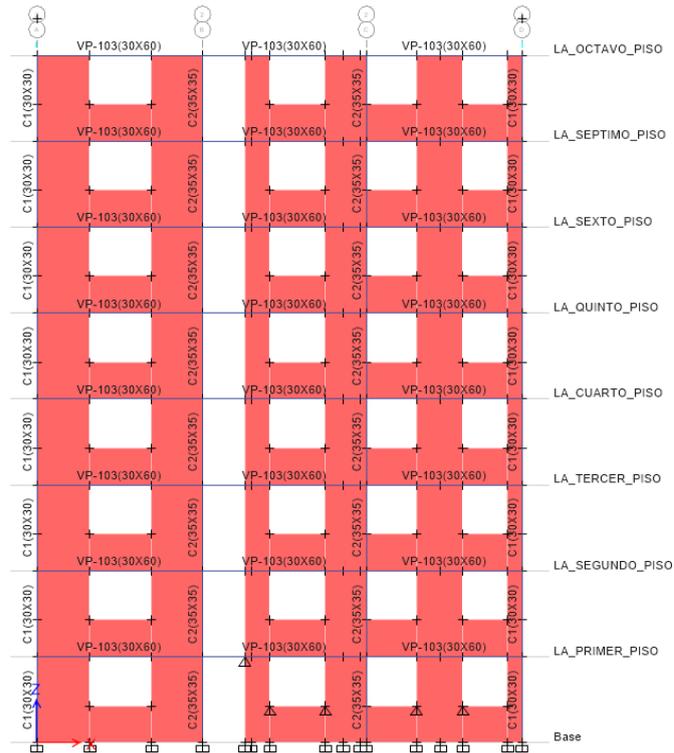
Eje D-D



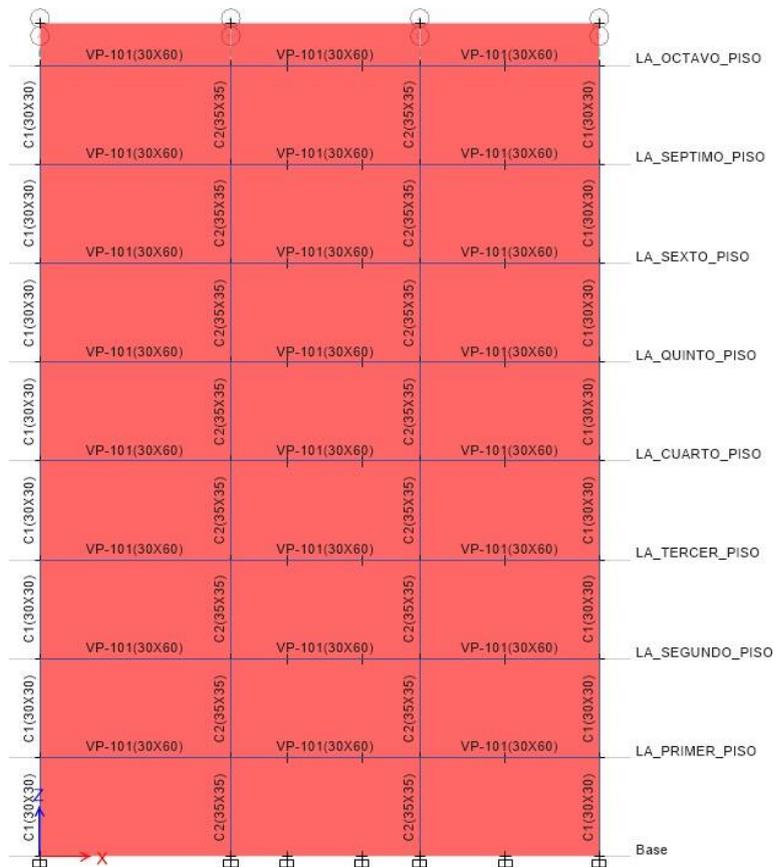
Eje 1-1



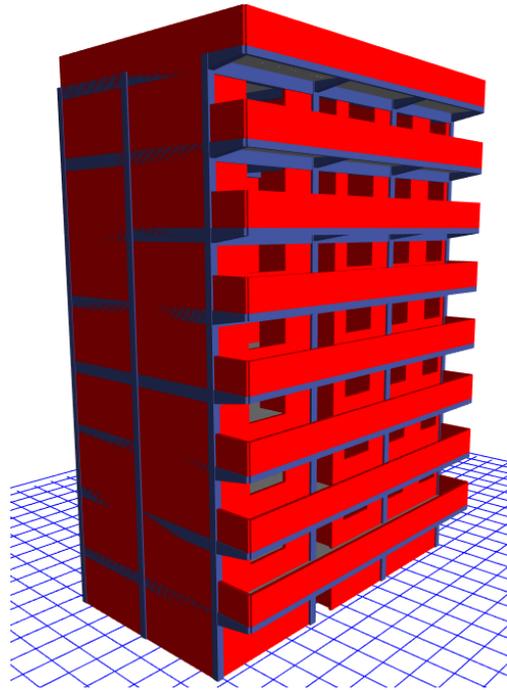
Eje 2-2



Eje 3-3



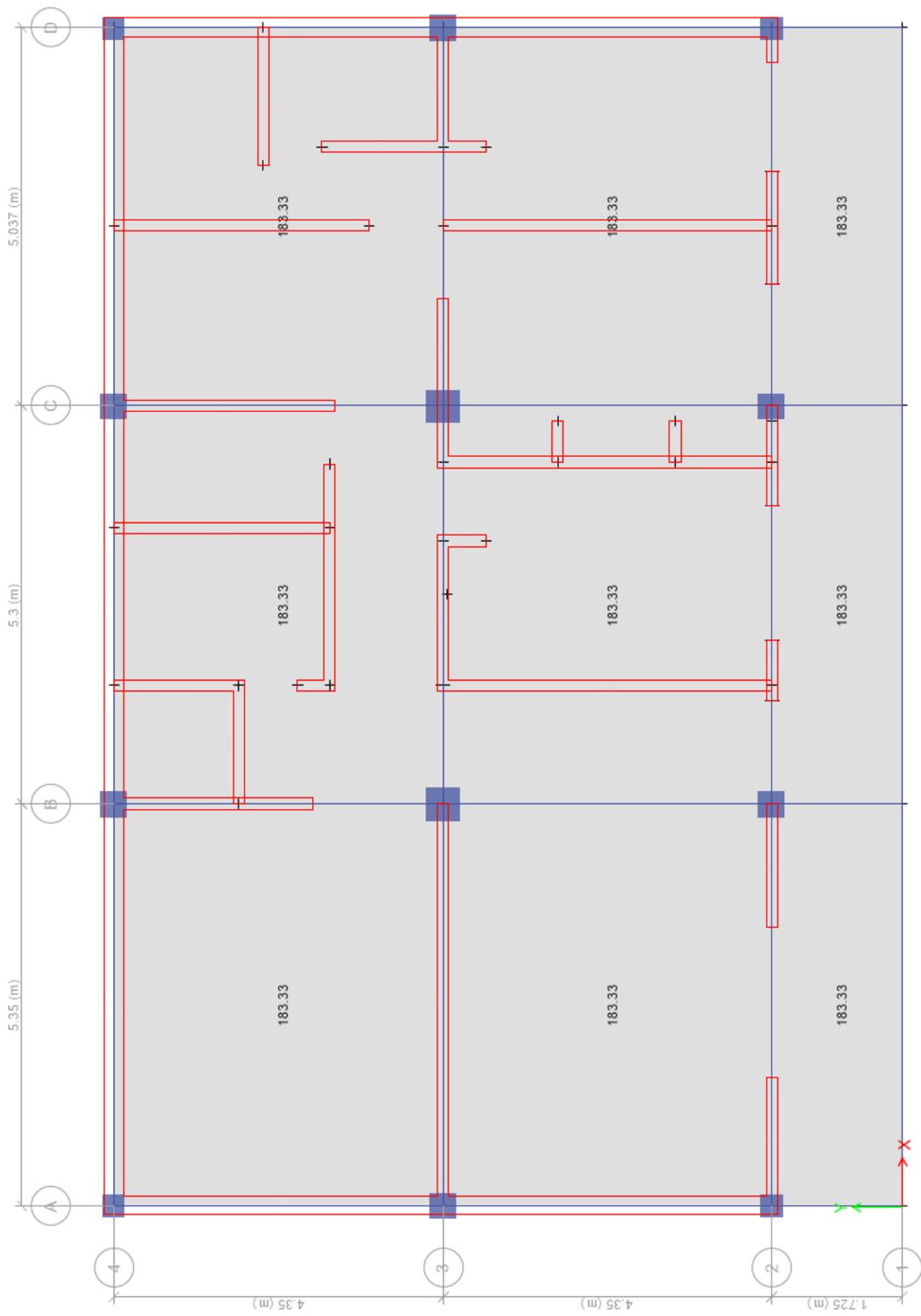
Modelo en 3d



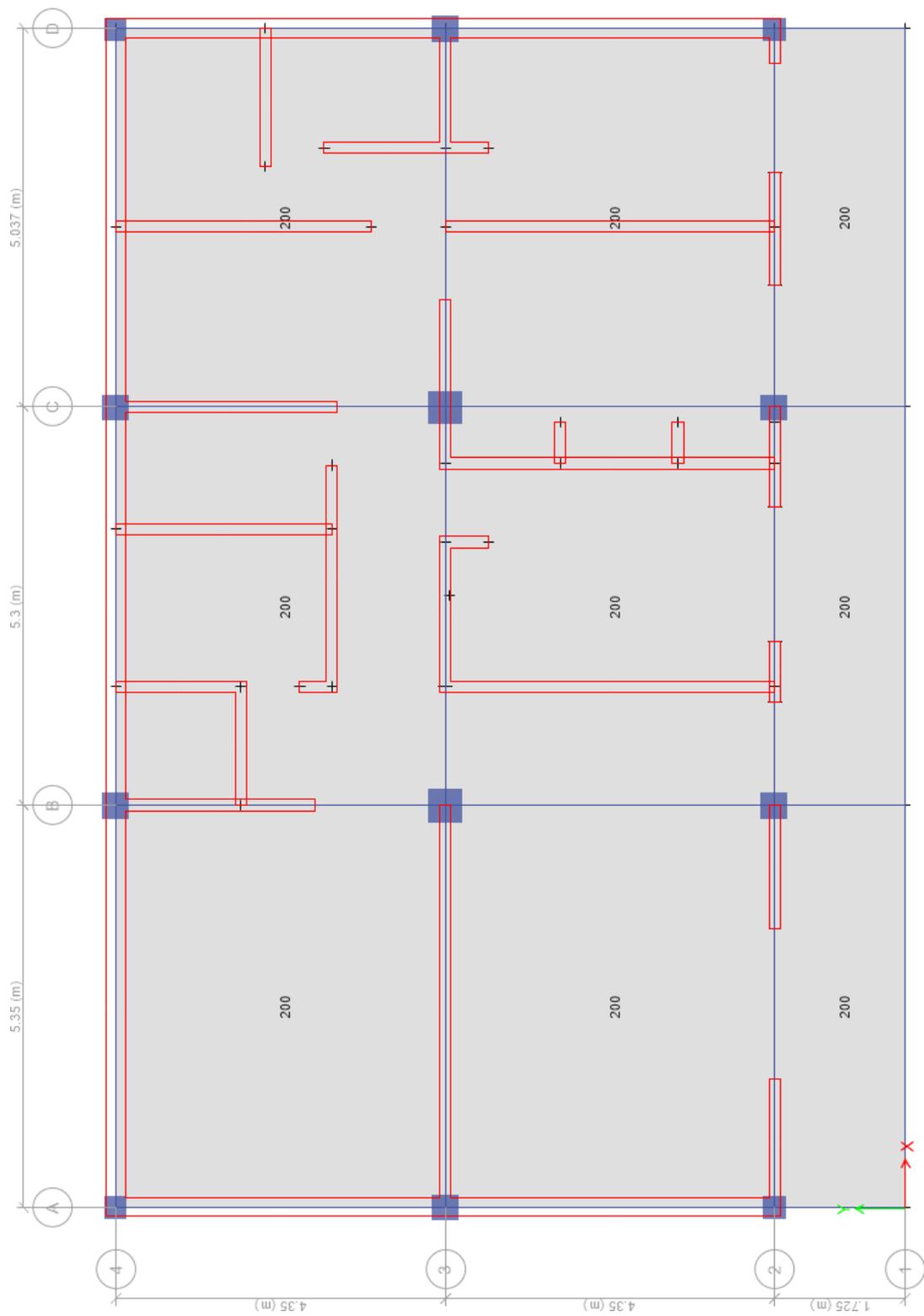
- Asignación de cargas según la norma E0.20.

ELEMENTO	CARGA	OBSERVACIONES
CARGA MUERTA		
<i>Acabados</i>	100 kgf/m ²	en nivel 1 hasta el 8
<i>Peso Propio (Muro, losa, Viga, Columna)</i>	P.P	Metrado por el software
<i>Peso del ladrillo de techo</i>	83.33 kgf/m ²	en nivel 1 hasta el 8
CARGA VIVA		
<i>VIVIENDAS</i>	200 kgf/m ²	en nivel 1 hasta el 8
<i>CORREDORES</i>	200 kgf/m ²	en nivel 1 hasta el 8

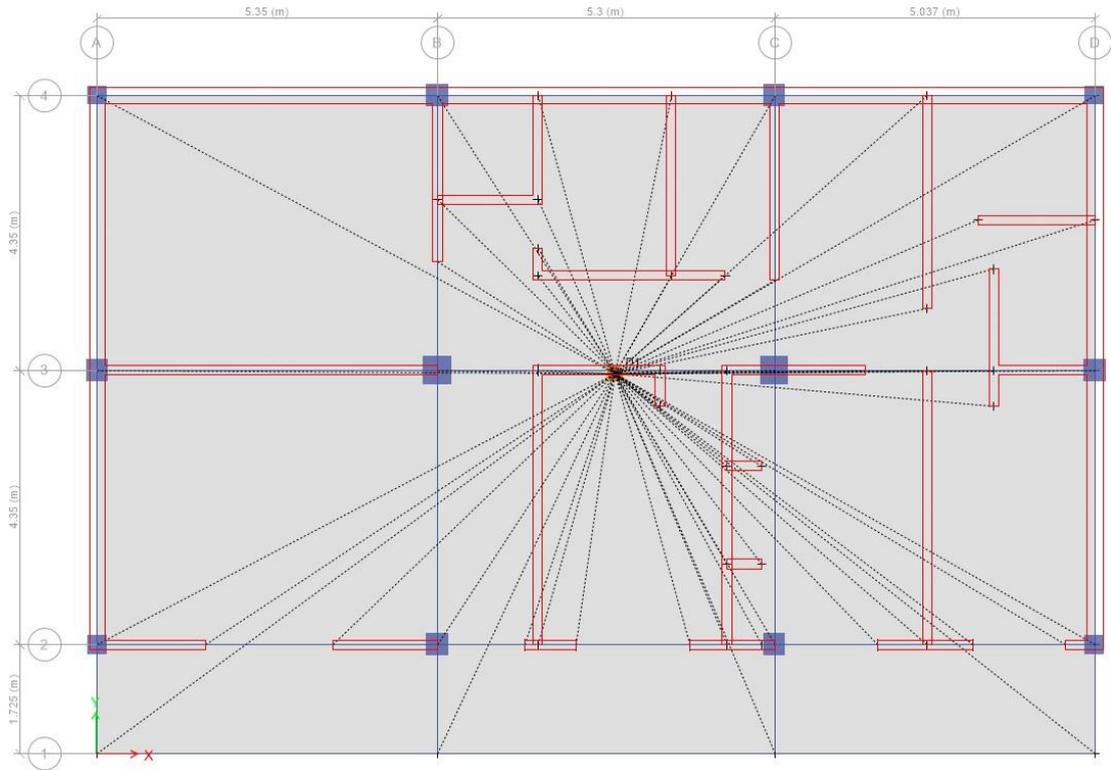
Carga muerta (kgf/m²)



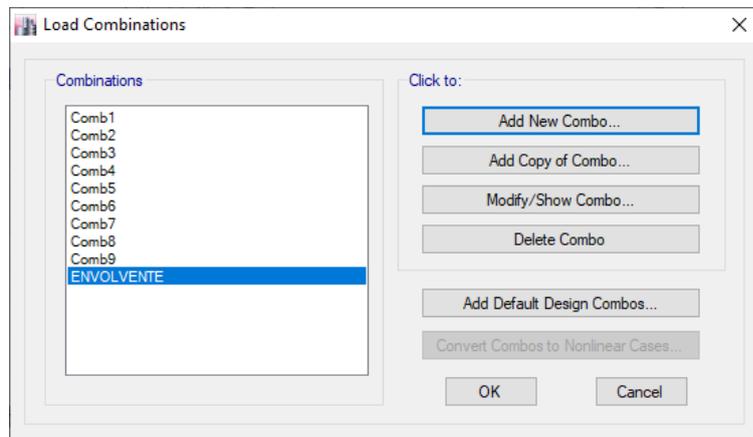
Carga viva (Tn/m²)



