



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Estabilización con cenizas de carbón para mejorar las propiedades mecánicas del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas – Lima, 2019”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniera Civil

AUTORA:

Br. Arroyo Rivera, Nicole Antuanette (ORCID: 0000-0003-2619-4774)

ASESOR:

Mg. Ing. Benites Zúñiga, José Luis (ORCID: 000-0003-4459-494X)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA – PERÚ

2019

Dedicatoria

El presente trabajo de investigación está dedicado en primer lugar a Dios, a mis padres, a mi hermano y a mi abuela, por todo el apoyo que me brindaron durante estos años para lograr exitosamente todo lo proyectado en mi vida; Ustedes son el gran impulso que logro crecer mi confianza, y por eso sé que sin su apoyo no habría logrado culminar con éxito este gran paso en mi vida.

Agradecimiento

Este trabajo fue elaborado con dedicación y mucho empeño a lo largo del proceso de investigación y el desarrollo, en especial al Ing. José Luis Benites Zúñiga por sus aportes para la mejora de esta investigación y de la misma manera al Mg. Santos Sotero Montero por su ayuda en la parte metodológica, gracias a todos los docentes de la Escuela de Ingeniería Civil por su amabilidad y apoyo en diferentes circunstancias, y en general a todas las personas que contribuyeron directa o indirectamente para la realización de este trabajo de investigación.

Página del jurado

Declaratoria de autenticidad



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Declaratoria de Originalidad del Autor

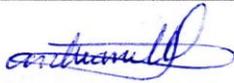
Yo, **ARROYO RIVERA, Nicole Antuanette** estudiante de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo sede Lima Norte, declaro bajo juramento que todos los datos e información que acompañan al Informe de Investigación titulado:

“Estabilización con cenizas de carbón para mejorar las propiedades mecánicas del terreno fundación en cimentaciones superficiales – Calle 75, Comas – Lima 2019”, es de mi autoría, por lo tanto, declaro que la Tesis:

1. No ha sido plagiado ni total, ni parcialmente.
2. He mencionado todas las fuentes empleadas, identificando correctamente toda cita textual o de paráfrasis proveniente de otras fuentes.
3. No ha sido publicado ni presentado anteriormente para la obtención de otro grado académico o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Lima 08 de diciembre de 2019

Apellidos y Nombres del Autor ARROYO RIVERA, Nicole Antuanette	
DNI: 76754456	Firma 
ORCID: 000-0003-2619-4774	



Índice

Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Página del jurado	iv
Declaratoria de autenticidad	v
Índice	vi
Índice de figuras	vii
Índice de tablas	xi
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MÉTODO	45
2.1. Tipo y diseño de la investigación	46
2.2. Operacionalización de variables	46
2.3. Población, muestra y muestreo	49
2.4. Técnica e instrumento de recolección de datos, validez y confiabilidad	50
2.5. Procedimiento	51
2.6. Método de análisis de datos	52
2.7. Aspectos éticos	52
III. RESULTADOS	54
3.1. Ubicación geografía	55
3.2. Trabajo de campo	57
3.3. Trabajo de laboratorio	57
3.4. Trabajos de cálculos	82
3.5. Contrastación de hipótesis	99
IV. DISCUSIÓN	101
V. CONCLUSIONES	103
VI. RECOMENDACIONES	104
REFERENCIAS	105
ANEXOS	111

Índice de figuras

Figura 1: Método aprox. de distribución de carga	25
Figura 2: Grafico bulbo de presiones según diseño zapata	25
Figura 3: Distribución para bulbo carga puntual	26
Figura 4 : Distribución de cargas entre suelo y cimentación	27
Figura 5: Distribución de presiones	27
Figura 6 : Reacción del suelo, hipótesis de la distribución lineal de presiones	28
Figura 7 : Reacción del suelo, hipótesis de la distribución lineal de presiones	28
Figura 8: Diámetro del suelo (tamizado)	31
Figura 9 : Tamices (Mallas para tamizado)	32
Figura 10: Curva granulométrica	33
Figura 11: Formula contenido de humedad	35
Figura 12: Casa grande	36
Figura 13: Límite Líquido	37
Figura 14: Rollitos Límite Plástico	37
Figura 15: Molécula de carbono	37
Figura 16: Ensayos y muestras	49
Figura 17: Ubicación del distrito	54
Figura 18: Ubicación de la zona	53
Figura 19: Ubicación de la zona vista satelital	54
Figura 20: Vista Panorámica del terreno	54
Figura 21: Excavación de la calicata	55
Figura 22: Granulometría en laboratorio (UNI)	56
Figura 23: Curva Granulometría de terreno natural	57
Figura 24: Curva Granulometría de S + 20% CC	58
Figura 25: Curva Granulometría de S + 25% CC	60
Figura 26: Curva Granulometría de S + 30% CC	63
Figura 27: Curva Granulometría – Resumen	64
Figura 28: Curva Granulometría pasando malla 200 – Resumen	65
Figura 29: Límites de Atterberg en Laboratorio (UNI)	66
Figura 30: Límite Líquido terreno natural	67

Figura 31: Límite Líquido S + 20% CC	68
Figura 32: Límite Líquido S + 25% CC	69
Figura 33: Límite Líquido S + 30% CC	70
Figura 34: Resumen de Límites Líquidos	71
Figura 35: Resumen de la variación de los límites	72
Figura 36: Ensayo de corte directo (UNI)	73
Figura 37: Lectura de la resistencia al corte (UNI)	73
Figura 38: Registro de la resistencia al corte	73
Figura 39: Esfuerzo vs Deformación (T. Natural)	75
Figura 40 : Cohesión y ángulo de fricción (T. Natural)	75
Figura 41: Esfuerzo vs Deformación (T. Natural + 20% Cc)	77
Figura 42: Cohesión y ángulo de fricción (T. Natural + 20% Cc)	77
Figura 43: Esfuerzo vs Deformación (T. Natural + 25% Cc)	79
Figura 44: Cohesión y ángulo de fricción (T. Natural + 25% Cc)	79
Figura 45: Esfuerzo vs Deformación (T. Natural + 30% Cc)	81
Figura 46: Cohesión y ángulo de fricción (T. Natural + 30% Cc)	81
Figura 47: Resumen de cohesión y ángulo de fricción	83
Figura 48: Plano estructural primer nivel	83
Figura 49: Plano estructural nivel 2 -6	83
Figura 50: Capacidad portante de las muestras	91
Figura 51: Resumen capacidad portante y cohesión	91
Figura 52: Radio de bulbo de presión	92
Figura 53: Profundidad de corte resumen (1.40 m x 1.00m)	98
Figura 54: Profundidad de corte resumen (Dimensiones obtenidas en los diseños)	98
Figura 55: Profundidad de corte resumen (Definitivo)	99
Figura 56: Resumen precios por zapata	158
Figura 57: Curva de variación de precio	159

Índice de tablas

Tabla 1: Criterios para estabilizar un suelo	21
Tabla 2: Tipos de estructuras	22
Tabla 3: Numero de puntos de investigación	22
Tabla 4: Capacidad de carga de seguridad	24
Tabla 5: Masa mínima recomendada	36
Tabla 6: Composición y clase del carbono	39
Tabla 7: Propiedades del carbón	42
Tabla 8: Matriz operacional	48
Tabla 9: Puntaje de expertos	51
Tabla 10: Rangos para la validación	51
Tabla 11: Validación del instrumento	52
Tabla 12: Tamaño de partículas	58
Tabla 13: Granulometría de terreno natural	58
Tabla 14: Granulometría de S + 20% CC	60
Tabla 15: Granulometría de S + 25% CC	61
Tabla 16: Granulometría de S + 30% CC	62
Tabla 17: Resumen de Curvas Granulométricas	63
Tabla 18: Índice de plasticidad	66
Tabla 19: Límite Líquido y Plástico Natural	68
Tabla 20: Límite Líquido y Plástico Natural Resultados	68
Tabla 21: Límite Líquido y Plástico S + 20% CC	68
Tabla 22: Límite Líquido y Plástico S + 20% CC Resultados	68
Tabla 23: Límite Líquido y Plástico S + 25% CC	69
Tabla 24: Límite Líquido y Plástico S + 25% CC Resultados	70
Tabla 25: Límite Líquido y Plástico S + 30% CC	70
Tabla 26: Límite Líquido y Plástico S + 30% CC Resultados	71
Tabla 27: Límite Líquido comparación	71
Tabla 28: Tabla de Límites e Índice de Plasticidad	72
Tabla 29: Clasificación de suelos por muestras	72
Tabla 30: Datos corte directo (T. Natural)	74

Tabla 31: Datos corte directo (T. Natural + 20% Cc)	76
Tabla 32: Datos corte directo (T. Natural + 25% Cc)	78
Tabla 33: Datos corte directo (T. Natural + 30% Cc)	80
Tabla 34: Cohesión y Ángulo de fricción por muestra	82
Tabla 35: Metrado de la edificación	83
Tabla 36: Resumen del metrado por piso	86
Tabla 37: Capacidad portante terreno natural	87
Tabla 38: Capacidad portante de S + 20 % Cc	88
Tabla 39: Capacidad portante de S + 25 % Cc	89
Tabla 40: Capacidad portante de S + 30 % Cc	90
Tabla 41: Resumen de capacidad portante	91
Tabla 42: Distribución de esfuerzo de carga y profundidad.	92
Tabla 43: Distribución de presión de la Edificación	92
Tabla 44: Profundidad de penetración de carga para terreno natural	93
Tabla 45: Profundidad de corte para S + 20 Cc (1.40 x 1.00 m)	94
Tabla 46: Profundidad de corte para S + 20 Cc (1.20m x 0.75 m)	95
Tabla 47: Profundidad de corte para S + 25 Cc (1.40m x 1.00 m)	95
Tabla 48: Profundidad de corte para S + 25 Cc (1.15m x 0.70 m)	96
Tabla 49: Profundidad de corte para S + 30 Cc (1.40m x 1.00 m)	97
Tabla 50: Profundidad de corte para S + 30 Cc (1.10m x 0.65 m)	97
Tabla 51: Profundidad de corte resumen (1.40 m x 1.00m)	148
Tabla 52: Profundidad de corte resumen (Dimensiones obtenidas en los diseños)	148
Tabla 53: Profundidad de corte resumen (Definitivo)	148
Tabla 54: Análisis de precios unitarios (Excavación h=1.60 m)	148
Tabla 55: Precio de excavación para zapata (T. Natural)	149
Tabla 56: Precio de excavación para zapata (S + 20 % Cc)	149
Tabla 57: Precio de excavación para zapata (S + 25 % Cc)	149
Tabla 58: Precio de excavación para zapata (S + 30 % Cc)	150
Tabla 59: Volumen total de concreto	150
Tabla 60: Análisis de precios unitarios (Concreto F'c= 280 kg/cm ²)	150
Tabla 61: Precio de concreto (1.40 m x 1.00 m)	151
Tabla 62: Precio de concreto (1.20 m x 0.75 m)	151
Tabla 63: Precio de concreto (1.15 m x 0.70 m)	152

Tabla 64: Precio de concreto (1.10 m x 0.65 m) _____	152
Tabla 65: Análisis de precios unitarios de encofrado y desencofrado de Zapatas _____	152
Tabla 66: Resumen de metrados de encofrado y desencofrado _____	153
Tabla 67: Precio de encofrado (1.40 m x 1.00 m) _____	153
Tabla 68: Precio de encofrado (1.20 m x 0.75 m) _____	153
Tabla 69: Precio de encofrado (1.15 m x 0.70 m) _____	153
Tabla 70: Precio de encofrado (1.10 m x 0.65 m) _____	153
Tabla 71: Análisis de precios unitarios de acero corrugado _____	154
Tabla 72: Resumen de metrado de acero _____	154
Tabla 73: Precio de acero (1.40 m x 1.00 m) _____	155
Tabla 74: Precio de acero (1.20 m x 0.75 m) _____	155
Tabla 75: Precio de acero (1.15 m x 0.70 m) _____	155
Tabla 76: Precio de acero (1.10 m x 0.65 m) _____	155
Tabla 77: Presupuesto terreno natural (1.40 m x 1.00 m) _____	156
Tabla 78: Presupuesto S + 20 % Cc (1.20 m x 0.75 m) _____	156
Tabla 79: Presupuesto S + 25 % Cc (1.15 m x 0.70 m) _____	156
Tabla 80: Presupuesto S + 30 % Cc (1.10 m x 0.65 m) _____	157
Tabla 81: Precio total por zapata _____	157

RESUMEN

En esta tesis se recolectaron datos de campo, para obtener 4 muestras la primera del terreno natural y las otras tres con diferentes porcentajes del producto en este caso cenizas de carbón, en el distrito de comas una zona anteriormente utilizada para la agricultura y ganadería; esta investigación es Cuantitativa - Experimental aplicada con fundamentos analíticos y empíricos por lo que se optó por utilizar formatos de recolección habitual para los ensayos de granulometría por tamices, límite líquido y plástico y corte directo, por los cuales se obtuvo figuras comparativas de cada dimensión para resaltar la influencia de las cenizas de carbón en el tipo de suelo y cimentación a través del metrado e una edificación multifamiliar como proyecto para la zona. Se determinó la influencia de las cenizas de carbón en la Granulometría, Contenido de humedad y Capacidad Portante del terreno fundación, asimismo, se determinó la profundidad de corte para cada Zapata la cual debe ser remplazada dependiendo la capacidad portante del terreno, dimensiones de la zapata y la distribución de pesos hacia las zapatas según la variación de presiones, de esta manera aplicando la teoría bulbo de presiones se obtuvo la profundidad bajo zapata extra que debió ser cortada y remplazada según su propia dosificación.

Palabras claves: Bulbo de presión, Capacidad portante, Cenizas de carbón, Granulometría, Límite.