Asignación de brazos y rígidos y diafragma rígido.

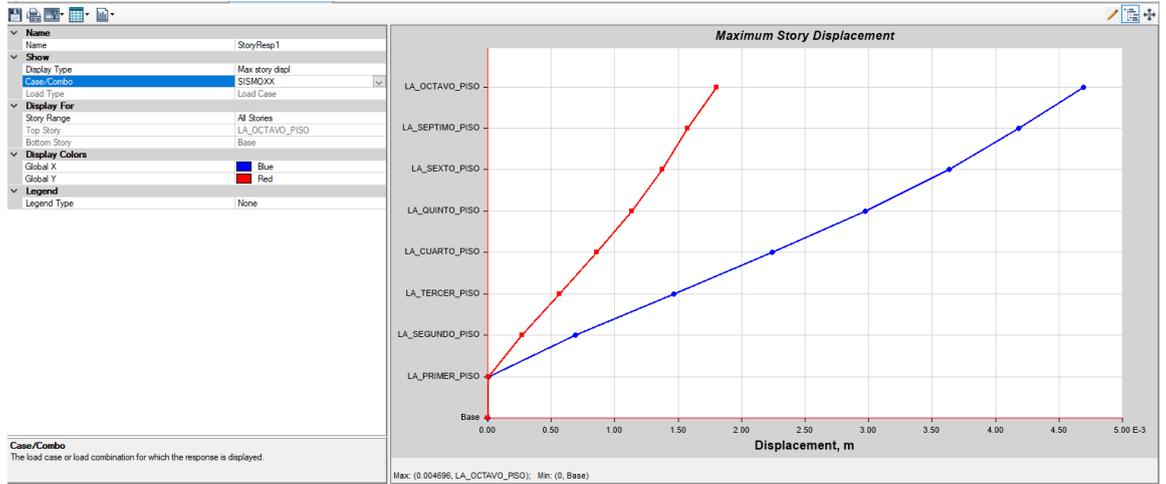


- Definición de las combinaciones de carga según E-060.
- COMBO 1 :1.40CM+1.70CV
- COMBO 2 :1.25CM+1.25CV+CSX
- COMBO 3 :1.25CM+1.25CV-CSX
- COMBO 4 :1.25CM+1.25CV+CSY
- COMBO 5 :1.25CM+1.25CV-CSY
- COMBO 6 :0.90CM+CSX
- COMBO 7 :0.90CM-CSX
- COMBO 8 :0.90CM+CSY
- COMBO 9 :0.90CM-CSY

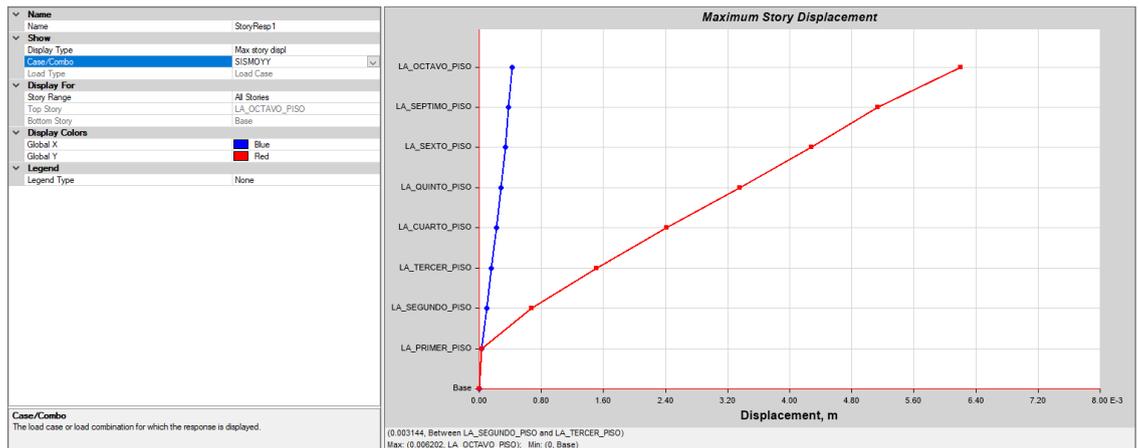


4.1. VERIFICACION DE LA DISTORSION HORIZONTAL (DRIFTS)

- DISTORSION HORIZONTAL (DRIFTS) - SISMOXX



- DISTORSION HORIZONTAL (DRIFTS) – SISMOYY



DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Determinar el diseño de la cimentación de un edificio de 08 pisos destinado a vivienda en un área de suelo Arenoso en el barrio de Pedregal Medio – Huaraz.