ABSTRACT

In this thesis, field data were collected, to obtain 4 samples the first of the natural land and the other three with different percentages of the product in this case coal ashes, in the district of comas an area previously used for agriculture and livestock; This research is Quantitative - Experimental application with analytical and empirical foundations, so it was decided to use usual collection formats for sieve granulometry tests, liquid and plastic limit and direct cut, for which comparative figures of each dimension were obtained for highlight the influence of coal ashes on the type of soil and foundation through the metering of a multifamily building as a project for the area. The influence of coal ashes on the Granulometry, Moisture Content and Bearing Capacity of the foundation land was determined, likewise, the depth of cut for each Shoe was determined, which must be replaced depending on the bearing capacity of the ground, shoe dimensions and the distribution of weights to the shoes according to the variation of pressures, thus applying the pressure bulb theory, the depth under extra shoe was obtained, which had to be cut and replaced according to its own dosage.

Keywords: Bearing capacity, Carbon ashes, Granulometry, Limit, Pressure bulb.

I. INTRODUCCIÓN

La población mundial crece diariamente, según las estadísticas en 2007 eran 30 millones de habitantes a nivel mundial, actualmente se reporta que la tasa de natalidad es considerablemente mayor a la tasa de mortalidad, es por ello que ante el incremento poblacional se ha producido la expansión territorial de forma vertical, es decir edificios multifamiliares de más de 20 pisos, pero esto antiguamente no era así, la expansión era horizontalmente, entonces que sucedió para que se de este cambio, la explicación reside en la escases de terrenos.

En el Perú la migración de la costa y sierra hacia la capital va en aumento desde el Gobierno de Belaunde Terry, esto es lo que causo la venta de terrenos y actualmente la falta de ellos, las personas compran tierras verticalmente esperando tener un lugar propio, pero porque no crecen horizontalmente la explicación reside en la que los terrenos que quedan son en zonas de quebradas, con nivel freático alto, suelos con sulfatos, arenosos y/o arcillosos; y algunas personas no quieren arriesgarse a construir en un terreno inseguro de la misma manera, hay otras que construyen sin tener las medidas preventivas o mitigaciones dependiendo su zona y el tipo de suelo.

En Chosica la acentuación población en las riveras y cauce del rio se volvieron los protagonistas de diversos reportajes en canales de televisión, ya que como cada año esta zona se ve afectada por los huaicos, pero esto sucede básicamente porque las personas al no tener sustento ni lugares económicos y admitidos para construir sus viviendas, entonces optan por establecerse en zonas fáciles de invadir y creen que eso es lo mejor.

En el distrito de Comas, hace más de 40 años atrás existían pequeñas lagunas algunas superficiales y otras naturales, esto era para agricultura y ganadería de la zona, pero esto solo se daba en la parte baja en lo que actualmente es la Av. Túpac Amaru con los incas en dirección a la actual Av. Trapiche, continuando estas lagunas se secaron y en la actualidad toda esta zona está poblada por viviendas unifamiliares y multifamiliares de máximo 6 pisos. En algunas viviendas se han presentado problemas de salitre, asentamiento de viviendas, y en algunas partes cuando se excava para construir se encuentra el terreno natural húmedo.

La capacidad portante del suelo es la base de toda edificación que se pretenda construir, los suelos arenosos o limosos no son recomendables para viviendas que sobrepasen los 2 a 3 pisos, de la misma manera los suelos orgánicos no son recomendables por su alto contenido de minerales, entonces si un suelo entra en la clasificación de alguno de estos ejemplos, no sirve para construir una vivienda, bueno eso depende de la estabilización o mejoramiento que pueda darse para lograr el aumento de su capacidad portante, si bien es cierto estabilizar un suelo es un trabajo tedioso y en ocasiones costosos para la persona que desee construir de una manera segura; desde hace un tiempo se puede estabilizar un suelo limoso o arcilloso con cal, cemento, y otras materiales que son de fácil obtención pero usualmente esto se emplea para mejorar la sub-rasante o súbbase en pavimentaciones y se obtienen resultados favorecedores.

Este proyecto de investigación pretende abordar los antecedentes con respecto a la estabilización de suelo para sub-rasante y la estabilización de suelo con cimentaciones para lograr una nueva teoría que contribuiría a una mejora fácil y económica que podrá ser empleado en terrenos limosos y arcillosos.

Esta investigación tiene como objetivo comprobar si el uso de las cenizas de carbón como estabilizador en un terreno natural para lograr el aumento de su capacidad portante y se vuelva un suelo apto para resistir la carga de una vivienda multifamiliar de 4 pisos mitigando los problemas actuales y previniendo problemas futuros de los habitantes de la zona.

Para esta investigación se necesita principalmente datos de laboratorio y datos en campo, así como, un amplio conocimiento sobre geotecnia aplicada, y cimentaciones superficiales para lo cual se cuenta con el asesoramiento adecuado y la pre información recibida durante el periodo de estudio en Ingeniería Civil. Además, se tiene el propósito de dar una nueva visión a la estabilización de suelos para sectores pobres y de manera fácil, no se pretende resolver el problema de todos los tipos de suelos, pero si dar un aporte que beneficiará a ciertos propietarios de bajos recursos.

Quezada (2017). En su tesis para optar al título de Ingeniero Civil titulada "*Estudio comparativo de la estabilización de suelos arcillosos con valvas de moluscos para pavimentación*" de la Universidad de Piura. La finalidad de esta investigación es realizar

una propuesta mediante la evaluación para el uso de moluscos o valvas trituradas en un intervalo pequeño de hasta 2 mm, como agregado para ser usado en la estabilización de un suelo arcilloso. Para ello se debe evaluar la efectividad de estos residuos en una condición distinta de limpieza, esto se basa en tesis pasadas donde se implementó la modalidad de limpiar los residuos de conchas antes de su uso, sin embargo, la presente investigación propone usar los residuos, tal cual son naturalmente y probablemente se obtenga mejores resultados, ya que existe más de 1000 m³ de residuos acumulados en los botaderos que son desperdicios sin ningún uso en la actualidad, de esta manera dejarían de ocupar espacio que podría llegar a tener un mejor aprovechamiento; logrando una solución ante la presencia de la contaminación que se genera actualmente, de igual manera esta propuesta es eficaz y de accesibilidad económica para la construcción. La metodología de esta investigación cualitativa experimental, población fueron los pavimentos seleccionados en Piura y la muestra las conchas de abanico. En síntesis se tuvo como resultado final que el uso de las valvas de molusco con desperdicio tiene un efecto positivo cuando se quiere usar para estabilizar una subrasante clasificada como arcillosa en un pavimento, porque mientras el porcentaje de valva, se elevaba la mezcla con suelo, aumentaba la densidad seca y disminuía el óptimo contenido de humedad para la plasticidad, expansión y absorción capilar, compactación, lo que genera que aumente el CBR de dicho suelo arcilloso y se vuelva un suelo reductible al agua. En esta experimentación, la concha de abanico ofrece un mejor desempeño que la concha pico de pato al parecer por su dureza.

Bazán (2016), en la revista Informe de la construcción en su artículo titulado “*Fundaciones poco profundas*” de la editorial Casa del constructor Magazine, la cual informa que existen diferencias entre los suelos superficiales y profundos con el cual da un claro ejemplo de que estos pueden ser totalmente diferentes, es por ello que se enfoca en lo siguiente: El punto es que la línea de escarcha puede ser manejada y, con la comprensión adecuada de que causa las heladas y cómo controlarlas, los constructores pueden reducir considerablemente la profundidad requerida de una base y ahorrarse miles de dólares. Tres factores contribuyen a la formación de escarcha: la composición del suelo, la cantidad de agua en el suelo y la temperatura del suelo. Los primeros dos factores están relacionados porque la cantidad de agua disponible para la congelación está determinada en gran medida por la composición del suelo. El suelo que drena fácilmente contiene menos agua, y por lo tanto reduce el riesgo de heladas. Los controles de humedad deben estar colocados en un buen drenaje lejos de la

casa, las canaletas deben estar correctamente instaladas y los desagües empapados en grava, además un constructor puede reemplazar el suelo susceptible a las heladas, como arcilla y limo, con material no sensible a las heladas como la grava. Esto se puede hacer por debajo de la pared de la cimentación, así como en la cara vertical.

Revista Geotecnia 226 (2015) teniendo como título de portada ***“Túneles en Roca”*** da breves reseñas y antecedentes de lo que es una estabilización de suelo como base a la perforación de túneles en distintos suelos, respaldada por Reunión Nación de Mecánica de Suelos e Ingeniería XXVI. El proceso de estabilización del suelo se refiere a cambiar las propiedades físicas del suelo para mejorar su resistencia, durabilidad u otras cualidades. Por lo general, esto es importante para la construcción de carreteras y otras preocupaciones relacionadas con la construcción y el mantenimiento de la infraestructura. El suelo que se ha estabilizado tendrá una capacidad de carga de peso enormemente mejorada, y también será significativamente más resistente a los daños causados por el agua, las heladas o las condiciones de inclemencias. Se han realizado diferentes tipos de estabilización del suelo durante miles de años; No fue mucho tiempo después de que se desarrollaron las carreteras que los ingenieros primitivos comenzaron a buscar formas de mejorarlos. Los tres tipos aún se emplean en proyectos de construcción en todo el mundo, aunque las soluciones basadas en polímeros ofrecidas por firmas están ganando terreno rápidamente debido a los ahorros en costos, la facilidad de uso, los beneficios ambientales y otras ventajas significativas. Traen a la mesa sobre los tipos de estabilización de suelo más tradicionales. y sus innovadores productos basados en polímeros están ayudando a las organizaciones a revolucionar la forma en que construyen su infraestructura. Cuando se trata de los diferentes métodos de estabilización del suelo, combine esto con sus otras innovaciones, como su iniciativa de seguridad Vial y su programa de administración de activos de RMS, y la elección de con quién trabajar para sus necesidades de infraestructura se hace clara.

Carrasco (2018), en su tesis para optar por el grado de bachiller titulada ***“Planteamiento del mejoramiento del suelo empleando relleno fluido para la construcción de los edificios multifamiliares en la obra casa club recrea “los nogales”, Distrito de El Agustino, lima”*** en la Universidad Nacional de Ingeniería. El objetivo de esta investigación es Plantear la mejora del suelo empleando el relleno fluido como base de cimentación para vivienda de edificios multifamiliares del proyecto Casa Club Recrea Los Nogales, y específicamente son

describir la experiencia de la obra Casa Club Recrea Los Nogales, donde se aplicó el relleno fluido satisfactoriamente, optimizar la productividad en el vaciado del relleno fluido, evaluar los beneficios del método de mejoramiento de suelos empleando relleno fluido y determinar si puede llegar a ser una alternativa factible para cumplir los tiempos de entrega para posteriores proyectos. En síntesis, se llegó a la conclusión de que los rellenos fluidos son una solución oportuna y contiene muchas ventajas para esta rama de obras civiles; es por ello que constituyen una buena opción que debe ser considerada y evaluada, para así, tener en cuenta la viabilidad económica para estabilizar un suelo mezclado con cemento y fluido, en una comparación se puede denotar que frente al de un relleno granular y demás formas de métodos más complejos y costosos compensado por los beneficios que se aprecian en su uso, siendo menores los costos globales en muchos casos, entre estos beneficios se pueden destacar la facilidad de colocación en obra, no necesitan compactación, la homogeneidad y sobre todo la seguridad que asume y acepta su comportamiento a largo plazo.

Cubas, Kevin (2016), en su tesis para optar al grado de ingeniero civil titulado ***“Evaluación de las cenizas de carbón para la estabilización de suelos mediante activación alcalina y aplicación en carreteras no pavimentadas”*** en la Universidad Señor de Sipán, el objetivo de este proyecto de investigación es evaluar la aplicación de las cenizas de carbón en su forma vegetal para estabilizar suelos mediante activación alcalina en carreteras no pavimentadas y específicamente determinar sus propiedades mecánicas, a través de ensayos por deformación unitaria (Zapatas) y por la carga de mezclas mejoradas con cenizas de carbón y activación alcalina para así, evaluar las consecuencias de temperatura y tiempo de curado sobre la resistencia de las mezclas en proporciones y porcentajes, de esta manera se podrá delimitar las mejores condiciones para su aplicación en vías como avenidas principales y jirones. Esta investigación fue de tipo cuantitativo. Casual y experimental, con una población considerada en esta tesis como los suelos arenosos y arcillosos en determinados puntos del Departamento de Lambayeque con un muestreo no probabilístico que tendrá como criterio de selección las características y especificaciones técnicas de los suelos. Finalmente, esta tesis concluyó que las CV muestra son las que mejor reaccionaron y obtienen buenos resultados ante el tratamiento de suelos arenosos y arcillosos por el alto contenido de óxido de silicio que están asociados a la producción de cerámicos.

Berrocal (2015) en su trabajo de titulación para optar el grado como magister en ciencias en la mención de ingeniería geotécnica titulada “Métodos *analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo*” de la Universidad Nacional de Ingeniería. La finalidad de esta investigación es resaltar factores y conceptos relacionados con las cimentaciones superficiales y asumir un modelo que incluya la estructura de cimentación con el suelo, lo cual se sustenta empleando para este caso métodos de manera analítica y datos empíricos con el efecto de reunir criterios que complementan el trayecto del análisis teniendo en cuenta su comportamiento y a ambos elementos. De dichos conceptos desarrollados en la tesis presentada se evidencia las limitaciones que se conllevan en la investigación para conocer la mecánica de interacción, los esfuerzos y desplazamientos durante el interfaz de dos componentes con propiedades diferentes que son requeridas para el diseño y obteniendo los procedimientos analíticos menores difundidos y con poca o nula aplicación en el medio. Las aplicaciones numéricas que requieran de otras herramientas que sean de poca difusión y uso no cotidiano.

Castro (2017), en su tesis para optar por el grado de Ingeniero Civil titulada “*Estabilización de suelos arcillosos con ceniza de cascara de arroz para el mejoramiento de subrasante*” en la Universidad Nacional de Ingeniería, cuyo objetivo general fue evaluar si la ceniza de cáscara de arroz puede ser utilizada con un producto estabilizante de los suelos arcillosos empleándolos a nivel de subrasante de un pavimento, y como específicos realizar ensayos del suelo arcilloso natural a estudiar y lograr obtener estándares de los suelos arcillosos con diferentes porcentajes de adición de ceniza de cáscara de arroz, para encontrar el valor o valores óptimos para que pueda aumentar su resistencia. Esta investigación es de tipo Experimental con una muestra tomada de un suelo arcilloso en el distrito dado y la población de alrededores. Esta tesis concluye que Las características de compactación mostraron una disminución de la densidad seca máxima y un aumento del contenido óptimo de humedad con el aumento del porcentaje de contenido de cenizas de cáscara de arroz debido a la influencia de la ceniza de cáscara de arroz, os resultados de materia orgánica demuestran que los materiales poseen menos del 3% por lo que son factibles para usarlos en el proceso de estabilización y las cenizas de cáscara de arroz inhiben el carácter expansivo del suelo a medida que se incrementa el contenido de ceniza de cáscara de arroz llegando hasta valores de 0% de expansión.

Pérez (2015). En su investigación para optar el grado de magister en ciencias en ingeniería geotécnica en la universidad nacional de ingeniería titulada "*Estabilización de suelos arcillosos con cenizas de carbón para su uso como subrasante mejorada y/o sub base de pavimentos*", esta investigación tuvo como objetivo general evaluar las propiedades y características físicas, químicas y mecánicas de un suelo antes de ser estabilizado, con las cenizas de carbón como producto estabilizante y como resultado de la mezcla suelo y ceniza que a través de los ensayos de laboratorio son comprobados; esta es una tesis experimental en la se inició con la obtención de las muestras tomadas en campo para investigar. el suelo que se obtuvo de la ciudad de villa rica, provincia de Oxapampa y departamento de Pasco, km. 132 de la carretera Villa rica – puerto Bermúdez; recolectando más de 800 kg de material arcilloso y de igual manera la ciudad en Ilo se recolectó una muestra producto de la central termoeléctrica de Ilo; recolectándose alrededor de 500 kg de ceniza volante. por último, se puedo concluir que las cenizas volantes funcionan como aditivo inhibidor de algunas propiedades expansivas del material, pero para lograrlo se debe adicionar ciertos porcentajes altos. Esto es en el caso de la arcilla expansiva con un promedio mayor a 20%; el producto empleado que sería la ceniza volante como materia prima es una ceniza tipo f.

Jurado and Clavijo (2016). In his thesis to opt for the degree of Civil Engineer at the Catholic University of Ecuador entitled "*Soil Stabilization with Type Mh Cement to Improve the Physical and Mechanical Characteristics of the Material xe Subsoil of the Workshops Area and Carports of the Plmq, Sector Quitumbe* ", Whose objective is to achieve the improvement of the physical and mechanical characteristics of the soil obtained is the manual excavation of ditches of the workshops and garages of the area, by which, results will be obtained through the mixing of different dosages of cement. As specific objectives, it has to implement the characterization of the excavation material from the aforementioned area, through the Soil Classification tests and the SUCS and AASHTO standards, as well as to determine the maximum dry density of the soil mixed with this material and the optimum moisture content of the different mixtures by compaction tests, Finally, it is intended to determine the intervals of resistance to the cutting of the soil in its natural state as well as for each of the soil-cement dosages, by means of the unconsolidated triaxial test. In synthesis, it was possible to determine the resistance to simple compression in soil test pieces with cement for each of the dosages. The durability of this mixture was carried out in both dry and wet conditions for each of the dosages to be made. The soil analyzed up to the 3.50 m

depth investigated, is made up of clayey sandy loam of plasticity, type ML-CL and ML, according to the SUCS classification system; and, by fine material type A-4 (IG: 1-3) according to the AASHTO, the maximum dry density decreases by 0.3% for the dosage of 6% cement compared to natural soil and increases up to 1.8% as that increases the amount of cement up to 15% with respect to natural soil, optimal humidity grows 6.6% in relation to natural soil for a cement content of 9% and decreases 5.8% as the percentage of cement increases to the value of 15% y The cohesion of the soil mixed with cement presents an increasing tendency when the content of cement increases up to percentages of 15%, improving by 780% with respect to the cohesion of the natural soil in the Triaxial UU test. Esta investigación tuvo como objetivo lograr la mejora de las características físicas y mecánicas del suelo obtenido es la excavación manual de zanjas de los talleres y garajes de la zona, mediante los cuales se obtendrán resultados mediante la mezcla de diferentes dosis de cemento. Además, fue posible determinar la resistencia a la compresión simple en piezas de prueba de suelo con cemento para cada una de las dosis. La durabilidad de esta mezcla se llevó a cabo en condiciones tanto secas como húmedas para cada una de las dosis a realizar, la densidad seca máxima disminuye en un 0,3% para la dosis de 6% de cemento en comparación con el suelo natural y aumenta hasta el 1,8%.

Entidhar (2016). En su tesis para optar por el grado de Doctor en Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundamentos en Lulea Universidad Tecnológica titulada “*Análisis de fundaciones poco profundas en tres regiones diferentes en Irak*”. Cuyo objetivo fue Evaluaciones geotécnicas para definir las propiedades físicas y mecánicas del suelo en las áreas de estudio, verificar la presión base y los asentamientos en cimientos de edificaciones poco profundas en las áreas de estudio utilizando los programas adecuados y evaluar las tensiones del suelo de los edificios construidos por el nuevo sustentable sugerido Material (ladrillos triturados en la mezcla de concreto) que se utilizará para las áreas de estudio. Los resultados de las evaluaciones geotécnicas para el suelo de la mayoría de las áreas exploradas en la región de Mosul (norte de Irak) fueron arcillosos, excepto en un sitio donde se encontró arena limosa. Los suelos de los sitios explorados se clasifican como arcilla con baja plasticidad (CL) para las capas superiores y arcilla con alta plasticidad (CH) para las capas inferiores. El suelo se caracteriza por su alta a mediana plasticidad. Para la mayoría de los sitios investigados, el nivel de agua subterránea era profundo. En la región de Bagdad (centro de Irak), el suelo de los sitios explorados está compuesto por capas de arcilla limosa (media

a rígida (CL)), seguida de arena limosa, limo arenoso con capa media a dura (CH) y las capas inferiores son Arena muy densa (ML, SM). La plasticidad del suelo en Bagdad es media. La profundidad del agua subterránea estaba entre 1,20 y 8 m por debajo de la superficie del suelo. En la región de Basora (sur de Irak), el suelo en los sitios estudiados se puede dividir en dos grupos. El primer grupo consiste en una capa superior del suelo de limo arcilloso de dureza media a dura (CL-CH), seguida de una capa de arena de limo rígida mediana (SM) y finalmente una capa de arena de limo densa a muy densa (SM). El segundo grupo, las capas superiores del suelo son de limo medio rígido a blando (ML) y las capas inferiores de limo rígido a muy rígido (ML). La plasticidad del suelo de Basora era media a baja y la profundidad del agua subterránea era de 0,8 a 10 m por debajo del nivel del suelo.

Hernández Mejía y Zelaya (2016), in his thesis to opt for the degree of Civil Engineer at the University of El Salvador entitled "*Proposal for stabilization of clay soils for application in rigid pavements in the eastern multidisciplinary faculty of the University of El Salvador*", This research aimed to evaluate the improvement of soil stabilized with lime as its stabilizing product, to be used as a subgrade of rigid pavements in a faculty of the University of El Salvador; Likewise, it is intended to determine the optimum percentages of lime that can achieve that the clayey soil meets the normal standards of a resistant soil so that it can be used in the construction of a road infrastructure of rigid pavements. This investigation is of Quantitative - Experimental type with a population of clay soils and the sample was the soil that was on the outskirts of the university. Finally it was concluded that already with the mixed and stabilized soil it can be affirmed that in its natural state it is not considered apt to be used as a layer for rigid paving, however, according to what is established by the American center for pavement design manual. shows that there is a correlation between the classification of soils and their value of support from California CBR in which it considers that values lower than CBR of 10 are taken as a subgrade of poor quality, based on this a value of CBR 1.93 was obtained, it means that the subgrade material was improved and that now it is a viable floor for the implementation of rigid pavement, confirming that the material with soil-lime at 5% is feasible.

Esta investigación se basó en evaluar la mejora del suelo estabilizado con cal como su producto estabilizador, para ser utilizado como un subsuelo de pavimentos rígidos, asimismo, se pretende determinar los porcentajes óptimos de cal que pueden lograr que el suelo arcilloso cumpla con los estándares normales de un suelo resistente para que pueda

utilizarse en la construcción de una infraestructura vial de pavimentos rígidos. En esta tesis se puede concluir que ya con el suelo mixto y estabilizado se puede afirmar que, en su estado natural, no se considera apto para ser utilizado como una capa para pavimentos rígidos, sin embargo, según lo establecido por el centro estadounidense para el diseño de pavimentos.

Morales (2015), in his thesis for the title of Civil Engineer entitled "*Valuation of coal ashes for the stabilization of soils through alkaline activation and its use on unpaved roads*" at the University of Medellin. The general objective of this research is to analyze the effect of the curing method with respect to the mechanical behavior of soil mixtures added with carbon ash and alkaline activated; in order to determine a better condition for its use on roads that are not yet paved. This thesis was of a quantitative - experimental type with a population that will be applied to all of Colombia, and a sample of the unpaved roads of the Aluna district. Finally, it was concluded that the Arenilla did not obtain satisfactory results when combined with Cv in any condition, this means that this component derived from the sand influences in some way so that the improvement of the soil can not be given, but it obtained better results when temperatures between 40 ° C and 50 ° C were used in their humid soil condition, reaching the order of 350 kPa, being a truly satisfactory result for a UCS test in a sandy soil since the properties were favored in more than fivefold , which reaffirms that the presence of cementing material by effect in the ash and the mixtures of Clay with Cv with sodium hydroxide concentrations of 3.5 m obtained the best conditions at a humidity greater than 95% when subjected to a temperature between 40 ° C and 50 ° C, reaching the order of 270 kPa, however, when comparing the standard results with Sodium hydroxide vs CC Sifted vs CColtejer, it is observed that the use of Cv has an effect negative in all conditions of curing, so it is recommended to conduct studies with higher dosages of CC, perform a screening by a larger mesh to filter the amount of unburned.

El objetivo esta investigación es analizar el efecto del método de curado con respecto al comportamiento mecánico de las mezclas de suelo agregadas con cenizas de carbono y alcalinas activadas y así determinar una mejor condición para su uso en carreteras que aún no están pavimentadas. Se concluyó que la Arenilla no obtuvo resultados satisfactorios cuando se combinó con Cv en cualquier condición, esto significa que este componente derivado de la arena influye de alguna manera para que no se pueda dar la mejora del suelo, pero se obtuvo mejor resultados cuando se utilizaron temperaturas entre 40 ° C y 50 ° C en su condición de suelo húmedo, alcanzando el orden de 350 kPa, siendo un resultado

verdaderamente satisfactorio para una prueba de UCS en un suelo arenoso ya que las propiedades se favorecieron en más de cinco veces, lo que reafirma que la presencia de material de cementación por efecto en la ceniza y las mezclas de arcilla con Cv con concentraciones de hidróxido de sodio de 3.5 m obtuvieron las mejores condiciones con una humedad superior al 95% cuando se sometieron a una temperatura entre 40 ° C y 50 ° C.

Cañar (2017), *in the thesis obtaining the title of civil engineer entitled "Comparative analysis of the resistance to cut and stabilization of fine sandy and clayey soils combined with coal ash"* of the Technical University of Ambato, Ecuador, whose objective was to evaluate the results of resistance to the cut between the fine sandy and clayey soils, and the mechanical behavior of the stabilizations of the fine sandy and clayey soils with coal ash, in order to determine the best conditions for its use in addition, to determine by CBR tests the bearing capacity of the soils and their respective differences between the mixtures, identify which of the two soils responds better to this type of stabilization for use as subgrade and evaluate the effects of moisture on the resistance of the mixtures for the use of a sub-grade. The research used in this project was experimental - Descriptive, explanatory and exploratory, for this reason laboratory tests were carried out, such as granulometry tests, consistency, compaction, with the purpose of determining an increase in the carrying capacity of soils and their resistance to cut, the population was based on geological maps of soils of Ecuador, the type of soil was determined depending on the place to be extracted and the sample. Several kilograms were taken for each type of soil. It was concluded that the addition of coal ash favorably influences expansive soils such as clay, forming a compact mass and increasing the degree of compaction and therefore improving its CBR and the shear strength additionally, the use of coal ash improves the physical properties of fine clay and sandy soils decreases the moisture in the clays and increases its compactness in sandy soils, but this requires high percentages of coal ash.

Esta investigación tiene como objetivo evaluar los resultados de la resistencia al corte entre los suelos arenosos finos y arcillosos, y el comportamiento mecánico de las estabilizaciones de los suelos arenosos y arcillosos finos con cenizas de carbón, para determinar además las mejores condiciones para su uso, para determinar por CBR. Prueba la capacidad de carga de los suelos y sus respectivas diferencias entre las mezclas. Se concluyó que la adición de cenizas de carbón influye favorablemente en los suelos expansivos, como la arcilla, formando una masa compacta y aumentando el grado de compactación y, por lo tanto,

mejorando su CBR y la resistencia al corte. Además, el uso de cenizas de carbón mejora las propiedades físicas de la arcilla fina. y los suelos arenosos disminuyen la humedad en las arcillas y aumentan su compacidad en los suelos arenosos, pero esto requiere altos porcentajes de cenizas de carbón.