CIMENTACION

- La cimentación para esta vivienda está constituida por un sistema de zapatas.
- Se consideró una capacidad portante de 0.65 Kg/cm².
- De acuerdo al estudio de suelos se consideró una profundidad de plante de 1.50m.

MODELAMIENTO

- Propiedades del concreto y acero.

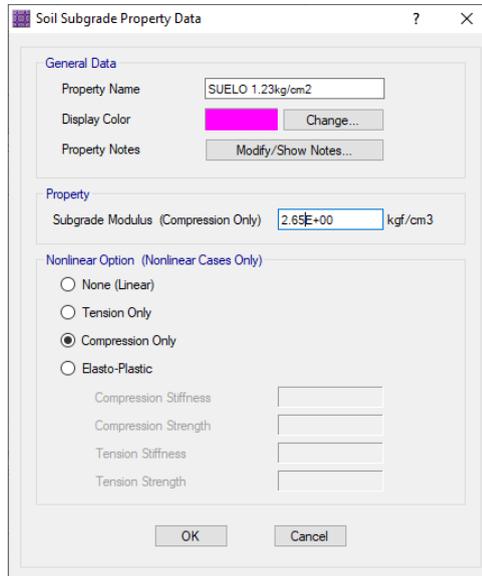
Material Property Data dialog box for concrete. The 'General Data' section shows 'Material Name' as 'FC=210 kg/cm2', 'Material Type' as 'Concrete', and 'Material Display Color' as a cyan color. The 'Material Weight' section shows 'Weight per Unit Volume' as '2.4E+03 kgf/m3'. The 'Isotropic Property Data' section shows 'Modulus of Elasticity, E' as '2173706377 kgf/m2', 'Poisson's Ratio, U' as '0.15', 'Coefficient of Thermal Expansion, A' as '9.9E-06 1/C', and 'Shear Modulus, G' as '945089729 kgf/m2'. The 'Other Properties for Concrete Materials' section shows 'Specified Concrete Compressive Strength, Fc' as '2100000.07 kgf/m2' and 'Lightweight Concrete' as unchecked. The 'Modulus of Rupture for Cracked Deflections' section shows 'Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)' as selected.

Material Property Data dialog box for rebar. The 'General Data' section shows 'Material Name' as 'FY=4200kg/cm2', 'Material Type' as 'Rebar', and 'Material Display Color' as a magenta color. The 'Material Weight' section shows 'Weight per Unit Volume' as '7.8E-03 kgf/cm3'. The 'Uniaxial Property Data' section shows 'Modulus of Elasticity, E' as '2000000 kgf/cm2'. The 'Other Properties for Rebar Materials' section shows 'Minimum Yield Stress, Fy' as '4200 kgf/cm2' and 'Minimum Tensile Stress, Fu' as '4200 kgf/cm2'.

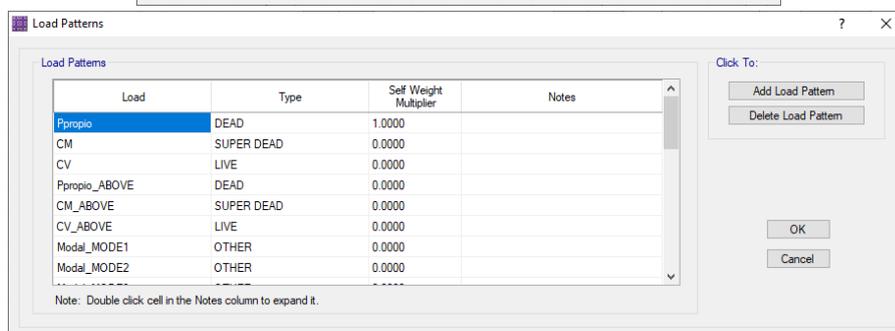
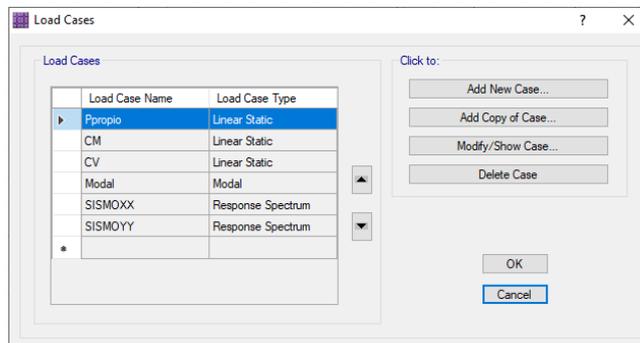
- Definimos la zapata.

Slab Property Data dialog box. The 'General Data' section shows 'Property Name' as 'ZAP60', 'Slab Material' as 'FC=210 kg/cm2', 'Display Color' as a red color, and 'Property Notes' as 'Modify/Show...'. The 'Analysis Property Data' section shows 'Type' as 'Slab' and 'Thickness' as '60 cm'. At the bottom, 'Thick Plate' is checked and 'Orthotropic' is unchecked.

- Definición el coeficiente de balasto para la zapata.

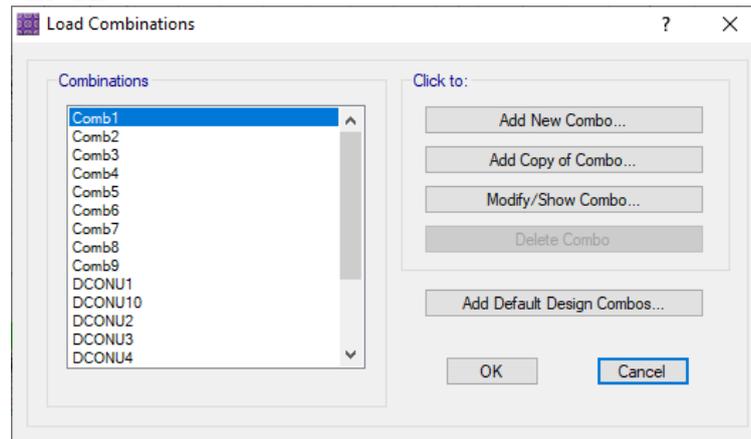


- Asignación de los patrones y casos de carga.

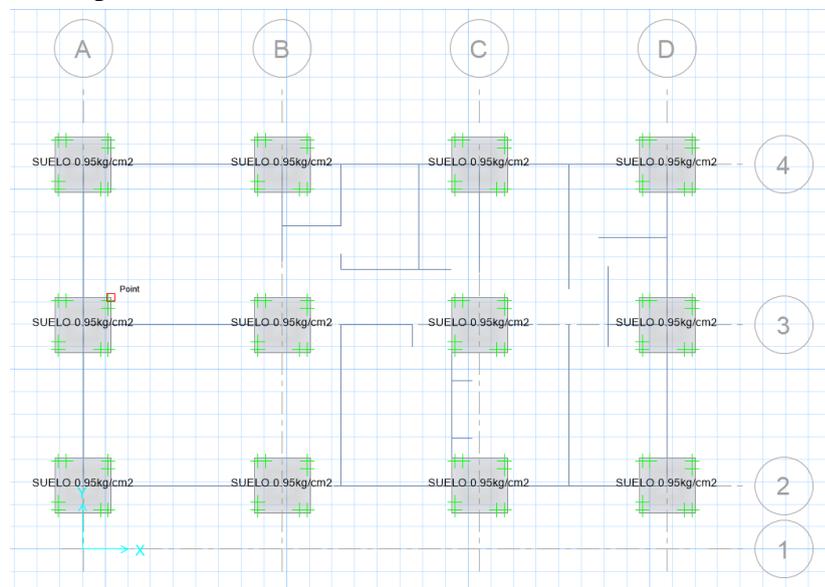


- Definición de las combinaciones de carga según E-060.
- COMBO 1 :1.40CM+1.70CV
- COMBO 2 :1.25CM+1.25CV+CSX
- COMBO 3 :1.25CM+1.25CV-CSX
- COMBO 4 :1.25CM+1.25CV+CSY