Geiman (2017). *“Estabilización de subgrupos de arcilla blanda en el laboratorio de la fase I de Virginia”*, tesis presentada a la Facultad del Instituto Politécnico de Virginia y la Universidad Estatal en cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de Maestría en Ciencias en Ingeniería Civil. Esta investigación proporciona información sobre qué estabilizadores son más efectivos para estabilizar los suelos blandos que se encuentran comúnmente en Virginia. Este informe no pretende reemplazar las pruebas de laboratorio en proyectos específicos; sin embargo, se puede usar como una guía para ayudar a seleccionar un tipo y cantidad de estabilizador apropiado según las propiedades del suelo y la resistencia deseada. Además, el procedimiento de laboratorio desarrollado para esta investigación puede utilizarse para ayudar a evaluar suelos específicos para proyectos específicos. El propósito principal de esta investigación es analizar un conjunto de estabilizadores tradicionales y no tradicionales contra tres suelos de Virginia que hayan causado problemas durante la construcción o que hayan resultado en un desempeño deficiente en el servicio. Los estabilizadores seleccionados son: cal viva, cal hidratada, cal granulada, cemento, lignosulfonato, polímero sintético, cloruro de magnesio y un estabilizador cementoso patentado. Finalmente, se puede concluir que los estabilizadores secos, incluida la cal, el cemento Portland y el estabilizador cementoso patentado, fueron mucho más efectivos que los estabilizadores líquidos para aumentar la resistencia de los suelos sometidos a prueba, el tratamiento con cemento Portland produjo la mayor resistencia, el cementoso patentado. El estabilizador fue más efectivo para aumentar la resistencia de los suelos analizados que los estabilizadores de la cal. Para tasas de dosificación bajas, el tratamiento con el estabilizador cementoso patentado y el cemento lograron resistencias comparables.

Villalobos (2015) Tesis presentada por la oficina de Investigación y Estudios de Posgrado en cumplimiento de los requisitos del Grado de Maestría en Ciencias en Ingeniería Civil. *“Análisis teórico y experimental de la capacidad de carga de fondos superficiales en suelos sin cohesión”*. Por lo tanto, los objetivos de esta tesis son expandir la base de datos experimentales de las pruebas de capacidad de carga en arena, particularmente para ángulos

de fricción interna mayores a 40° debido a que para este rango la información es escasa y se encuentran las principales diferencias en los valores de $N\gamma$. Como objetivo adicional, este estudio realiza una revisión crítica de las teorías clásicas de la capacidad de carga a la luz de los resultados experimentales aquí obtenidos. La principal contribución de esta tesis es obtener un conjunto de datos experimentales correspondientes a las pruebas de la capacidad de carga final en zapatas poco profundas en un suelo arenoso con el fin de analizar y comparar las diferentes teorías clásicas existentes. Como parte de la secuencia de prueba, se diseñó, construyó y operó un equipo capaz de formar muestras de gran tamaño mediante la técnica de pluviación. Además, las lecturas del anillo de carga y el registro de datos se registraron después de cada incremento de carga. Los asentamientos de la base fueron el promedio de las deflexiones medidas por el LVDT. Si bien las pruebas se realizaron en arena seca, el equipo tiene una válvula de drenaje que permitirá en el futuro realizar pruebas similares en suelos arenosos saturados. Las zapatas de prueba eran placas circulares rígidas de 5, 7,5 y 10 cm de diámetro, y un plato rectangular rígido de 6cm de ancho y 30cm de largo. La condición de fondo liso correspondió al acero mecanizado sin ningún tratamiento para obtener una menor fricción. Se considera no necesario el uso de aceites o lubricadores porque en el tiempo pueden afectar las pruebas del suelo. Con respecto a la superficie rugosa, esto se obtuvo mediante un papel de lija metálico N°40 pegado a la parte inferior de la placa de prueba.

Hinrichsen (2015). In his thesis to qualify for the Civil Engineer in Civil Works titled "*Study of soil behavior stabilized with salt: against the action of water, for different mixtures*" of the Universidad Austral de Chile. The objective of this work of memory is to study the stabilization of roads with salt and see their behavior with different ways of adding salt. Specifically, the aim of this work is to experiment in the Valdivia Region with dosed granular binders with a maximum size of 2 "in order to have more evaluation history in the stabilization of soils with salt. The methodology of this research is experimental correlational soil type with salt and related to other aggregate elements, with a population of all areas close to clay soils and with the presence of dust, the sample was from the floor of the Santa Clara Avenue in the district of Punta Arenas. We can conclude that stabilization with salt is an excellent dusting, its application in the city of Valdivia in the summer season with a granular soil of 2 "diameter at most would have an excellent result according to laboratory results, but with the beginning of the first rains we would have problems. Therefore, the

maintenance of the road would be periodic, thus increasing the cost of construction, becoming more economical the alternative to stabilize with a simple Surface treatment instead of stabilizing with salt, if the forecast period of operation is more than 10 years.

El objetivo de este trabajo es estudiar la estabilización de las carreteras con sal y ver su comportamiento con diferentes formas de agregar sal. Específicamente, el objetivo de este trabajo es experimentar en la Región de Valdivia con aglomerantes granulares dosificados con un tamaño máximo de 2 "para tener más antecedentes de evaluación en la estabilización de suelos con sal y en relación con otros elementos agregados. Podemos concluir que esta estabilización con sal tuvo resultados excelentes, su aplicación en la ciudad de Valdivia en la temporada de verano con un suelo granular de 2 "de diámetro como máximo tendría un resultado excelente según los resultados de laboratorio, pero con el comienzo de las primeras lluvias tendríamos problemas

Fathi Mohamed (2016) Tesis presentada a la facultad de graduados En cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de Doctor en Filosofía en Ingeniería *Civil "Capacidad de carga y comportamiento de asentamiento de zapatas sometidas a condiciones de carga estática y sísmica en suelos arenosos insaturados"* Universidad de Ottawa Ottawa, Ontario, Canadá. El objetivo de esta investigación es diseñar un equipo que se pueda usar para investigaciones de capacidad de carga y comportamiento de asentamiento utilizando zapatas tanto en arenas saturadas como insaturadas, teniendo en cuenta la influencia de la succión matricial, la dilatación y la sobrecarga, proponer una ecuación general para interpretar la capacidad de carga de los cimientos poco profundos en arenas que se encuentran en un estado de condición insaturada, proponer una ecuación semi-empírica para estimar la variación de la capacidad de carga con respecto a la succión matricial utilizando los parámetros de resistencia al corte y la curva característica del agua del suelo y Diseñar y construir un FLSB para investigar el comportamiento de la zapata modelo colocada en un suelo arenoso saturado e insaturado sometido a una carga sísmica. El Schmertmann et al. (1978) el método se usa convencionalmente para estimar los asentamientos elásticos en suelos arenosos a partir de los resultados de los CPT utilizando un factor de correlación sin importar la condición de la arena (saturada o insaturada). Varios estudios reportados en la literatura geotécnica han demostrado que los asentamientos estimados que utilizan este método son generalmente de dos a tres veces más altos que los valores de asentamiento medidos. Dos razones clave asociadas con las discrepancias pueden deberse a no tener en cuenta la

influencia de la succión matricial o la densidad relativa de los suelos arenosos. La investigación experimental realizada en esta investigación con modelos PLT mostró que el asentamiento de cimientos poco profundos ubicados sobre el nivel freático es menor, ya que la arena está en condiciones insaturadas. Se proponen relaciones simples para correlacionar la resistencia del cono al módulo de elasticidad utilizando los resultados de CPT. La ecuación modificada utilizando las relaciones propuestas proporcionan estimaciones confiables del asentamiento en el rango de 0 a 25 mm (es decir, asentamiento permisible) para las zapatas de poca profundidad in situ a escala completa en arenas, tanto en condiciones de arena saturada como no saturada. La técnica basada en CPT propuesta es simple, confiable y consistente con los métodos utilizados para la estimación de los asentamientos de cimientos en arenas por los ingenieros.

In this article entitled of the concepts of reliability structure of strength “*Factors forms for the geotechnical design of foundations within the framework of the LRFD method*”. In view of high uncertainties in soil and rock properties, and in the limited number of full-scale load tests, We have employed a simple procedure, called the bias method, to illustrate the calculation of reliability factors in reliability. When the number of tests is not large enough, say 50 or more, the results of the bias method are sufficiently precise. Otherwise, our study on the influence of the amount of data indicates that corrections are required to take into account the small sample size. Using the Monte Carlo simulation, we find that the resistance factors, the corresponding response, the distribution of the normal probability, and, on this basis, we have obtained equations to estimate the statistical parameters of the function of n. Then we have illustrated how these parameters can be used to estimate resistance factors and to sea with a statistical approach classic or by a Bayesian approach. What we have tried to illustrate in this paper is that the probabilistic studies, although limited, allow us to use the available data to quantitatively evaluate the different methods of analysis and design of foundations.

El análisis dado en este artículo hace un enfoque comparativo sobre las maneras de habilitar y comprobar la resistencia de cimentaciones superficiales, así mismo, se dan parámetros que pueden ser la base del diseño de cimentaciones, abarca diferentes métodos numéricos de comprobación con la cual se han realizado otras investigaciones.

Chagoyen y Cabrera (2015), in this article entitled *"Rectangular Shallow Foundations Optimal Design. Formulation"* of the Construction Magazine in Santa Clara, Cuba. The optimization seeks to indicate quantitatively and qualitatively with a truly objective and scientific basis, which is the best solution for a given problem. The methodological principle of the same lies in modeling mathematically the main features and characteristics that define the qualities of engineering problems, as well as behavioral, technological, ecological restrictions, etc. to which they are subjected, and then, by means of an algorithm or mathematical method, to find what is the most appropriate (optimal) answer or solution. There is a lot of scientific literature on the topic of optimization of various structural elements, however, there is still very much little about the optimization of superficial foundations and in Cuba previous work has been done in the subject, but not with the level of current knowledge on geotechnical and structural design, nor the formulation of the optimal design of foundations on a scientific basis in all cases. If it is taken into account that the design of isolated rectangular surface foundations, which are still the most used typology, as the support indicated for skeleton-type superstructures (also the most frequent in practice), represents direct costs in some structures that exceed 25% of the total cost, while in other countries that indicator ranges from 15% to 25%. Finally, there are also no elaborate recommendations for the geotechnical and structural design of superficial foundations tending to minimize the cost of this element during the design stage.

Del artículo mencionado se puede concluir que el diseño de cimentaciones rectangulares y de cualquier otro tipo de cimentación depende directamente de los cálculos matemáticos y de las características del suelo, es por ello que el artículo menciona las maneras existentes y comprobadas con las que se puede diseñar estas cimentaciones superficiales.

Ortiz (2016), in the article entitled *"Pathologies in the foundations of the magazine Reports of Construction in Madrid" Funded by the Geometry Lab of CEDEX* and by the Higher Council of Scientific Research tells us about factors that affect a soil: The terrain, with its deformability and resistance, is a downward extension of the structures. In a global conception, it can be said that the ground of foundation is part of or is incorporated into the structure. Because of its impact on the efforts, it should receive the same attention in design and construction control as the rest of the structural elements. But, often, this does not happen. This is partly due to the fact that the land is not a homogeneous material nor manufactured by man in an industrial or semi-industrial process, under quality control, like

the other structural elements. It is a material with which you have to tell how it is; usually heterogeneous and erratic in nature. In order to take it into account, it is necessary to know its properties, which is only possible in a very partial way. The determination of these properties is difficult. The soil is a three-phase material (solid particles and pores or voids, filled with air and water) and clastic. The properties of the same cohesive soil would vary widely depending on the relative proportions of water and air in the pores. The resistance and deformability of a non-cohesive soil depend basically on its density, which is a consequence of how its particles are grouped, and, for the same soil, they can move between very wide limits. The ground is far from being an elastic material; its response to foundation loads is fundamentally unelastic and difficult to foresee.

En este artículo se hace referencia a la innovación de productos para el ámbito de la construcción, sin embargo, se hace un énfasis en la necesidad de explorar con diversos productos de origen industrial o natural para la construcción, implementación y ámbitos relacionados con la ingeniería civil.

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (2015), CEDEX en la Revista Ingeniería civil con periodicidad titulada ***“Suelos y cal una mezcla con beneficios novedosos”*** : Trimestral en España argumenta e informa que: La cal apagada es muy eficaz en el tratamiento de suelos arcillosos plásticos pesados. La cal se puede usar sola o en combinación con cemento, betún o cenizas volantes. Los suelos arenosos también se pueden estabilizar con estas combinaciones. La cal se ha utilizado principalmente para estabilizar las bases de carreteras y la subrasante; la cal cambia la naturaleza de la capa adsorbida y proporciona acción puzolánica. El índice de plasticidad de los suelos altamente plásticos se reduce al agregar cal con el suelo. Hay un aumento en el contenido óptimo de agua y una disminución en la densidad compactada máxima y la resistencia y la durabilidad del suelo aumenta. Normalmente, puede requerirse de 2 a 8% de cal para suelos de grano grueso y de 5 a 8% de cal para suelos plásticos. La cantidad de cenizas volantes como aditivo puede variar de 8 a 20% del peso del suelo. El cloruro de calcio, que es higroscópico y deliquescente, se utiliza como aditivo que retiene el agua en las bases y superficies de suelo estabilizadas mecánicamente. La presión de vapor disminuye, la tensión superficial aumenta y la tasa de evaporación disminuye. El punto de congelación del agua pura se reduce y da lugar a la prevención o reducción del movimiento de las heladas. Al deprimir la doble capa eléctrica, la sal reduce la absorción de agua y, por lo tanto, la pérdida de resistencia de los

suelos de grano fino. El cloruro de calcio actúa como un suelo flocculante y facilita la compactación. La aplicación frecuente de cloruro de calcio puede ser necesaria para compensar la pérdida de químicos por acción de lixiviación. Para que la sal sea efectiva, la humedad relativa de la atmósfera debe estar por encima del 30%.

La estabilización de Suelo con el paso del tiempo, los estabilizadores tradicionales como la cal y el cemento han sido frecuentemente estudiados y experimentados su efectividad fue comprobada, sin embargo, la innovación es algo que se debe dar en el campo de la ingeniería, es por ello, que se debe experimentar con materiales no convencionales para la aportación. (Torrente,2015, p.43)

Con respecto a lo anterior, son muchos los procedimientos que pueden seguirse para lograr esa mejoría de las propiedades de los suelos, con vista a hacerlos apropiados para algún uso específico, lo que constituye la estabilización. (Rodríguez & Del Castillo, 2014, p.69).

Una superficie firme es aquella que presenta la resistencia adecuada para no lograr deformaciones ni desgastes por la aplicación de carga o el uso de los agentes atmosféricos y del clima, cuando un terreno fundación presenta estas características es recomendable considerar ser utilizada para la pavimentación de un camino, sin embargo, en algunas ocasiones del proceso constructivo el terreno fundación no llega a cumplir con las características requeridas para que logre una capacidad de carga admisible, es por ello que las características de estabilidad volumétrica dependen directamente de sus propiedades mecánicas como son: resistencia, permeabilidad, compresibilidad y durabilidad. Para esos casos el ingeniero residente o el responsable va a tener la necesidad de decidir entre: aceptar el suelo tal y como es sin modificarlo basándose en su mala calidad y soporte; o eliminar el suelo y reemplazarlo, Por último, se puede mezclar con material de cantera, para así modificar sus propiedades mecánicas y sea un suelo estabilizado y viable para su construcción. (Mateo de vicente, 2015, p.133).

La estabilización de suelos es la aplicación de métodos, mecánicos como la compactación o químicos mediante el uso de aditivos para el mejoramiento del terreno natural y su desempeño en base a la necesidad del momento. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014, p.39)

La estabilización del suelo implica usar algún material como agente para la mejora en suelos débiles para mejorar sus propiedades Mecánicas geotécnicas por ejemplo la compresibilidad, la resistencia, la permeabilidad y la durabilidad. Los componentes de la tecnología para estabilización influyen directamente a los suelos y / o minerales del suelo y agentes estabilizantes o aglutinantes (materiales de cemento. (Montejo, 2014, p.26)

En la actualidad existen innumerables métodos de estabilización, como son Estabilización mecánica, química, por compactación y etc., sin embargo, no es mucha la presencia de investigaciones que tomen materiales orgánicos o reciclables para la aplicación en pavimentación y menos en resistencia del suelo. (Torrente, 2015, p.78)

Ante las múltiples maneras de estabilizar un suelo, se tiene la problemática de la falta de experimentación con materiales no comunes, experimentar ya sea si se obtiene un resultado positivo o negativo.

La estabilización mecánica, por los cambios morfológicos del suelo, es vista por la granulometría al ser un proceso en el cual se puede conocer los estándares de dureza, finura, y etc. Esta estabilización consiste en mejorar el suelo sobre el que se va a construir mezclándolo con otro material que puede ser de cantera, para así lograr mezclar las partículas y realizar el tamizado, pudiendo obtener una nueva clasificación de suelo, con mayor resistencia. (Quezada, 2017, p.13)

The mechanical stabilization by compaction aims, together the particles to achieve a layer of hardness, since these are intertwined and form a mesh, is one of the best known ways to stabilize a floor, without changing its structure, in some cases it is mixed with quarry material and compacted. Being more specific this technique is based on the reduction of volume of the voids in the soil, thus achieving a higher density and a better distribution of the 12 forces that act on the ground in order to have the desired improvement, avoiding possible settlements. (Nardi, 1975, p.15).

La Compactación tiene la finalidad de concentrar las moléculas del suelo, creando una corteza de dureza, la cual dará mayor resistencia al suelo, en algunos casos tan bien puede mezclarse con un material de cantera y junto al terreno natural ser compactado.

Según el Manual de carreteras, sección suelos y pavimentos (2014), estos son los criterios básicos para poder estabilizar un suelo:

Tabla1: *Criterios para estabilizar un suelo*

Criterios para estabilizar un suelo
Suelos con CBR < 6% que va a ser usado para capas de la sub rasante.
Sub rasantes arcillosas o limosas, que al contacto con el agua contaminen el pavimento
Sub rasantes debe quedar por debajo del nivel de napa freática.
En zonas que se encuentren sobre los 4000 msnm, donde el congelamiento influye según la profundidad de la napa freática y la susceptibilidad del suelo al congelamiento
Determinar el tipo de suelo existente: limos, arcillas, arenas limosas o arcillosas.

Fuente: Manual de carreteras, sección suelos y pavimentos

Por ultimo, según Craig:

In the practice of geotechnical engineering, soils at a given site are often not ideal for the intended purpose. It would seem reasonable in such cases to simply relocate the structure or installation. However, other non-geotechnical considerations often govern the location of a structure, and the engineer is forced to design for the site in question. One possibility is to adapt the base to the geotechnical conditions on the site. Another possibility is to try to stabilize or improve the engineering properties of the soil at the site. Depending on the circumstances, this second approach may be the most economical solution to the problem. Stabilization is usually mechanical or chemical, but even thermal and electrical stabilization has been used or considered occasionally. (2014. p.23).

La ingeniería geotécnica es la ciencia que estudia las morfologías, capacidad, resistencia, comprensión, densidad y etc. del suelo, es por ello, que a menudo ante la construcción de edificaciones en terrenos que se estiman de baja calidad, se requiere la ayuda de un ing. Geotécnica que precisa las cualidades numéricas y mecánicas del suelo, para definir mejor el Suelo o Terreno de Fundación según Terzagui:

"The foundation layer is the soil layer under the pavement structure, prepared and compacted as a foundation for the construction of road infrastructure or foundations. It's about the natural terrain or the last layer of the padding on the platform on which the structure sits. " (1943, p.59).

En terreno fundación es la base que soporta el peso de la estructura que se quiera construir, es llamado también terreno natural y puede ser suelo fundación compactado o sin compactar.

Tabla 2: *Tipos de estructuras*

CLASE DE ESTRUCTURA	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS (m)	Números de Pisos (Incluidos los Sótanos)			
		< 3	4 a 9	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	C	C	C	B
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	<10	C	C	B	A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERIA	< 12	B	A	----	----
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	A	----	----	----
ESTRUCUTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A	A	A	A
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	B	A	A	A

Fuente: Norma de e.050 de Suelos y Cimentaciones

La tabla 3 muestra el número de calicatas a realizar según los metros cuadrados del terreno, de igual manera, se especifica el tipo de edificación según su clase estructural para poder determinar el número de puntos de investigación.

Tabla 3: *Número de puntos de investigación*

Tipo de edificación	Número de puntos de investigación (n)
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada Ha. de terreno habilitado

Fuente: Norma de e.050 de Suelos y Cimentaciones

Propiedades mecánicas del suelo They are those properties that are s physical that describe the behavior of a solid material when applying traction, compression and torsion forces. There are different mechanical properties in soils, which are: Structure, permeability, Porosity, Consistency and others. (Terzagui, 1943, p.59).

Las propiedades del suelo son fundamentales para la construcción en un terreno, es por ello que el estudio de suelos y los ensayos según las normas peruanas se deben realizar de manera correcta y de esta manera obtener resultados acertados para clasificar el suelo, conocer su humedad, y su resistencia.

La Capacidad Portante para Terzagui la definición es la siguiente:

The load capacity of the soil is defined as the capacity of the soil to support the loads that come from the foundation. The pressure that the ground can easily withstand against the load is called admissible bearing pressure. According to Terzaghi: "It is necessary to determine the carrying capacity of soils under a band basis, this theory is only applicable to shallow foundations, which is why it considered some of the following assumptions".(1943, p.59).

La capacidad de carga del suelo se define como la capacidad del suelo para soportar las cargas que provienen de la cimentación. La presión que el suelo puede soportar fácilmente contra la carga se denomina presión de rodamiento admisible; es necesario para determinar la capacidad de carga de los suelos bajo una base de banda, esta teoría solo es aplicable a cimientos poco profundos, es por ello que consideró algunas de las siguientes suposiciones.

- La base de la zapata de la tira es áspera.
- La profundidad de la zapata es menor o igual a su anchura, poco profunda.
- Desatendió la resistencia al corte del suelo sobre la base de la zapata y lo reemplazó con un recargo uniforme.
- La carga que actúa sobre la zapata está distribuida uniformemente y actúa en dirección vertical.
- Supuso que la longitud de la zapata es infinita.
- Consideró la ecuación de Mohr-coulomb como un factor gobernante para la resistencia al corte del suelo.

El principal objetivo de la estabilización de suelo es asegurarse de que la cimentación sea la adecuada para la resistencia que se quiera soportar, desde bajas a altas cargas; los cuales son ocasionalmente provocados por fuentes externas. Se debe mencionar, que las diversas teorías de capacidad de carga en suelos que se han desarrollado solo intentan evaluar las propiedades mecánicas del suelo. (Smartt,1998, p. 123). La capacidad portante es la resistencia que tiene el suelo para soportar una carga, los cuales son producidos por un factor

externo, es por ello, que se debe recalcar que los mejores experimentos para evaluar la capacidad de carga del suelo son en campo.

Para Das:

The unit load per square meter, depends directly on the area of the shoe, this is in regard to surface foundations, that is why to assess the resistance of the soil must have two essential data, the tributary area of the shoe, the force of the load that goes above the ground and in this way it is possible to obtain the penetration that this load will have in the soil and also, if the bearing capacity and the resistance of the soil are acceptable. (2014, p.133).

Los cálculos para evaluar la capacidad de carga son por área unitaria de cimentación, antes de que ocurra el fallo por corte del suelo, esto puede ser calculado con datos empíricos, teorías de desplazamientos y otros métodos aproximados.

Para Olmos se tiene que mencionar bases antes de llegar al tema de capacidad portante:

Se debe hacer mención que existe diversas características y factores que influyen en la determinación de la capacidad portante del suelo ya sea los parámetros dados por la geotecnia, la profundidad de la cimentación, la geometría que son aquellos de los cuales depende mucho la estabilidad y criterio de la toma de decisiones para el ingeniero. (2014, p.18).

La ingeniería Geotécnica está directamente relacionada con los datos para hallar la capacidad portante, ya que son complementarias y se unen con el fin del estudio de un suelo. Asimismo, Olmos nos da: resalta un par de características principales que se deben tener en cuenta para las cimentaciones superficiales: “Tiene que pasar las pruebas ante un corte y no tiene que experimentar un desplazamiento, o un asentamiento notoriamente excesivo, los suelos tienen una capacidad de carga en la cual se adjunta la siguiente Tabla”: (2014, p.18).

Tabla 4: *Capacidad de carga de seguridad*

Material	Capacidad de carga de Seguridad	
	Pa	
	Min	Max
Suelos aluviales	47880	95760
Arcillas	95760	383040
Arena Confinada	95760	383040
Grava	191520	383040
Arena o grava comentadas	478800	957600
Roca	478800	957600

Fuente: (Olmos. Diseño de Estructura de contención, 2014, p.18)

La presión de apoyo permitida es la capacidad del suelo para transportar la carga de un edificio y su contenido sin un asentamiento excesivo. Para los edificios de una y dos plantas, el Código de construcción de Australia (BCA) requiere una presión de soporte mínima de solo 100 kPa para los sistemas de zapatas debajo de la franja y las plataformas. (Craig,2014, p.39).

Cimentaciones Superficiales Es creencia algo generalizada que cualquier terreno puede sostener con eficiencia una construcción liviana y, por tanto, no se requiere un estudio de suelos. Sin embargo, los hechos demuestran lo contrario. Casas residenciales y otras construcciones livianas han sido muy afectadas debido al desconocimiento de las características del subsuelo. (López. G. y López. P., 2014, p.65)

La capacidad de carga admisible en una cimentación es aquella que puede aplicarse sin producir desperfectos en la estructura, teniendo un margen de seguridad dado por el coeficiente de seguridad. (López. G. y López. P., 2014, p.65)

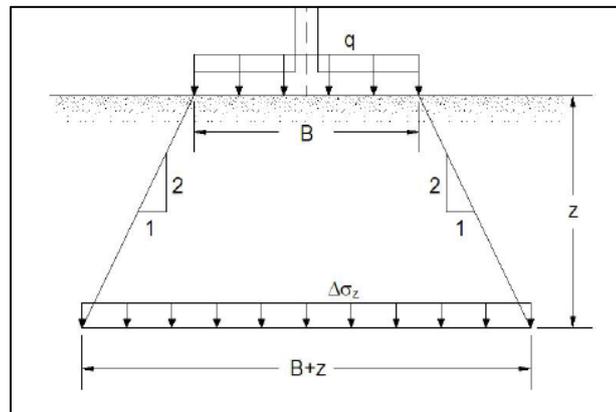


Figura 1: Método aprox. de distribución de carga

Según Clayton:

One of the first methods to find the increase of vertical stress in the soil, at any depth, due to a uniformly distributed load placed on a rectangular surface of width and length, was the method of slope 2: 1 (V: H), a method that is approximate but has the advantage that it is very simple and simple..(2013, p. 112).

La teoría Boussinesq calcula la profundidad de penetración de la carga ejercida, sin embargo, existe un método aproximado y practico el cual se mostró en la figura 2, sin embargo,

también se menciona la teoría de bulbo de presiones para sección rectangulares, circulares e infinitas.