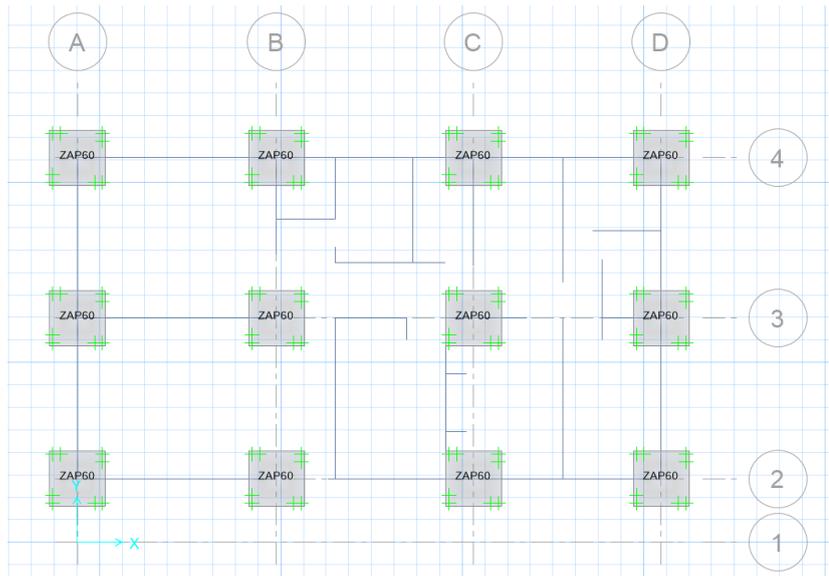
- COMBO 5 :1.25CM+1.25CV-CSX
- COMBO 6 :0.90CM+CSX
- COMBO 7 :0.90CM-CSX
- COMBO 8 :0.90CM+CSY
- COMBO 9 :0.90CM+-CSX
- SERVICIO:CM+CV+CS
- ENVOLVENTE



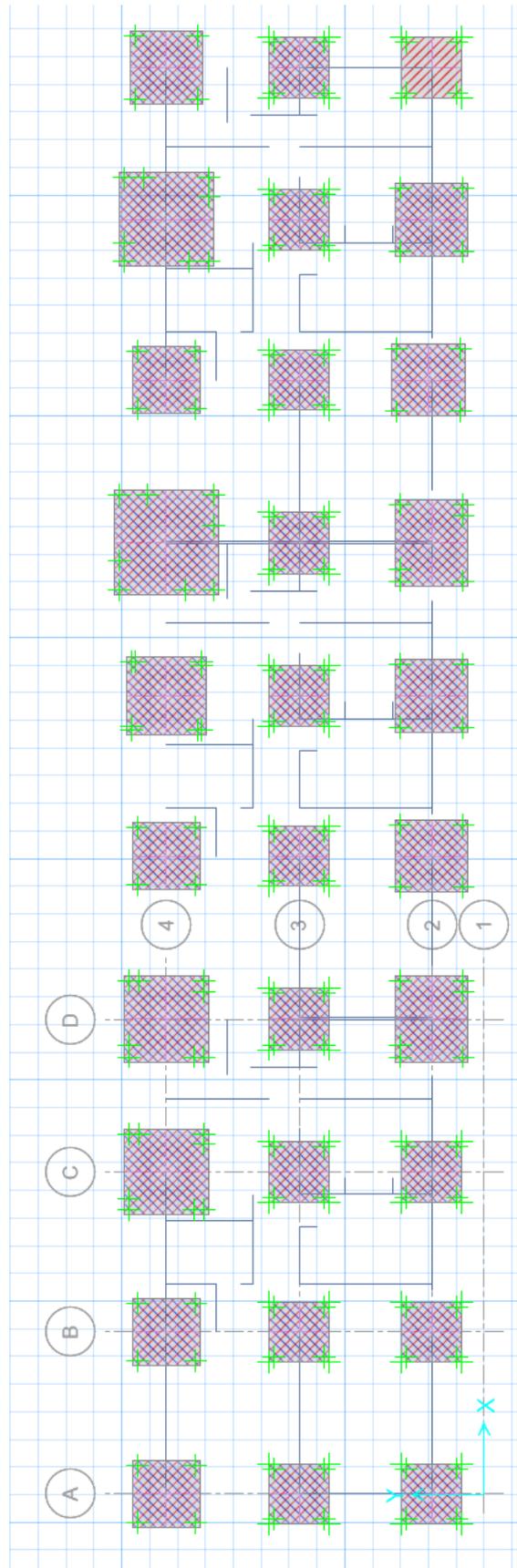
- Asignamos el soporte de suelo



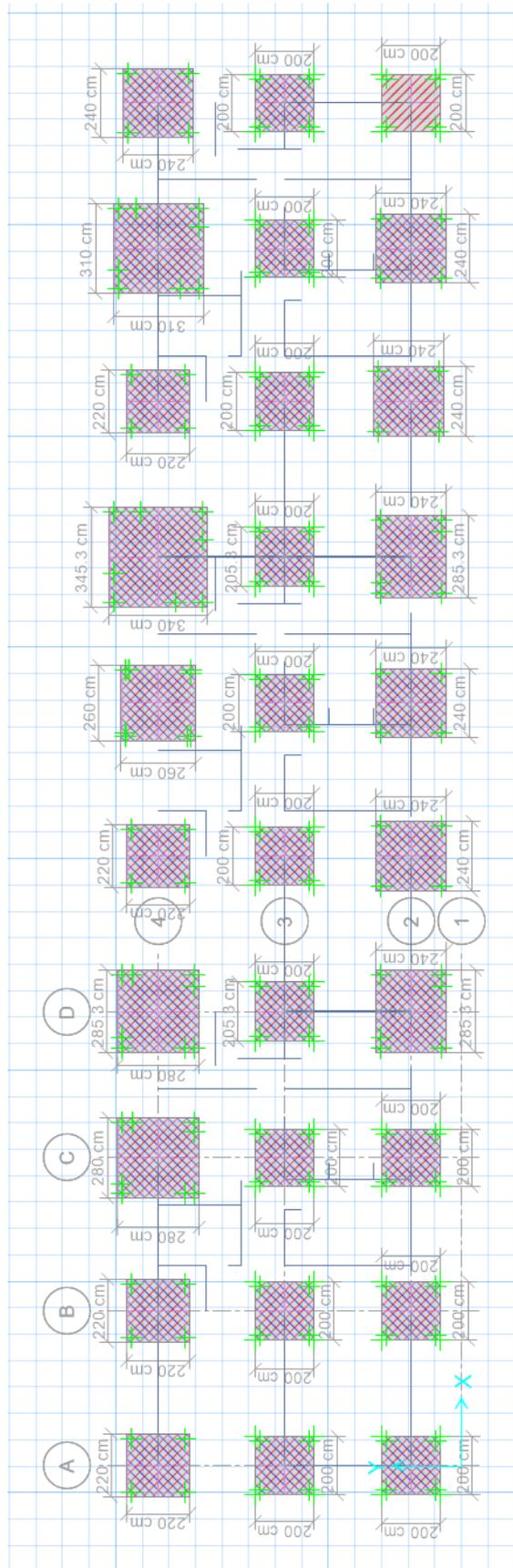
- Asignamos los elementos vigas y zapatas.



- Definimos nuestras franjas de diseño.



- Definimos las dimensiones finales de las zapatas.



- Las dimensiones y distribución quedarán.

TIPO	ALTURA	Dimensiones		Dirección	
		A	B	A	B
Z-1	0.60 m	2.20 m	2.20m	φ 1/2" @0.25 m	φ 1/2" @0.25 m
Z-2	0.60 m	2.20 m	2.20m	φ 5/8" @0.15 m	φ 5/8" @0.15 m
Z-3	0.60 m	2.80 m	2.80m	φ 1" @ 0.20m	φ 1" @ 0.20m
Z-4	0.60 m	2.85 m	2.80m	φ 1" @ 0.20m	φ 1" @ 0.20m
Z-5	0.60 m	2.20 m	2.20m	φ 1/2" 0.20@ m	φ 1/2" @0.20 m
Z-6	0.60 m	2.60 m	2.60m	φ 1/2" 0.20@ m	φ 1/2" @0.20 m
Z-7	0.60 m	3.45 m	3.40m	φ 1" @0.25 m	φ 1" @0.25 m
Z-8	0.60 m	2.20 m	2.20m	φ 1/2" @ 0.15m	φ 1/2" @0.15 m
Z-9	0.60 m	3.10 m	3.10m	φ 3/4" @ 0.15m	φ 3/4" @0.15 m
Z-10	0.60 m	2.40 m	2.40m	φ 1/2" @ 0.20m	φ 1/2" @0.20 m
Z-11	0.60 m	2.00 m	2.00m	φ 1/2" @ 0.20m	φ 1/2" @0.20 m
Z-12	0.60 m	2.00 m	2.00m	Φ 1/2" @ 0.25m	φ 1/2" @0.25 m
Z-13	0.60 m	2.00 m	2.00m	Φ 1/2" @ 0.20m	φ 1/2" @0.20 m
Z-14	0.60 m	2.05 m	2.00m	φ 5/8" @0.15 m	φ 5/8" @0.15 m
Z-15	0.60 m	2.00 m	2.00m	φ 1/2" @ 0.25m	φ 1/2" @0.25 m
Z-16	0.60 m	2.00 m	2.00m	φ 3/4" @ 0.15m	φ 3/4" @0.15 m
Z-17	0.60 m	2.05 m	2.00m	φ 1" @ 0.15m	φ 1" @0.15 m
Z-18	0.60 m	2.00 m	2.00m	φ 1/2" @ 0.25m	φ 1/2" @0.25 m
Z-19	0.60 m	2.00 m	2.00m	φ 1/2" @ 0.25m	φ 1/2" @0.25 m
Z-20	0.60 m	2.00 m	2.00m	φ 1/2" @ 0.20m	φ 1/2" @0.20 m
Z-21	0.60 m	2.00 m	2.00m	φ 1/2" @ 0.20m	φ 1/2" @0.20 m
Z-22	0.60 m	2.00 m	2.00m	φ 1/2" @ 0.20m	φ 1/2" @0.20 m
Z-23	0.60 m	2.00 m	2.00m	φ 1" @ 0.20m	φ 1" @0.20 m
Z-24	0.60 m	2.85 m	2.40m	φ 3/4" @ 0.20m	φ 3/4" @0.20 m
Z-25	0.60 m	2.40 m	2.40m	φ 1/2" @ 0.20m	φ 1/2" @0.20 m
Z-26	0.60 m	2.40 m	2.40m	φ 1" @ 0.15m	φ 1" @0.15 m
Z-27	0.60 m	2.85 m	2.40m	φ 3/4" @ 0.15m	φ 3/4" @0.15 m
Z-28	0.60 m	2.40 m	2.40m	φ 1/2" @ 0.20m	φ 1/2" @0.20 m
Z-29	0.60 m	2.40 m	2.40m	φ 3/4" @ 0.15m	φ 3/4" @0.15 m
Z-30	0.60 m	2.00 m	2.00m	φ 5/8" @0.15 m	φ 5/8" @0.15 m