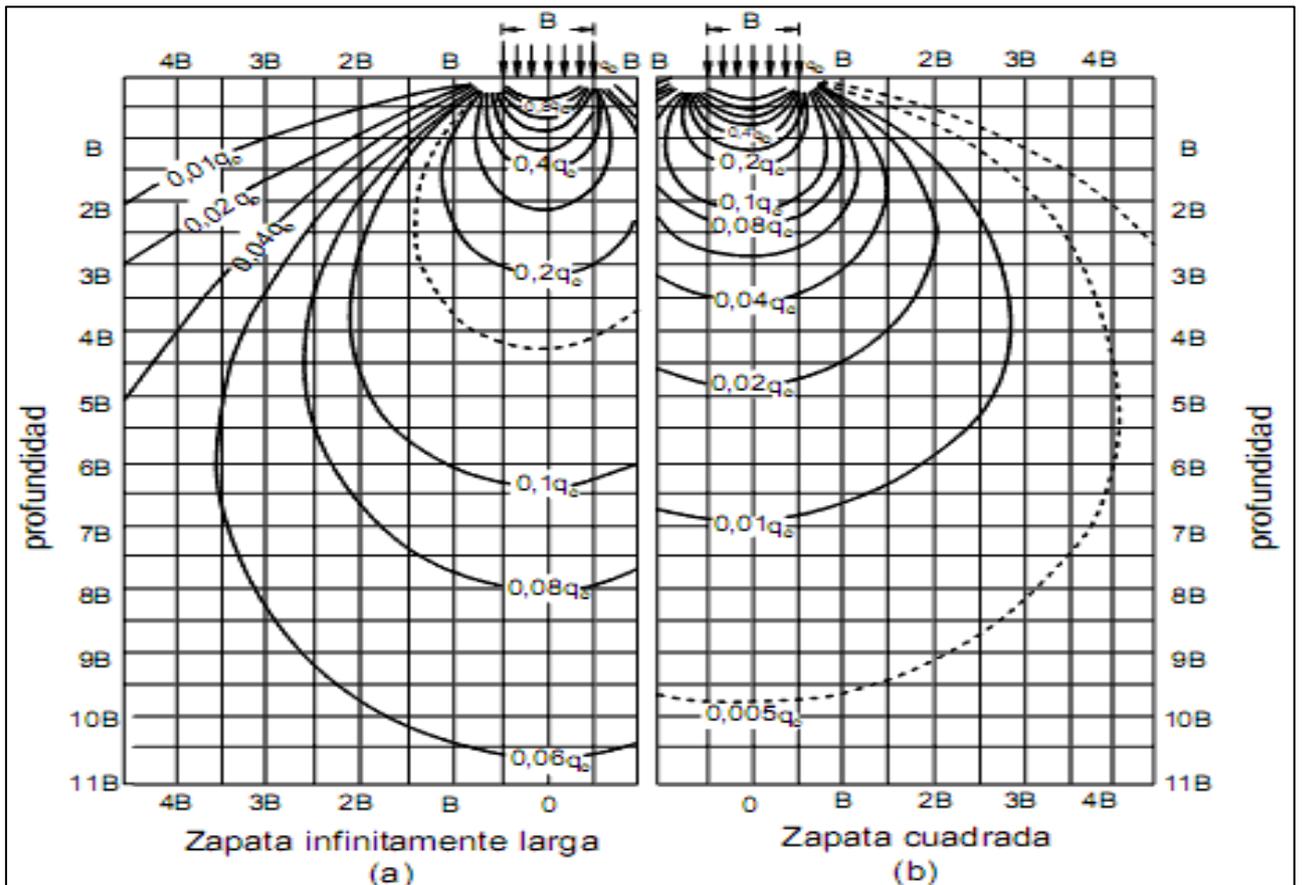


Figura 2: Grafico bulbo de presiones según diseño zapata

Para Aboumoussa:

This method assumes that the area or area where the load acts is distributed in the middle, extending from the contact ($B \times L$) to a larger area that will be a function of depth, and that will grow with the slope already mentioned, as shown in the figure. (2014, p.91)

La profundidad de penetración de la carga puede ser calculada a través de bulbo de presiones el cual estima mediante la sección y carga de la zapata, ya sea cimiento corrido, zapata asilada, combinada o etc., circular o platea de cimentaciones por lo que en la Figura 2 se muestra cómo sería el comportamiento del esfuerzo al suelo.

La capacidad de carga depende del tipo de suelo (gravas, arenas, limos, arcillas, o combinación de ellas), de las características de la cimentación y de la estructura, y del coeficiente de seguridad adoptado. El conocimiento de la presencia o ausencia del nivel de

aguas frías es muy importante porque cambia las condiciones de resistencia se dice que un material es elástico cuando sigue la ley de Hooke, o sea en la cual las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. Si se considera un sólido elástico, homogéneo e isótropo que se extiende en todas las direcciones, con una carga aplicada sobre él, se puede determinar la distribución de presiones en su interior. En el caso más sencillo de las distribuciones de presiones correspondiente a una carga concentrada, vertical, en la superficie del semi-espacio. (López. G. y López. P., 2014, p.65).

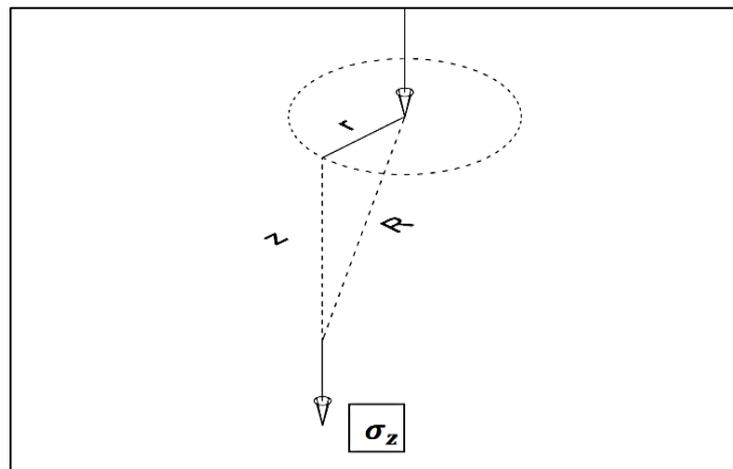


Figura 3: Distribución para bulbo carga puntual

Los estudios se dirigieron a comprender la capacidad de carga de las cimentaciones poco profundas en condiciones saturadas o secas utilizando la mecánica de suelos convencional. Sin embargo, se encuentran fundaciones poco profundas para ser construido cerca de la superficie del suelo donde los suelos están insaturados. Debido a esta razón, la estimación de la capacidad de carga de las cimentaciones poco profundas utilizando la mecánica de suelo convencional para la cual puede subestimar los valores de la capacidad de carga. (De Beer, 1965, p. 69).

The terrain when receiving loads, which are transmitted by the foundation, tends to deform in one or several of its layers, depending on the understanding and its properties, which may vary over time or with some factors such as: variation of the volume of voids as a consequence of the compaction of the vacuum as a consequence of the compaction of terrain, the displacement and the deformation of the particles as these accumulate, which produces settlements of the surface.(Terzagui, 1943, p.119).

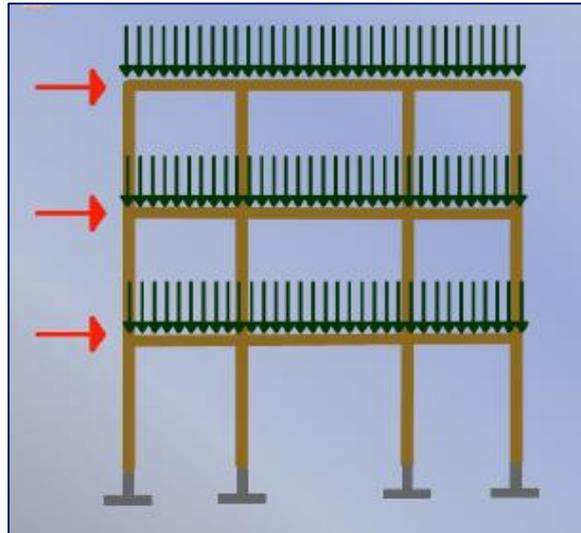


Figura 4 : Distribución de cargas entre suelo y cimentación

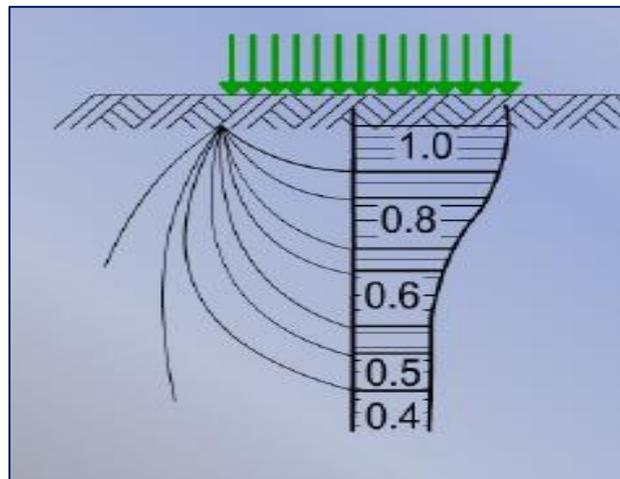


Figura 5: Distribución de presiones

El terreno fundación suelo deformarse cuando este no es compactado de manera correcta, sin embargo, la carga estructural es un factor que provoca esta deformación por lo que se tiene que tener en cuenta en los diseños la Resistencia del suelo y la profundidad a la que llega la carga cuando esta es establecida y distribuida por una zapata o cimiento corrido, el bulbo de presiones es la teoría que distribuye la carga en ondas y estima su profundidad como se mostró anteriormente.

A continuación, se observa que, a más profundidad la magnitud de las presiones disminuye, pero se ven afectadas zonas que están cada vez más alejadas del punto de aplicación.

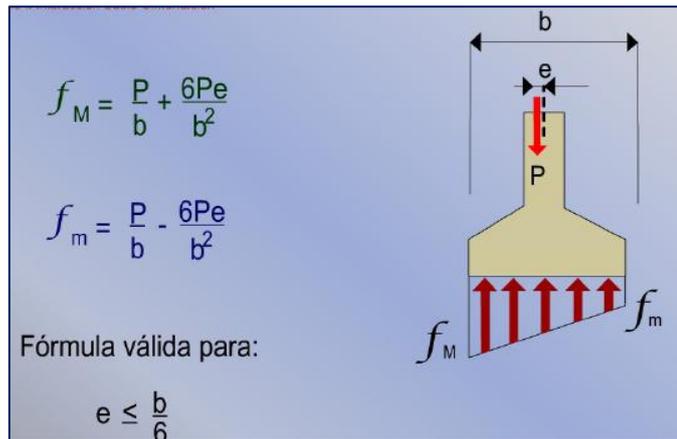


Figura 6 : Reacción del suelo, hipótesis de la distribución lineal de presiones

Las cargas que se transmiten por medio de las cimentaciones, generan compresiones en el suelo, por lo que este tiende a deformarse produciendo asentamientos; es por esto que las cimentaciones juegan un papel muy importante dentro de la construcción ya que disminuye los efectos producidos y así soportan la estructura.

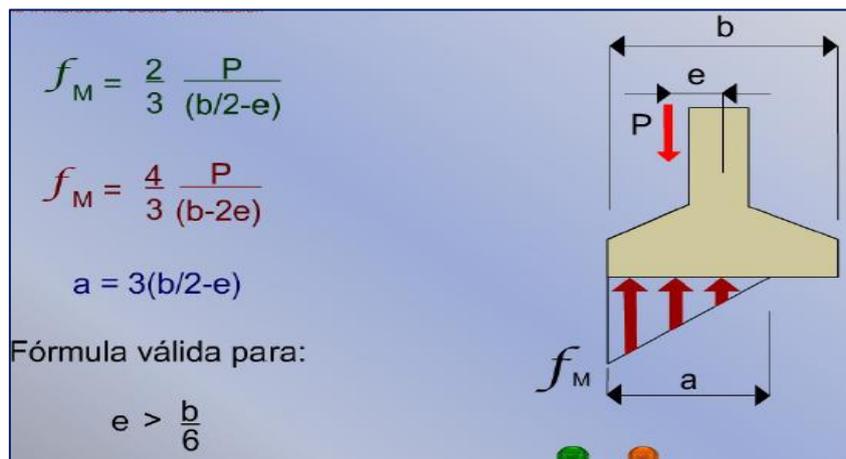


Figura 7 : Reacción del suelo, hipótesis de la distribución lineal de presiones

Ensayo Corte Directo, este ensayo consiste en colocar el espécimen en una caja de corte directo, aplicándole fuerza normal y determinado si hay hundimiento o drenaje del espécimen de ensayo, de esta manera, consolidamos el espécimen bajo el esfuerzo común, soltando los bordes que contiene la muestra y desplazándolo en forma de arco horizontalmente con respecto al otro a una velocidad constante de deformación, se mide la fuerza de corte y los desplazamientos horizontales a medida que la muestra es llevada a la falla.(Gadea, 2015, p.92). Para realizar el ensayo de corte directo se debe tener en cuenta algunos pasos, con el cual se logrará obtener la muestra de manera adecuada.

Esta prueba es desarrollada para saber la resistencia del suelo, y se debe varias las cargas y el número de veces, con estos datos se estima la capacidad portante del suelo y capacidad admisible, con la cual se procede a analizar qué tipo de estructuras puede soportar este suelo o si necesita de un mejoramiento a través de estabilización. (Pastor, 2014, p.71).

Por lo tanto, para el cálculo de este ensayo se repite la prueba como mínimo 3 veces con diferentes tipos de carga y así se logra obtener el efecto sobre la resistencia. “Los esfuerzos de corte y los desplazamientos no se distribuyen uniformemente dentro de la muestra y no se puede definir una altura apropiada para el cálculo de las deformaciones. Fórmulas para los cálculos”. (Pastor, 2014, p.71).

- Esfuerzo cortante sobre el espécimen.

$$\tau = F / A$$

A: Área corregida (m²).

Dónde:

Esfuerzo cortante (kPa).

F: Fuerza cortante (kN).

- Esfuerzo normal sobre el espécimen.

$$\sigma = F / A$$

Dónde:

σ : Esfuerzo normal (kPa).

F : Carga normal sobre el espécimen (kN).

A : Área corregida. (m²).

- Velocidad de desplazamiento:

$$v = \delta / t_e$$

Dónde:

v: Velocidad de desplazamiento (mm/min).