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

Respecto a la evaluación se observó los resultados que requieren sobre el estudio de mecánica de suelos donde busca determinar el tipo de suelo y su capacidad portante en la ubicación de la edificación de 8 pisos. Es por ello que realizamos 2 calicatas donde se muestra los resultados del tipo de suelo siendo grava limosa dentro de la clasificación de suelos sería (GM) y como capacidad portante nos dio como resultado una capacidad admisible de 0.65 kg/cm². También se realizó el estudio estructural al diseño estructural. Diseño de una estructura edilicia de albañilería hermética de 8 pisos en la ciudad de Huaraz", encontraron resultados para terreno plano en sus estudios de terreno, y se puede observar que lograron resultados similares a este proyecto debido a que su proyecto se encuentra ubicado en la misma ciudad. Identificar la topografía La pendiente es importante para que podamos reconocer posibles alteraciones y tomar medidas preventivas. Los estudios de mecánica de suelos realizados mostraron que el tipo de suelo del proyecto de acuerdo a la clasificación del SUCS es grava y limo pobremente graduado (GM), arena fina (A-2-4) ASSHTO, y el suelo del proyecto tiene una capacidad portante de 0.65 kg/ cm², lo cual Cárdenas dijo en su obra titulada "Tipos de suelo", los tipos de suelo son el análisis básico para el desarrollo de proyectos de calidad, si se quiere hacer o mejorar el proyecto con mayor confiabilidad, se puede mejorar su condición, aumentar la densidad para soportar mayores cargas. El proyecto arquitectónico presentado cumple con los requerimientos de los códigos nacionales de construcción A.010 y A.020, la configuración de la misma estructura es simétrica y simple, Escamilo (2018) en su trabajo "Diseño estructural para 8 pisos en La Libertad de Trujillo. Edificios con muro hermético en ciudades" el cual sugiere que el diseño de los edificios debe ser distribuido simétricamente y simple para garantizar una mejor respuesta estructural. Coincidió con lo anterior en que al ser los muros los que soportan el peso, ayudará a responder mejor ante eventos sísmicos en ambos ejes de estudio. "Diseño estructural de un edificio de mampostería hermética de 5 pisos, Trujillo- La Libertad, 2018" de Jiménez y Julkas (2018). Para el análisis sísmico del edificio, realizaron el análisis utilizando el software Etabs, ya que los valores de ambos ejes se encontraron dentro de la jerarquía permitida por la norma E.030, incluyendo los estudios dinámicos y estáticos. Este diseño también se procesó en el software ETABS y se comprobaron los resultados sísmicos esperados, encontrándose

dentro de los parámetros permitidos por la norma E.030 del Código Nacional de Edificación. El análisis sísmico es importante para entender cómo se comportan las estructuras durante los eventos sísmicos, por lo que la modelación nos ayudará a tomar medidas preventivas. En un estudio realizado por Escamilo (2017).“ Diseño estructural de un edificio de mampostería hermética de 8 plantas, La Libertad de Trujillo”, sugiere cambiar el modo de fallo de los muros de cortante a flexión a medida que aumenta la esbeltez ($\text{altura/longitud} > 2$). Este efecto cambia la deformabilidad del muro. . Porque ampliando la deriva de 0,005 a 0,007 y analizando su efecto antes de la deformación, se puede saber si el edificio es capaz de satisfacer la demanda requerida y hasta qué punto se puede alcanzar su capacidad sin afectar a la estructura en comparación con este proyecto. por el contrario, se obtuvieron derivas máximas de 0,00304 y 0,00386 para la segunda planta y el segundo piso, respectivamente, ambas inferiores a la deriva máxima admisible de 0,005 especificada en la norma E.030.

CONCLUSIONES

Como conclusión del estudio de mecánica de suelos obtuvimos un suelo GM grava limosa con una capacidad portante menor de 1 kg/cm^2 en el barrio de Pedregal medio – Huaraz, para poder realizar el diseño poder de la edificación dado así que se encuentra en un estado desfavorable donde se podrá realizar un mejoramiento. El diseño estructural de un edificio de 8 pisos de concreto armado se sustenta en base al reglamento nacional de edificaciones, en el área de diseño sismo resistente y aislamiento sísmico, que usa un análisis estático y dinámico espectral en estructuras rígidas regulares. Al analizar nuestro modelo en el programa Etabs 2016 el periodo fundamental convencional fue de 0.639 segundos y en el aislado fue de 0.74 segundos lo que la norma nos indica es que el periodo fundamental de un edificio debe estar entre 1.5 y 3 segundos. El diseño de las columnas demuestra que los valores del momento flector son extremadamente bajos, predominando el comportamiento a compresión. Esto se debe a la presencia de placas macizas que se extienden en ambas direcciones, que soportan las fuerzas cortantes del terremoto y, a su vez, provocan la flexión de las columnas. Para el diseño del apuntalamiento se determinó que no habría sido necesario calzar los cimientos adyacentes para el tipo de suelo indicado debido a la cohesividad aparente del suelo, que favorece la estabilidad. Sin embargo, cuando hay agua o se producen terremotos, la cohesividad aparente puede destruirse. Por ello, al diseñar los calzos se tuvo en cuenta una cohesividad aparente de 030.

RECOMENDACIONES

El análisis sísmico debe incluir las cargas aplicadas al modelo. También se recomienda comprobar irregularidades en planta o alzado, buscando siempre la regularidad en la estructura. Los resultados obtenidos del programa informático durante la fase de análisis del diseño deben analizarse y compararse con los parámetros especificados en el Código Nacional de Edificación para garantizar que el diseño sea adecuado. Tomando en cuenta los antecedentes mostrados se concluye realizar distintos diseños en tipos de suelos S1, donde podemos implementar de dos a tres tipos de aislamiento que muestra más eficiencia.

REFERENCIAS

- Álzate, A. (2016). *Evaluación de la Vulnerabilidad Estructural de las Edificaciones indispensables del sector Educación del grupo III en el Municipio Dos Quebradas, Risaralda. Pereira, Colombia.*
- Alzate, A. (2017). *Evaluación de la Vulnerabilidad Estructural De las Edificaciones Indispensables del Grupo III y IV en el Municipio de Viterbo, Caldas. Pereira. Colombia*
- Kuroiwa, J. (2016). *Manual para la reducción Del Riesgo Sísmico de Viviendas eel Perú. Lima.*
- Melchor, J., Parra, A., & Sánchez, R. (s.f.). *Estructuras de Concreto. Ensenada, Baja. California.*
- Montoya, J., & Pinto Vega, F. (2010) *CIMENTACIONES. Mérida*
- Reglamento Nacional De Edificaciones. (2006). Lima.*
- Santos, D. (2019). *Análisis de la vulnerabilidad sísmica en viviendas autoconstruidas en el distrito de chilca en el 2017. Huancayo. Perú.*
- Vásquez, J. (2017). *Evaluacion y propuesta de solucion ante la vulnerabilidad sismica de viviendas de albañileria en los pueblos jóvenes Florida Baja y Florida Alta - Chimbote-2016. Nuevo Chimbote.*

ANEXOS

Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE	METODOLOGÍA
¿Cuál es el diseño de cimentación apropiado para un edificio de 08 pisos en área de suelo arenoso de diversa graduación en el barrio de Pedregal en la ciudad de Huaraz?	<p>Elaborar una propuesta de diseño de cimentación apropiado para un edificio de 08 pisos en área de suelo arenoso de diversa graduación en el barrio de Pedregal en la ciudad de Huaraz. Por lo tanto, designamos los siguientes objetivos específicos el 1er objetivo específico</p> <p>Identificar las características físicas y mecánicas del suelo del barrio de Pedregal medio – Huaraz. Como 2do objetivo específico.</p> <p>Evaluar las características de carga de la edificación de 8 niveles del barrio de Pedregal medio – Huaraz. Como 3er objetivo.</p> <p>Aplicar los parámetros del Método para diseñar la cimentación del barrio de Pedregal medio – Huaraz. Como 4to objetivo específico</p> <p>Evaluar el comportamiento sísmico de la edificación del barrio de Pedregal medio – Huaraz.</p>	implícita	<p>CAPACIDAD DE CARGA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES PARA UN EDIFICIO DE 08 PISOS DESTINADO A VIVIENDA EN UN AREA DE SUELO ARENOSO, PEDREGAL MEDIO – HUARAZ.”</p>	<p>El tipo de investigaciones analítica y descriptiva, porque los resultados obtenidos mediante software servirán para la solución de problemas relacionados a la estructura.</p> <p>La investigación es de enfoque cuantitativo, porque los datos consignados son numerales, se estudiará las variables y sus indicadores objetivamente midiendo y registrando sus valores respuestas en los instrumentos de recolección de datos (Software).</p> <p>Diseño de investigación.</p> <p>El diseño es descriptivo porque describe la parte teórica acerca del tema de un suelo arenoso y la manipulación en cada caso con un diseño de cimentación verificando el mejor comportamiento estructural con ayuda de software como Etabs 18 y Safe 2016.</p> <p>Población y muestra</p> <p>Población</p>

				<p>Para esta investigación la población está considerada por área de suelo arenoso en el barrio de Pedregal Medio – Huaraz.</p> <p>Muestra:</p> <p>La muestra está constituida por un muestreo no probabilístico de sujetos voluntarios, el estudio se realizará en un solo proyecto que será elaborado mediante análisis del lugar en mención.</p>
--	--	--	--	--

Fuente: Elaboración Propia.