Granulometría es la ciencia de las propiedades físicas de conjuntos o sistemas compuestos de partículas similares a granos, como arena, grava, roca triturada, tiro de aves, semillas y otros. Abarca el estudio y la medición del tamaño, la forma y las características de la superficie de las partículas individuales, así como la influencia de estas propiedades y la gradación de las partículas en las características de empaquetamiento, las propiedades de resistencia mecánica y la permeabilidad de los sistemas de múltiples partículas. Mientras que la granulometría se ocupa principalmente de estos materiales, muchas de sus leyes son de naturaleza geométrica y son igualmente verdaderas para partículas de tamaño atómico y de grandes rocas. Esto permite la utilización, para sistemas de arena y grava, del conocimiento que se obtuvo originalmente en conjuntos de átomos o moléculas y viceversa.

Según Goded se define: "The process to determine the proportion in which the grains of the soil participate, according to their sizes. That proportion is called soil gradation "(2014, p.19). It also tells us that "The gradation by size is different from the geological term in which it refers to the processes of construction and the destruction of the relief, by forces and processes such as tectonism, volcanism, erosion, sedimentation, etc." (2015, p.27).

En la granulometría también es necesario determinar el porcentaje o cantidad de los minerales acompañantes del suelo, de esta manera se puede separar el grava, arena y minerales o polvo mineral y se puede clasificar de manera específica para determinar la funcionabilidad del suelo. (Caña, 2015, p.41).

La granulometría permite clasificar los diferentes tipos de partículas por tamaño, de esta manera, se puede observar las características de del mineral/suelo clasificado y sus demás componentes, es la base mecánica para mejorar un tipo de suelo, ya que la mezcla del suelo natural con otro producto dependiendo sus propiedades, pueden lograr un nivel de calidad óptimo para su uso.

Para Gadea:

Desde el punto de vista tecnológico es importante por los procesos de mezcla de sólidos, donde se puede producir una segregación debido a juntar sólidos con distinto tamaño de partícula. También se modifican las propiedades geológicas de los sólidos pulverulentos por el tamaño de partícula. Es importante también por el empaquetamiento y la densidad aparente, porque

condiciona la función de ciertos excipientes. Por último, es importante por la estabilidad física de las suspensiones. (2015, p.85).

Para los cuidados ante la extracción del material de un suelo, se debe tener en cuenta los factores que pueden afectar la muestra, como sería accidentalmente mezclarlo con otro material que altere su granulometría o también exponerse a que el material se seque y su densidad varié.

Por otro lado, Pastor y etc. “Nos dice que hay diferentes maneras de hacer un análisis granulométrico: Método del tamizado, Método del hidrómetro y Método de la pipeta”. (2014, p.58)

Además, con los datos del análisis granulométrico por tamizado Sánchez nos dice que: La curva granulométrica se dibuja en escala semilogarítmica, en el cual se tienen trazado los estándares de un buen tipo de suelo y un mal tipo de suelo para ello se debe pasar la muestra del suelo por los tamices que según su tamaño y clasificación entran en diferentes normas como son las siguientes: (Sánchez, 2014, p.58)

	BRITÁNICO ₁	AASHTO ₂	ASTM ₃	SUCS ₄
	ϕ (mm)	ϕ (mm)	ϕ (mm)	ϕ (mm)
Grava	60 – 2	75 – 2	> 2	75 – 4,75
Arena	2 – 0,06	2 – 0,05	2 – 0,075	4,75 – 0,075
Limo	0,06 – 0,002	0,05 – 0,002	0,075 – 0,005	< 0,075 FINOS
Arcilla	< 0,002	< 0,002	< 0,005	

}

4: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

3: American Society for Testing and Materials

2: American Association of State Highway and Transportatio Official

1: B S – 5930: 1981

Figura 8: Diámetro del suelo (tamizado)

En la figura 8 se muestra las clasificaciones para diferentes materiales según los diámetros por las Normas dadas, de esta manera se puede calificar el suelo luego de haber realizado la Granulometría y la curva granulométrica.

La Norma ASTM y Guía de Laboratorio Construcción dice que: “la granulométrica es el ensayo por el cual se puede separar las partículas según su tamaño, y dependiendo los porcentajes retenidos en cada malla se puede clasificar el tipo de suelo.”.(1996, p.23).

Además, agregan que:

Los pesos retenidos en cada malla son equivalentes a cada punto en la curva granulométrica, es por eso que hace este ensayo para clasificar su tipo de suelo, su morfología y sus contenidos de gravas, arenas, limos, y polvo. (Reimbert y hermana, 2015, p.25).

Las mallas o tamices tienen diferentes tamaños de orificios, cada número de malla retiene un porcentaje, el cual se halla pensando el material retenido en cada una de ellas.

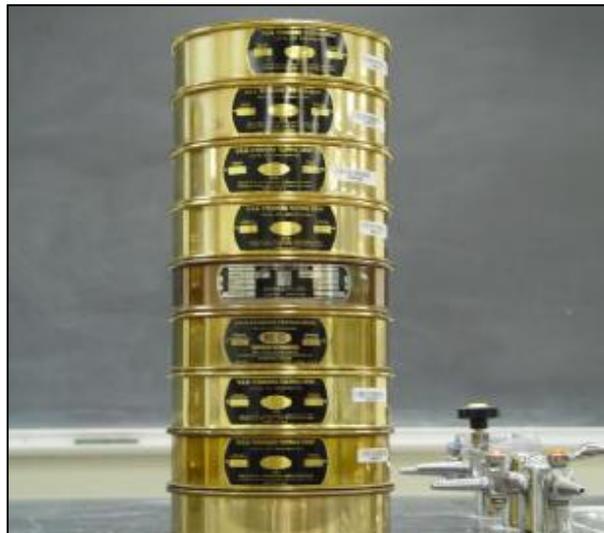
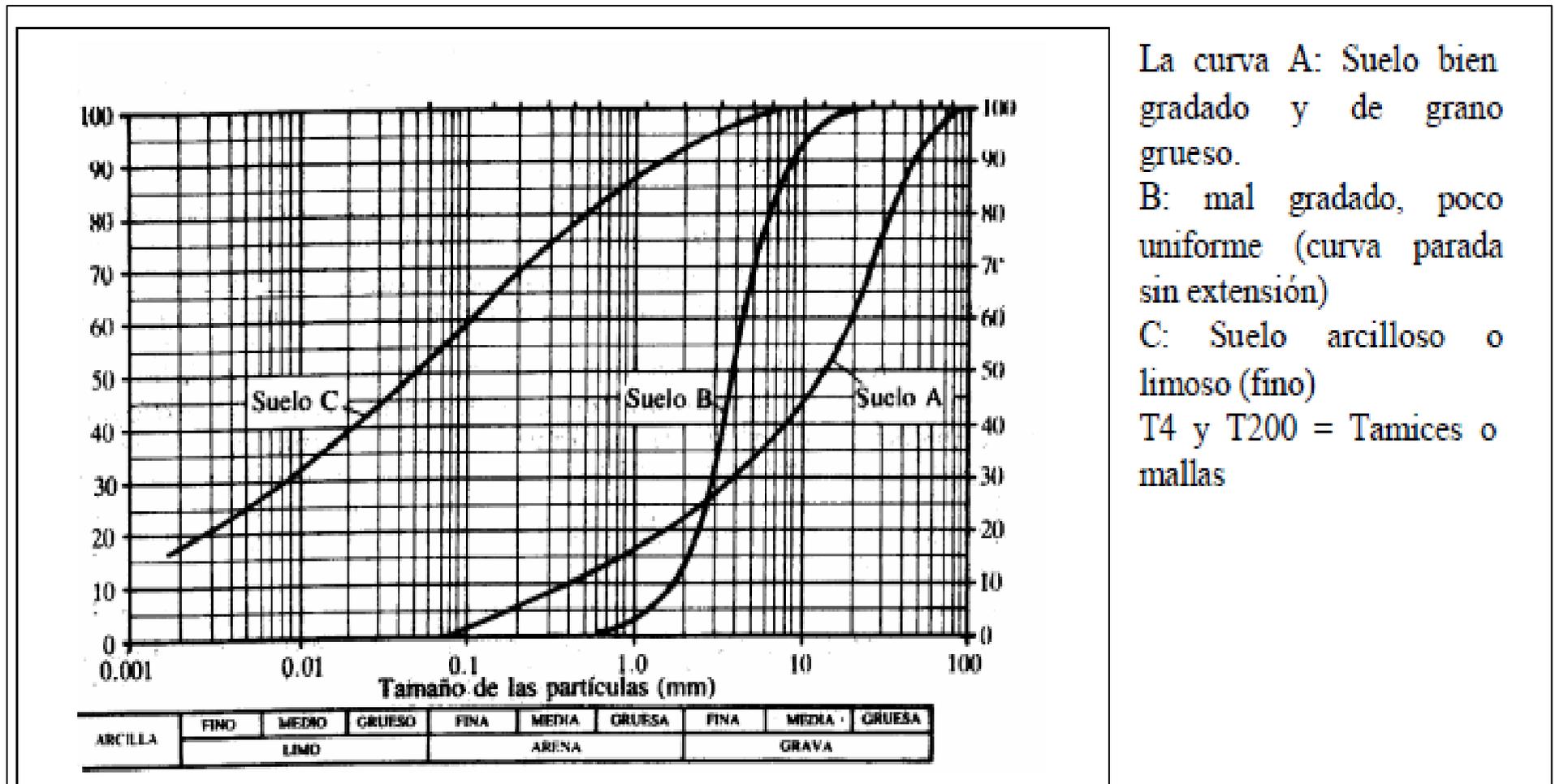


Figura 9 : Tamices (mallas para tamizado)

To achieve the past of the meshes effectively, some laboratories choose to pass the meshes halfway through, this is because it is difficult to shake the material and to fall completely, however, this procedure is incorrect because by some factor it can be altered the percentages and sometimes a minimum is what makes the difference in soil classification. (Terzaghi, 1948, p.17), como se muestra a continuación:



La curva A: Suelo bien gradado y de grano grueso.
 B: mal gradado, poco uniforme (curva parada sin extensión)
 C: Suelo arcilloso o limoso (fino)
 T4 y T200 = Tamices o mallas

Figura 10: Curva granulométrica

De esta manera concluye que: “Estos porcentajes retenidos se calculan tanto parciales como acumulados, en cada malla, ya que con estos últimos se procede a trazar la gráfica de valores de material (granulometría)”. (López, 2014, p.26).

Contenido de Humedad

Según Terzaghi

"The moisture content is the amount of water contained in a material such as soil, rocks, ceramics or wood measured on the basis of volumetric or gravimetric analysis; where is the mass of water and the mass of raw material".(1943, p.21).

Asimismo, Das nos dice que:

The soils have quantity of water stored in their particles, however in different classifications there are those that have more or less content, for example an organic soil has a high moisture content, but these percentages can now be determined by a laboratory, obtaining a sample of natural soil, however, if the material comes from a distant place until a laboratory, preventive measures must be taken so that it does not affect its moisture content. (2016, p.29).

La cantidad de agua en el suelo es un factor determinante para conocer su clasificación, ya que esto va relacionando con el peso del material, el material se pone al horno para su secado y anteriormente es pesado para conseguir la variación de antes y después y expresarlo en porcentajes.

El contenido de humedad de las arenas saturadas varía del 12 al 36 por ciento, esto es solo un ejemplo, porque el contenido de agua en un suelo es importante, esto se debe a la plasticidad que este suelo debe tener, lo cual podemos apreciar en los llamados límites de consistencia. (Crespo, 2014, p.71)

Existen diferentes porcentajes de contenido de humedad, con los cuales se puede clasificar los suelos (arenosas, Arcillosas, etc.), esto se reitera se obtiene con respecto al peso húmedo (natural) y el peso seco (Horno).

Según Iglesias "El contenido de humedad es una relación entre el peso del suelo y el peso del agua y se expresa en porcentajes, pero como obtenemos esos datos, pues con lo mencionado anteriormente con el horno". (2016, p.36)

Tabla 5: Masa mínima recomendada

Máximo tamaño de partícula (pasa el 100%)	Tamaño de malla Estándar	Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para contenidos de humedad reportados a $\pm 0.1\%$	Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para contenidos de humedad reportados a $\pm 1\%$
2 mm o menos	2.00 mm (N° 10)	20 g	20 g*
4.75 mm	4.760 mm (N° 4)	100 g	20 g*
9.5 mm	9.525 mm (3/8")	500 g	50 g
19.0 mm	19.050 mm (3/4")	2.5 kg	250 g
37.5 mm	38.1 mm (1½")	10 kg	1 kg
75.0 mm	76.200 mm (3")	50 kg	5 kg

Fuente: (Iglesias. Mecánica de Suelos.2014. p.71)

$$W = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_t} \times 100 = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

W = es el contenido de humedad, (%)
 W_w = Peso del agua
 W_s = Peso seco del material
 W₁ = es el peso de tara más el suelo húmedo, en gramos
 W₂ = es el peso de tara más el suelo secado en horno, en gramos:
 W_t = es el peso de tara, en gramos

Figura 11: Formula contenido de humedad

Según, ASTM, “Esta norma también nos da un cuadro general de relación entre el tamaño de partícula que pasa 100 % la malla, el min recomendable húmedo de muestra para el 0.1% y el 1 %”. (p.52) Además nos dice que “Existen datos estandarizados para la muestra del contenido de humedad en caso, no se puede llevar todo el material, el cual depende de la siguiente figura.” (p.52)

Límites de Atterberg el procedimiento para el límite líquido es mezclar los gramos de la mezcla con un porcentaje de agua requerido, el cual se verterá en el aparato casa grande y será medido a través de golpes hasta que la brecha en el medio de junte. (Reimbert y Hermana. 2015, p.39).

“La consistencia de los suelos quiere decir que es su tendencia a ser deformado con facilidad o no, es por ello que se hacen esos ensayos para determinar sus límites”. (López, 2014, p.37).

The routine procedure is to perform three times the same procedure, then noting the number of strokes necessary for the gap to come together, we plot the points and we scale in the number of hits 25 and cut; this is where the result of the Liquid Limit comes out. (Kovacs ,2016 ,p. 28).