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM D-3080, AASHTO T236, MTC E 123-2000)

SOLICITA : Percy Elías, Rojas Chávez
 TESIS : Capacidad de carga y diseño estructural de cimentaciones para un edificio de 08 pisos
 destinado a vivienda en un área de suelo arenoso, pedregal medio – Huaraz
 CALICATA : 2
 LUGAR : HUARAZ - ANCASH
 FECHA : 07/03/2023

NOMBRE DE MUESTRA = C-2 PROFUNDIDAD = 1.50 mts
 TIPO DE MUESTRA = REMOLDEADA NO DRENADA

DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Diámetro	50.80 mm
Altura	25.1 mm
Área	20.2683 cm ²
Volumen	50.8734 cm ³

DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Peso	89.5 gr
Peso Unitario Húmedo	1.76 gr/cm ³
Contenido de Humedad	7.00 %
Peso Unitario Seco	1.64 gr/cm ³

VELOCIDAD DE DEFORMACION = 0.50 mm/min

DEFORMIMETRO DE LONGITUD HORIZONTAL	LECTURA DE CARGA HORIZONTAL			DEFORMACION VERTICAL			FUERZA DE CORTE HORIZONTAL			CORREC. AREA	ESFUERZO CORTANTE t		
	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03		M-01	M-02	M-03
	mm	Div.		mm			kg				cm ²	kg/cm ²	
0.20	10.21	8.05	4.361	0.000	-0.04	-0.07	10.3	8.513	5.47	20.17	0.510	0.422	0.271
0.40	13.47	16.1	9.48	0.034	-0.04	-0.07	12.98	15.15	9.693	20.07	0.647	0.755	0.483
0.60	15.1	20.7	16.12	0.066	-0.04	-0.07	14.33	18.95	15.17	19.96	0.718	0.949	0.760
0.80	15.1	23	20.86	0.094	-0.04	-0.07	14.33	20.85	19.08	19.86	0.721	1.050	0.961
1.00	15.1	25.3	23.7	0.117	-0.03	-0.07	14.33	22.74	21.42	19.76	0.725	1.151	1.084
1.50	15.1	27.6	27.49	0.165	-0.03	-0.06	14.33	24.64	24.55	19.51	0.734	1.263	1.258
2.00	15.1	28.75	30.34	0.208	-0.01	-0.04	14.33	25.59	26.9	19.25	0.744	1.329	1.397
2.50	15.1	29.33	31.28	0.226	0.008	-0.01	14.33	26.06	27.68	19	0.754	1.372	1.457
3.00	15.1	29.33	32.23	0.231	0.018	0.00	14.33	26.06	28.46	18.75	0.764	1.390	1.518
3.50	15.1	29.33	32.71	0.251	0.025	0.003	14.33	26.06	28.85	18.49	0.775	1.410	1.560
4.00	18.87	29.33	32.23	0.255	0.032	0.007	17.44	26.06	28.46	18.24	0.956	1.429	1.560
4.50	18.87	28.75	32.23	0.255	0.036	0.007	17.44	25.59	28.46	17.99	0.969	1.422	1.582
5.00	18.87	28.75	32.23	0.254	0.041	0.00	17.44	25.59	28.46	17.73	0.984	1.443	1.605
5.50	15.91	28.18	32.23	0.255	0.041	-0.02	15	25.11	28.46	17.48	0.858	1.437	1.628
6.00	15.91	28.18	32.23	0.255	0.042	-0.03	15	25.11	28.46	17.23	0.870	1.458	1.652
6.50	13.76	27.6	32.23	0.259	0.041	-0.04	13.23	24.64	28.46	16.98	0.779	1.451	1.676
7.00	12.28	27.6	31.76	0.505	0.050	-0.05	12.01	24.64	28.07	16.72	0.718	1.474	1.679
7.50	10.73	27.03	31.76	0.507	0.046	-0.07	10.72	24.17	28.07	16.47	0.651	1.467	1.704
8.00	10.73	26.45	31.76	0.507	0.028	-0.09	10.72	23.69	28.07	16.22	0.661	1.461	1.731
8.50	10.73	25.88	31.28	0.503	0.039	-0.10	10.72	23.22	27.68	15.97	0.672	1.454	1.733
9.00	10.73	25.3	30.81	0.502	0.041	-0.11	10.72	22.74	27.29	15.72	0.682	1.447	1.736
9.50	10.73	25.3	30.34	0.502	0.034	-0.13	10.72	22.74	26.9	15.47	0.693	1.470	1.739
10.00	10.73	25.3	30.34	0.495	0.036	-0.14	10.72	22.74	26.9	15.22	0.705	1.494	1.767
10.50	10.73	25.3	29.86							14.97			
11.00	10.73	25.3	29.86							14.72			
11.50	10.73	25.3	29.39							14.48			

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE

Ing. Miguel Solor Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



CONTENIDO DE HUMEDAD

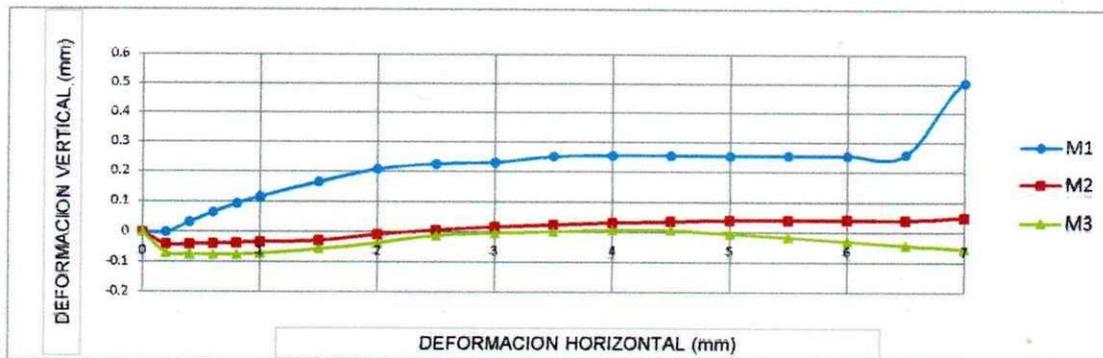
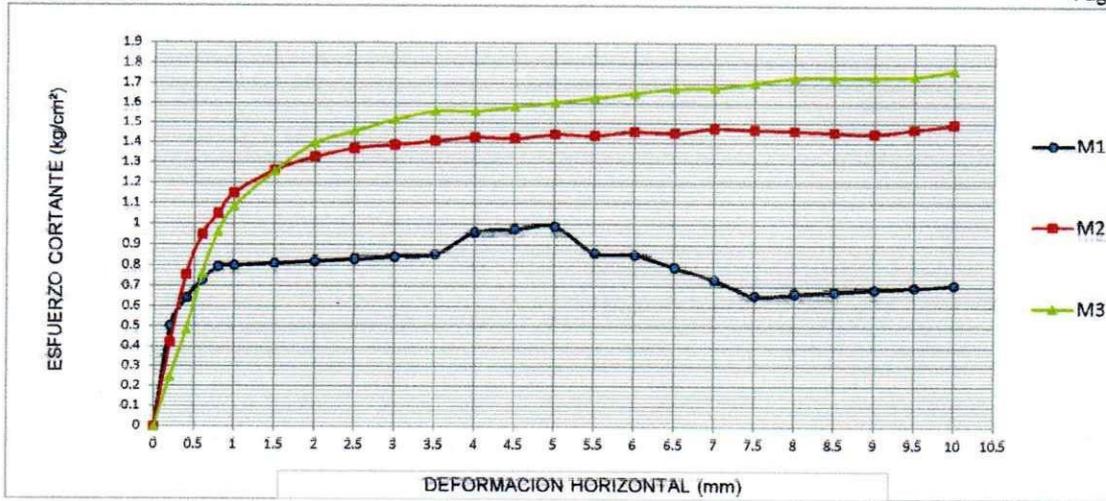
(ASTM D-2216)

SOLICITA : Percy Elías, Rojas Chávez
TESIS : Capacidad de carga y diseño estructural de cimentaciones para un edificio de 08 pisos
destinado a vivienda en un área de suelo arenoso, pedregal medio - Huaraz
MUESTRA : CALICATA - 1
LUGAR : HUARAZ - ANCASH
FECHA : 07/03/2023

ENSAYO N°	M-1	M-2
Peso de tara + MH	1131.30	1381.20
Peso de tara + MS	1060.60	1294.60
Peso de tara	0.00	0.00
Peso del agua	70.70	86.60
MS	1060.60	1294.60
Contenido de humedad (%)	6.67	6.69
Humedad promedio(%)	6.68	

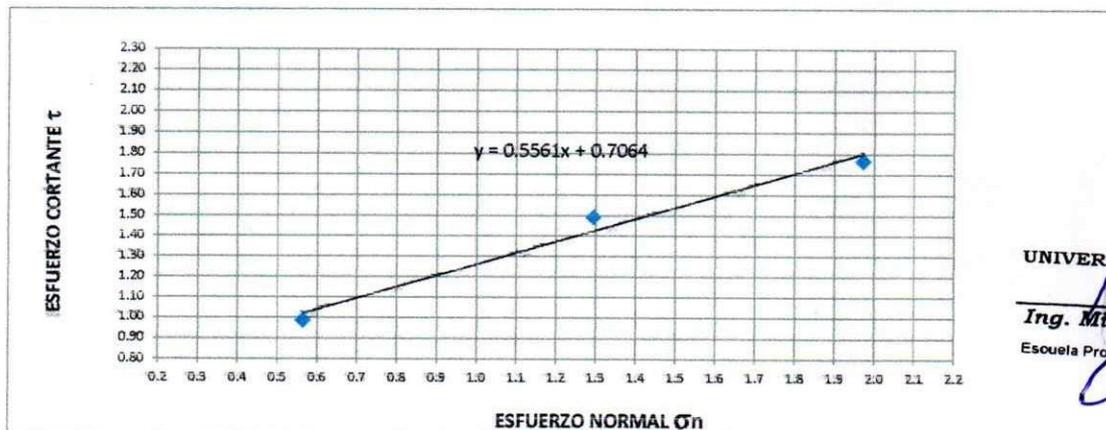
NOTA : La muestra fue traída y realizado por el interesado en este Laboratorio.


UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



MUESTRA	M1	M2	M3
Carga Vertical(kg)	10	20	30
Área en Corte(cm ²)	17.73	15.47	15.22
σ_n (kg/cm ²)	0.56	1.29	1.97
τ (kg/cm ²)	0.9870	1.49	1.77

Cohesión	0.811 kg/cm ²
Ángulo de fricción interna	29.08 °



UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CAMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM D-3080, AASHTO T236, MTC E 123-2000)

SOLICITA : Percy Elías, Rojas Chávez
 TESIS : Capacidad de carga y diseño estructural de cimentaciones para un edificio de 08 pisos destinado a vivienda en un área de suelo arenoso, pedregal medio – Huaraz
 CALICATA : 1
 LUGAR : HUARAZ - ANCASH
 FECHA : 07/03/2023

NOMBRE DE MUESTRA = C-1 PROFUNDIDAD = 1.50 mts
 TIPO DE MUESTRA = REMOLDEADA NO DRENADA

DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Diámetro	50.80 mm
Altura	25.1 mm
Área	20.2683 cm ²
Volumen	50.8734 cm ³

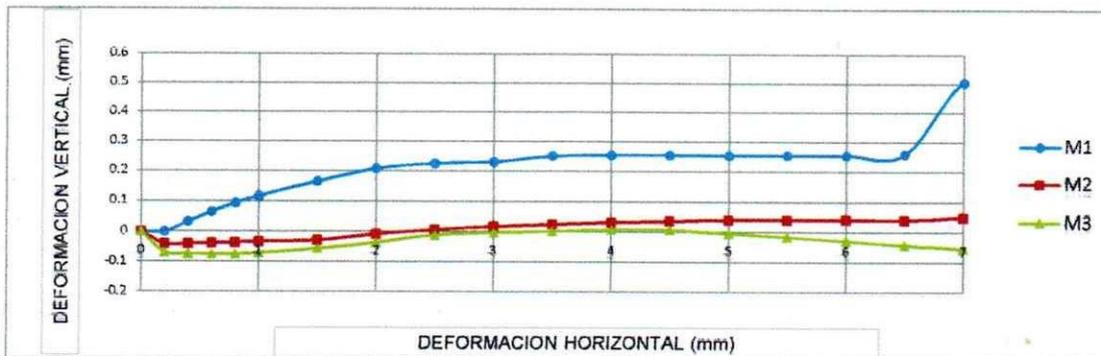
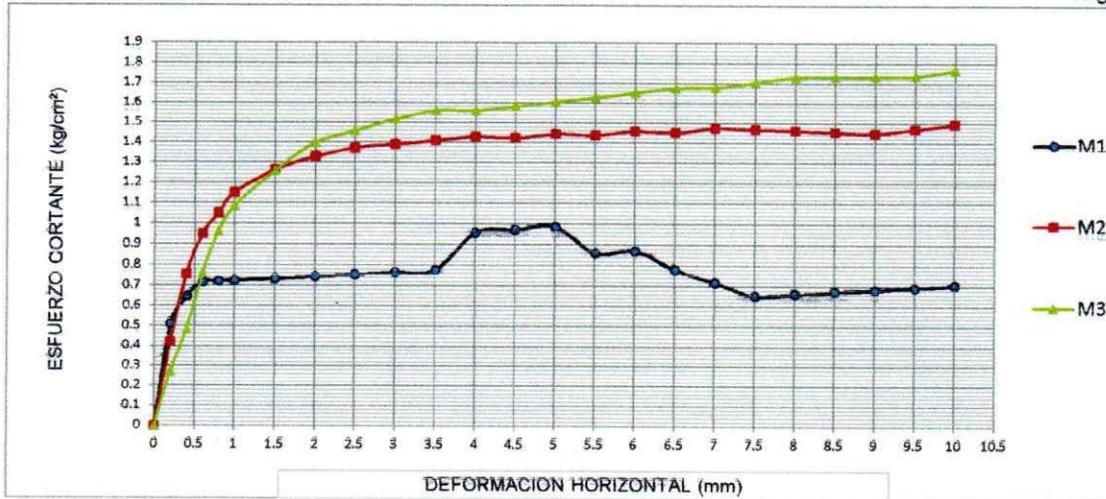
DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Peso	91.5 gr
Peso Unitario Húmedo	1.80 gr/cm ³
Contenido de Humedad	6.68 %
Peso Unitario Seco	1.69 gr/cm ³

VELOCIDAD DE DEFORMACION = 0.50 mm/min

DEFORMIMETRO DE LONGITUD HORIZONTAL	LECTURA DE CARGA HORIZONTAL			DEFORMACION VERTICAL			FUERZA DE CORTE HORIZONTAL			CORREC. AREA	ESFUERZO CORTANTE t		
	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03		M-01	M-02	M-03
	Div.			mm			kg				kg/cm ²		
0.20	10.06	8.05	3.792	0.000	-0.04	-0.07	10.17	8.513	5.001	20.17	0.504	0.422	0.248
0.40	13.32	16.1	9.48	0.034	-0.04	-0.07	12.86	15.15	9.693	20.07	0.641	0.755	0.483
0.60	15.39	20.7	16.12	0.066	-0.04	-0.07	14.57	18.95	15.17	19.96	0.730	0.949	0.760
0.80	16.87	23	20.86	0.094	-0.04	-0.07	15.79	20.85	19.08	19.86	0.795	1.050	0.961
1.00	16.87	25.3	23.7	0.117	-0.03	-0.07	15.79	22.74	21.42	19.76	0.799	1.151	1.084
1.50	16.87	27.6	27.49	0.165	-0.03	-0.06	15.79	24.64	24.55	19.51	0.809	1.263	1.258
2.00	16.87	28.75	30.34	0.208	-0.01	-0.04	15.79	25.59	26.9	19.25	0.820	1.329	1.397
2.50	16.87	29.33	31.28	0.226	0.008	-0.01	15.79	26.06	27.68	19	0.831	1.372	1.457
3.00	16.87	29.33	32.23	0.231	0.018	0.00	15.79	26.06	28.46	18.75	0.842	1.390	1.518
3.50	16.87	29.33	32.71	0.251	0.025	0.003	15.79	26.06	28.85	18.49	0.854	1.410	1.560
4.00	18.94	29.33	32.23	0.255	0.032	0.007	17.5	26.06	28.46	18.24	0.959	1.429	1.560
4.50	18.94	28.75	32.23	0.255	0.036	0.007	17.5	25.59	28.46	17.99	0.973	1.422	1.582
5.00	18.94	28.75	32.23	0.254	0.041	0.00	17.5	25.59	28.46	17.73	0.987	1.443	1.605
5.50	15.98	28.18	32.23	0.255	0.041	-0.02	15.06	25.11	28.46	17.48	0.861	1.437	1.628
6.00	15.54	28.18	32.23	0.255	0.042	-0.03	14.69	25.11	28.46	17.23	0.853	1.458	1.652
6.50	14.06	27.6	32.23	0.259	0.041	-0.04	13.47	24.64	28.46	16.98	0.793	1.451	1.676
7.00	12.58	27.6	31.76	0.505	0.050	-0.05	12.25	24.64	28.07	16.72	0.733	1.474	1.679
7.50	10.8	27.03	31.76	0.507	0.046	-0.07	10.79	24.17	28.07	16.47	0.655	1.467	1.704
8.00	10.8	26.45	31.76	0.507	0.028	-0.09	10.79	23.69	28.07	16.22	0.665	1.461	1.731
8.50	10.8	25.88	31.28	0.503	0.039	-0.10	10.79	23.22	27.68	15.97	0.675	1.454	1.733
9.00	10.8	25.3	30.81	0.502	0.041	-0.11	10.79	22.74	27.29	15.72	0.686	1.447	1.736
9.50	10.8	25.3	30.34	0.502	0.034	-0.13	10.79	22.74	26.9	15.47	0.697	1.470	1.739
10.00	10.8	25.3	30.34	0.495	0.036	-0.14	10.79	22.74	26.9	15.22	0.709	1.494	1.767
10.50	10.8	25.3	29.86							14.97			
11.00	10.8	25.3	29.86							14.72			
11.50	10.8	25.3	29.39							14.48			

UNIVERSIDAD SAN PEDRO

Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



MUESTRA	M1	M2	M3
Carga Vertical(kg)	10	20	30
Área en Corte(cm ²)	17.73	15.47	15.22
σ_n (kg/cm ²)	0.56	1.29	1.97
τ (kg/cm ²)	0.9840	1.49	1.77

Cohesión	0.811 kg/cm ²
Ángulo de fricción interna	29.17 °



UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE

Ing. Miguel Solár Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



REGISTRO DE EXCAVACIÓN

SOLICITA	Percy Elias, Rojas Chavez		
TESIS	Capacidad de carga y diseño estructural de cimentaciones para un edificio de 08 pisos destinado a vivienda en un área de suelo arenoso, pedregal medio - Huaraz		
UBICACIÓN	HUARAZ - ANCASH	NIVEL FREÁTICO (m.)	N.P.
FECHA	07/03/2023	MÉTODO DE EXCAVACIÓN	Cielo abierto
CALICATA	C - 1	TAMAÑO DE EXCAVACIÓN	1.00 x 1.00 x 1.50

MUESTRA		PROFUNDIDAD		CARACTERÍSTICAS
Simbolo	Grafico	En Mts.	Muestra	
GM		1.780	E-1	De -0.00 a -1.50 m. Suelo de color beige claro y gris, de matriz gravosa y con finos (GM) mal graduado, de grano y textura media, con gravas de forma angulosas, contiene plasticidad, en estado ligeramente humedo y de compacidad compactado.

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



REGISTRO DE EXCAVACIÓN

SOLICITA	Percy Elias, Rojas Chavez		
TESIS	Capacidad de carga y diseño estructural de cimentaciones para un edificio de 08 pisos destinado a vivienda en un área de suelo arenoso, pedregal medio – Huaraz		
UBICACIÓN	HUARAZ - ANCASH	NIVEL FREÁTICO (m.)	N.P.
FECHA	07/03/2023	MÉTODO DE EXCAVACIÓN	Cielo abierto
CALICATA	C - 2	TAMAÑO DE EXCAVACIÓN	1.00 x 1.00 x 1.50

MUESTRA		PROFUNDIDAD		CARACTERÍSTICAS
Símbolo	Grafico	En Mts.	Muestra	
GM		1.780	E-1	De -0.00 a -1.50 m. Suelo de color beige claro y gris, de matriz gravosa y con finos (GM) mal graduado, de grano y textura media, con gravas de forma angulosas, contiene plasticidad, en estado ligeramente húmedo y de compactación compactado.


UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



CONTENIDO DE HUMEDAD

(ASTM D-2216)

SOLICITA : Percy Elías, Rojas Chávez
TESIS : Capacidad de carga y diseño estructural de cimentaciones para un edificio de 08 pisos
destinado a vivienda en un área de suelo arenoso, pedregal medio – Huaraz
MUESTRA : CALICATA - 2
LUGAR : HUARAZ - ANCASH
FECHA : 07/03/2023

ENSAYO N°	M-1	M-2
Peso de tara + MH	1230.00	1456.30
Peso de tara + MS	1142.20	1349.60
Peso de tara	0.00	0.00
Peso del agua	67.60	106.70
MS	1142.20	1349.60
Contenido de humedad (%)	7.69	7.91
Humedad promedio(%)	7.80	

NOTA : La muestra fue traída y realizado por el interesado en este Laboratorio.

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(ASTM D422)**

SÓLICITA : Percy Eillas, Rojas Chávez
 TESIS : Capacidad de carga y diseño estructural de cimentaciones para un edificio de 08 pisos
 destinado a vivienda en un área de suelo arenoso, pedregal medio – Huaraz
 LUGAR : HUARAZ - ANCASH
 FECHA : 07/03/2023

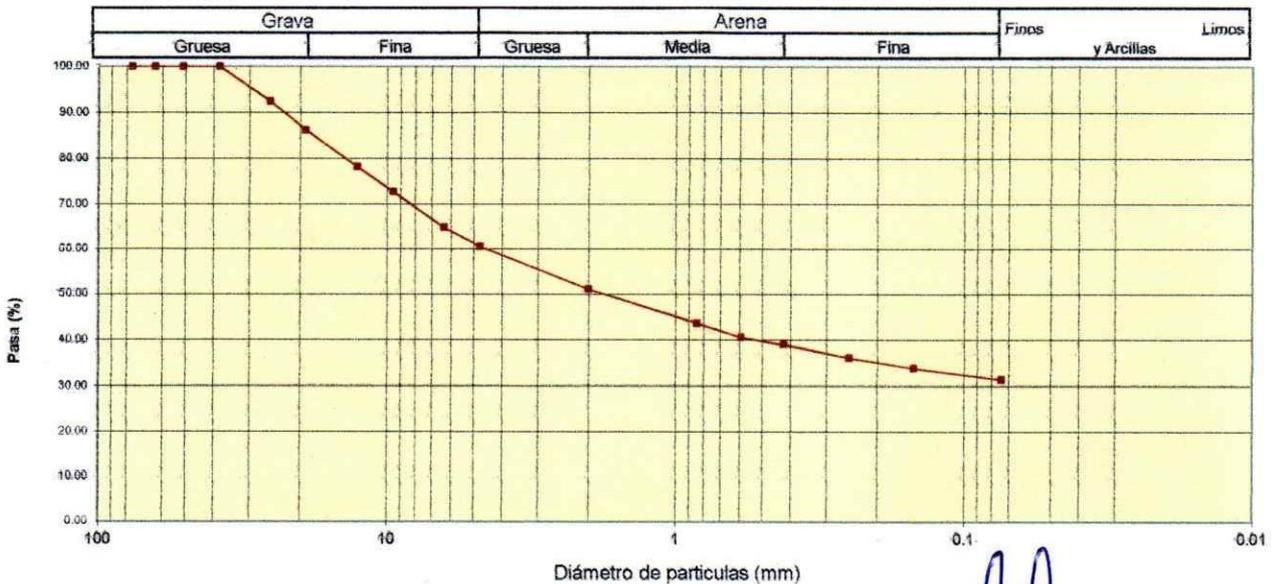
Peso Seco inicial	1200	gr.
Peso Seco Lavado	829.6	gr.
Peso perdido por lavado	370.4	gr.

CALICATA	: C - 2
ESTRATO	: M - 1
PROF. (m)	: 0.00 a 1.50

Tamiz(Apertura)		Peso Retenido(gr.)	Retenido Parcial(%)	Retenido Acumulado(%)	Pasante (%)	Clasificació AASHTO
N°	(mm)					
2 1/2"	76.20	0.0	0.0	0.0	100.0	Material granular Excelente a bueno como subgrado A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa
2"	50.80	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	37.50	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	22.50	90.2	7.4	7.4	92.6	
3/4"	19.00	76.0	6.3	13.7	86.3	Valor del índice de grupo (IG) 0
1/2"	12.50	97.0	8.0	21.7	78.3	Clasificación (S.U.C.S.)
3/8"	9.50	66.0	5.5	27.2	72.8	Suelo de partículas gruesas. Suelo de partículas gruesas con finos (suelo sucio).
1/4"	6.30	96.0	7.9	35.1	64.9	Grava limosa con arena GM
N° 4	4.75	52.0	4.3	39.4	60.6	
N° 10	2.00	115.2	9.5	48.9	51.1	Pasa tamiz N° 4 (%) : 51.1
N° 20	0.850	90.3	7.5	56.4	43.6	Pasa tamiz N° 200 (%) : 31.5
N° 30	0.600	36.3	3.0	59.4	40.6	D60 (mm) : 4.59
N° 40	0.425	18.5	1.5	60.9	39.1	D30 (mm) :
N° 60	0.250	35.6	2.9	63.9	36.1	D10 (mm) :
N° 100	0.150	26.3	2.2	66.0	34.0	Cu
N° 200	0.075	30.2	2.5	68.5	31.5	Cc
< 200		381.2	31.5	100.0	0.0	
Total		1210.8			100.0	

Limite liquido LL	29.18
Limite plástico LP	21.03
Indice plasticidad IP	8.15

CURVA GRANULOMÉTRICA



UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(ASTM D422)**

SOLICITA : Percy Elias, Rojas Chávez
 TESIS : Capacidad de carga y diseño estructural de cimentaciones para un edificio de 08 pisos
 destinado a vivienda en un área de suelo arenoso, pedregal medio - Huaraz
 LUGAR : HUARAZ - ANCASH
 FECHA : 07/03/2023

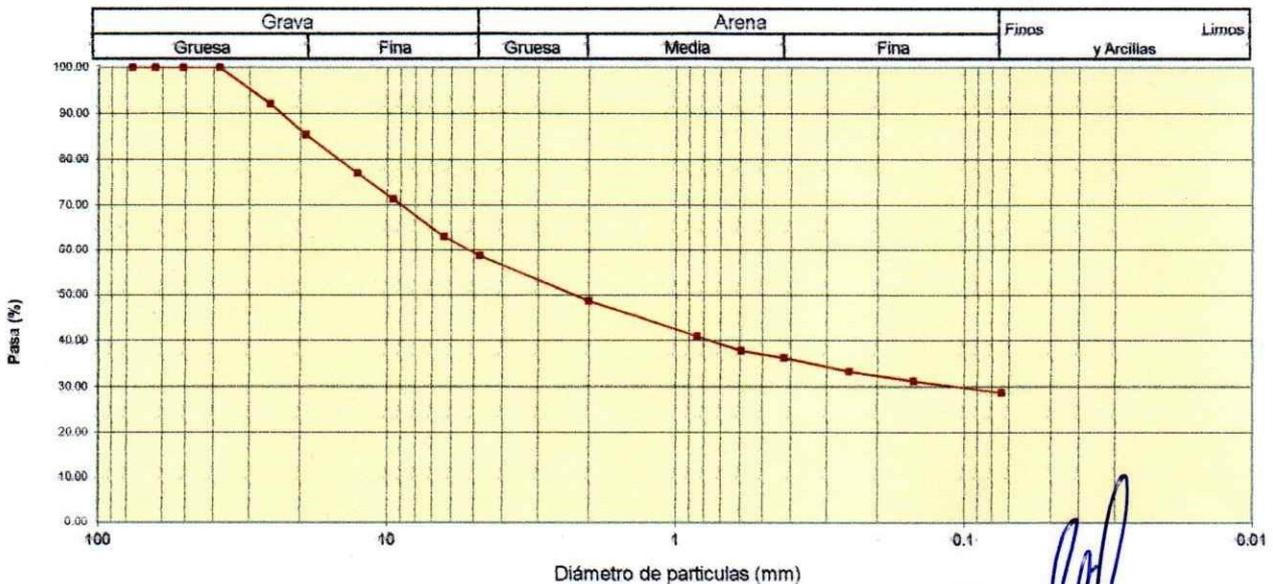
Peso Seco Inicial	1129.9	gr.
Peso Seco Lavado	804.6	gr.
Peso perdido por lavado	325.3	gr.

CALICATA	: C - 1
ESTRATO	: M - 1
PROF. (m)	: 0.00 a 1.50

Tamiz(Apertura)		Peso Retenido(gr.)	Retenido Parcial(%)	Retenido Acumulado(%)	Pasante (%)	Clasificació AASHTO
N°	(mm)					
2 1/2"	76.20	0.0	0.0	0.0	100.0	Material granular Excelente a bueno como subgrado A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa
2"	50.80	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	37.50	0.0	0.0	0.0	100.0	
1"	22.50	88.2	7.8	7.8	92.2	
3/4"	19.00	75.5	6.7	14.5	85.5	Valor del índice de grupo (IG): 0
1/2"	12.50	94.6	8.4	22.9	77.1	Clasificación (S.U.C.S.)
3/8"	9.50	64.9	5.7	28.6	71.4	Suelo de partículas gruesas. Suelo de partículas gruesas con finos (suelo sucio).
1/4"	6.30	94.7	8.4	37.0	63.0	
N° 4	4.75	49.2	4.4	41.3	58.7	Grava limosa con arena GM
N° 10	2.00	113.2	10.0	51.4	48.6	Pasa tamiz N° 4 (%): 48.6
N° 20	0.850	87.1	7.7	59.1	40.9	Pasa tamiz N° 200 (%): 28.8
N° 30	0.600	34.3	3.0	62.1	37.9	D60 (mm): 5.25
N° 40	0.425	17.3	1.5	63.6	36.4	D30 (mm): 0.113
N° 60	0.250	32.7	2.9	66.5	33.5	D10 (mm):
N° 100	0.150	24.5	2.2	68.7	31.3	Cu
N° 200	0.075	28.4	2.5	71.2	28.8	Cc
< 200		325.3	28.8	100.0	0.0	
Total		1129.9			100.0	

Limite liquido LL	29.18
Limite plástico LP	21.03
Indice plasticidad IP	8.15

CURVA GRANULOMÉTRICA



UNIVERSIDAD SAN PEDRO
 CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
 DIRECTOR
 Escuela Profesional de Ingeniería Civil