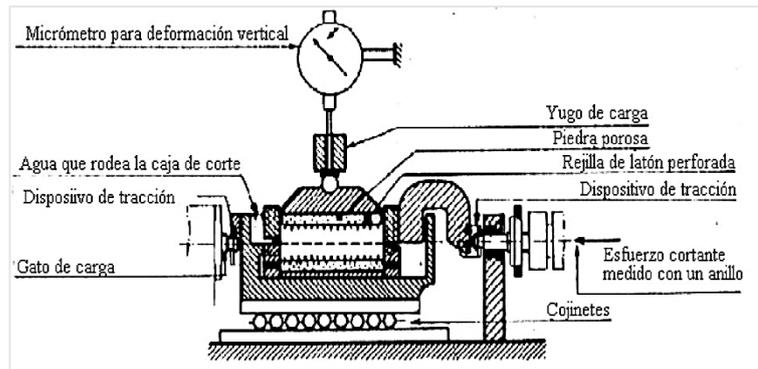


Figura 12: Casa grande

El límite líquido tiene un procedimiento minucioso de control para lograr el número de golpes, así mismo de precisión para la cantidad de agua que se debe colocar a la muestra, luego usualmente puede realizar el ensayo de límite plástico.



Figura 13: Límite Líquido

El límite plástico nos sirve para conocer el nivel de resistencia q que tiene el suelo antes del corte, es por ello que este procedimiento se da a través de rollitos de cierto tamaño de pulgadas o centímetros especificados en la ASTM, en la cual se mide su diámetro y en cuarto se rompe para ver su resistencia al corte. (Iglesias, 2016, p. 41)



Figura 14: Rollitos Límite Plástico

Cenizas de carbón In Europe, the use of coal ash as binders stabilized in bases, sub-bases and reinforcements of sub-base pavements has been increasing and in some countries coal ash has become the unconventional stabilization most required for the field of paving. (Kovacs, 2016, p.19)

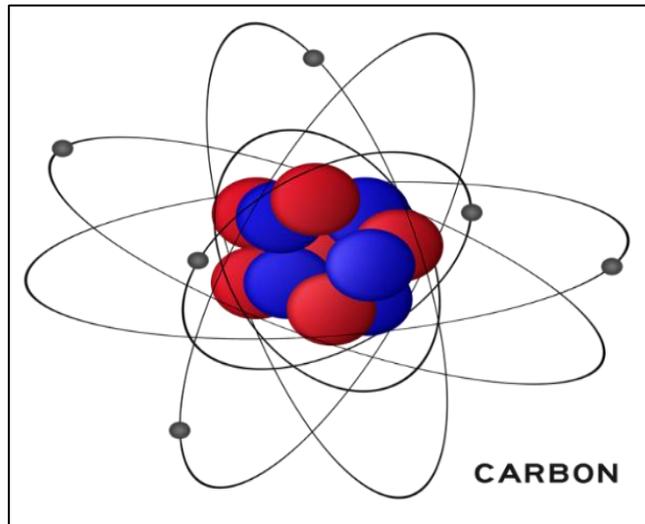


Figura 15: Molécula de carbono

Petersham y hermana se refieren al carbón de la siguiente manera:

El carbono tiene varios alótropos, o formas diferentes en las que existe. Curiosamente, los alótropos de carbono abarcan una amplia gama de propiedades físicas: el diamante es la sustancia natural más dura y el grafito es una de las sustancias más suaves conocidas. El diamante es transparente, el abrasivo definitivo, y puede ser un aislante eléctrico y un conductor térmico. A la inversa, el grafito es opaco, un lubricante muy bueno, un buen conductor de electricidad y un aislante térmico. Los alótropos de carbono no se limitan a diamante y grafito, sino que también incluyen buckyballs (fullerenos), carbono amorfo, carbono vítreo, nanofoam carbono, nanotubos y otros. (2015, p.7).

El carbón tiene diferentes propiedades, no solo a lo que conocemos como diamante y grafito, sino que también tienen reacciones que influyen en su morfología y dureza.

Según Nardi dando una revisión a la historia:

The first time the coal ash product was used as a stabilizer in 1958 in a carriage trail where it needed to increase its hardness to serve as a commercial route, this is where some researchers decided to experiment with the product, obtaining favorable results For clayey soil, after passing the years, it was experienced in silty soils where favorable results were also obtained,

currently the product is used for paving, improvement of Subgrade and stabilization of trails.
(1975, p.118).

Los primeros estudios de Estabilización de suelos se realizaron en Chicago, los cuales utilizaron un porcentaje de cenizas para estabilizar con resultados óptimos, en un proyecto de pistas de aterrizaje, y se obtuvieron costos de mantenimiento menores.

Carbon ashes are fine particles, but with an optimal hardness, this is because as you know carbon is a diamond before being formed and exposed to high degrees of temperature, that is why carbon before combustion tends to harden its particles which serve to improve the resistance of the soil.
(Kovacs, 2016, p.28)

La Ceniza es el resultado de la combustión de los Gases que convierten en gases a los materiales volátiles que este contenga; más allá de la propiedad de dureza que brinda el carbono bajo el efecto de la combustión, se debe resaltar que también es un excelente captor de moléculas de agua, es por esto que disminuye el contenido de humedad del suelo, al ser poroso el carbono absorbe en agua (Martínez, 2016, p.72).

La combustión provoca que el carbón libere componentes que mejoran su eficacia, ante la mezcla con otro material, cada propiedad ayuda a la estabilización de suelo. Según Petersham y hermana se puede clasificar la ceniza volante de la siguiente manera:

Tabla 6: *Composición y clase de carbono*

Composición Química		Clase	
		F	C
SiO ₂ + Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃	Min %	70	50
SO ₃	Max %	5	5
Contenido de Humedad	Max %	3	3
Pérdida por Ignición	Max %	6	6

Fuente: (Petersham. Soil Stabilization. 2019. p.45)

Para Nardi :

The technique of soil stabilization using coal ash as a product has a logical function against the related background, however depending on the types of ash is where you can chemically analyze what happens when mixed with other material, in the case of clayey the ashes have the functionality of absorbing the water particles and of the same the mineralogy reacts before the

carbon achieving that it is compacted mutually, in the same way happens with the organic soils, the carbon absorbs the excess of minerals that do not return the suitable ground for a construction and they vary it in such a way that the humidity diminishes and its plasticity to the cut also. (1975, p.99).

La técnica de estabilización de suelos empleando como producto las cenizas de carbón tienen una función lógica ante los antecedentes relacionados, sin embargo dependiendo los tipos de cenizas es donde se puede analizar químicamente lo que ocurre cuando se mezcla con otro material, en el caso sea arcilloso las cenizas tienen la funcionalidad de absorben las partículas de agua y de igual la mineralogía reaccione ante el carbono logrando que se compacte mutuamente, de la misma manera pasa con los suelos orgánicos, el carbono absorbe el exceso de minerales que no vuelven el suelo apto para una construcción y lo varían de tal manera que la humedad disminuye y su plasticidad.

Propiedades mecánicas de las cenizas de carbón La propiedad mecánica que brinda el carbón es la dureza que es la resistencia al corte o penetración que el suelo puede resistir, una partícula duro puede tener forma triangular, redonda, etc; el carbono tiene forma Heptagonal la reacción con combustión es la que vuelve esta partícula dura (Según Kong & Sanjayan, 2018, p.85).

La descripción de la propiedad mecánica de la ceniza de carbón llamada Dureza es la interacción de las formas penetrantes de las partículas, cada material tiene un porcentaje de dureza dependiendo del material.

La abrasividad es aquella propiedad que tiene el carbón de desgastar materiales o componentes metálicos, la sílice que es su principal componente es el causante de esta propiedad, es por ello que se debe tener en cuenta las trituradoras, máquinas de mezcla u otros que pueden terminar dañadas si se no se quitar el carbón rápidamente. (Según Kong & Sanjayan, 2018, p.86).

Todo suelo presenta material con impurezas, entonces al entrar en contacto con si mismo, esto provoca el desgaste de los minerales metálicos del carbón es aquí donde aparece la propiedad de abrasividad.

"Cohesion is a friction that is positive to improve the resistance of the soil, this decreases the voids and forms the hard mesh that prevents the penetration of the soil." (Borell, 2015, p.23).

Finally, "There is a property that is the fragility present the coals to break or crack, is the opposite of cohesion and occurs in nascent young coals." Kovacs, 2016, p.43).

As mentioned above, the mechanical resistances when using fly ash will be lower than those estimated when used in an early period of its cycle, this is because it takes a while to take the pulzonalica properties that are the main basis of obtaining a good stabilization of floors with this product,. (Kovacs, 2016, p.79).

Para el anterior autor, las cenizas de carbón no influyen de manera directa en la estabilización de suelos como el cemento, pero a largo tiempo está comprobado que la actividad pulzolonica es la que produce la mejora de la mezcla del material natural y el producto.

El efecto más resaltante de las cenizas de carbón son que mejoran la durabilidad del material en ambientes determinados con alta cantidad de humedad, esto se debe a que no permite la penetración de los iones de sulfato y calcio.

Propiedades químicas de las cenizas de carbón existen partes fundamentales que contribuyen a la estabilización, la primera es que la resistencia del suelo aumenta como resultado de la cementación producida a partir de la hidratación de un elemento llamado aluminio tricálcico que encontramos en el carbono como componente, por otro lado, las cenizas de carbón tienen partículas de cal que reaccionan con el suelo, esta cal libre contribuye a la estabilización y reacciona con los minerales de arcilla que se encuentren, para el proceso de endurecimiento adicional a través de la puzolánica y al sílice y aluminio. (Acosta, 2016, p.101)

Por otro lado, algunos autores se concentran en las propiedades químicas y reacciones de estas mismas que se provocan en una fusión de componentes, la cual es una manera más explícitamente científica de explicar los beneficios de la ceniza.

Para relacionar las propiedades de la ceniza con la ingeniería se tiene a Santana mencionando que:

La porosidad en las primeras etapas de la ceniza de carbón es muy alta lo cual no genera el resultado de absorción de agua, es por ello que se considera que para encerrar las moléculas de agua sin que exista absorción lo recomendable es utilizar las cenizas de carbón en su edad adulta o en el punto de ebullición óptimo. (2016, p.122).

Propiedades físicas de las cenizas de carbón las partículas Puzolánicas son las que se reaccionan a las propiedades químicas del terreno natural, es por ello que al reaccionar alteran su consistencia, y su visualización es diferente, estas partículas reaccionan químicamente y producen partículas de cemento por la sílice, entonces físicamente el carbono va variando dependiendo el tiempo que tenga y las partículas puzolánicas que contenga. (Según Kong & Sanjayan, 2018, p.73)

Tabla 7: *Propiedades de carbón*

Físicas	Químicas	Mineralógicas
Tamaño de Partícula pasante malla 200	Composición química de Óxidos	Fases cristalinas
Distribución Tamaño de partícula	Carbón Inquemado	Morfología
Peso específico		
Color, aspecto, forma		

Fuente: Elaboración Propia

Para relacionar las características físicas del carbón con aplicaciones a la ingeniería se han tenido antecedentes en subrasante por lo que Lavado aporta que:

Las cenizas de carbón se dividen en cenizas de fondo, cenizas volates definidas así por la norma actual de la ASTM), las partículas de ceniza en el fondo son residuos que se encuentran en la base de las calderas y poseen diámetros de partícula mayores a los retenido malla N°200 estos son restos de carbón no combustionado y no son aptos para realizar la estabilización de suelo, ya que sin combustión el carbono no libera las propiedades necesarias para lograr estabilizar óptimamente un suelo.

Por último, Borell, da las propiedades físicas en estado de la materia sólido, se puede considerar que los derivados del carbono tienen distintos puntos de ebullición, no es lo mismo el grado de calor para formar un grafito que para formar un diamante. (2015.p.82).

Procedimiento de estabilización con cenizas de carbón Cokca (2001), explica que la estabilización de los suelos tratados con cenizas volantes es el resultado de intercambio de catión entre las partículas de arcilla y aluminio (Al^{3+}), calcio (Ca^{2+}) y hierro (Fe^{3+}) en las cenizas volantes. Se describe el proceso de estabilización indicando que las cenizas volantes pueden proporcionar una adecuada matriz de cationes divalentes y trivalentes que bajo condiciones ionizadas origina la floculación de dispersión de las partículas de arcilla.

Suarez Díaz (2012) las cenizas que contienen compuestos de silica y aluminio, los cuales mezclados con cal y agua forman una masa cementada, las cenizas son el residuo mineral de la combustión del carbón. El diseño con cenizas determina el contenido óptimo de finos que produce la máxima densidad revuelta con el suelo. Se recomienda utilizar inicialmente un contenido de cenizas del 10% y ensayar muestras con contenidos de ceniza entre el 10 y el 20%.

La forma más usual de emplear la cal en las estabilizaciones es la hidratada, óxidos o hidróxidos de calcio. Los carbonatos de calcio no tienen virtudes estabilizantes dignas de mención. La cal viva se utiliza con frecuencia en pre-tratamientos de suelos húmedos. El efecto básico de la cal es la constitución de silicatos de calcio que se forman por acción química de la cal sobre los minerales de arcilla, para formar compuestos cementadores el procedimiento es similar con las cenizas.

Problema General

¿Qué influencia tiene la estabilización con cenizas de carbón sobre las propiedades mecánicas del terreno de fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas – Lima, 2019?

Problemas Específicos

¿Cuál es el efecto de las dosificaciones de cenizas de carbón en la Granulometría del terreno Fundación en cimentaciones superficiales – Calle 75, Comas – Lima, 2019?

¿Cuál es el efecto de las dosificaciones de cenizas de carbón en los Límites de Atterberg del terreno Fundación en cimentaciones superficiales – Calle 75, Comas – Lima, 2019?

¿Cuál es el efecto de las dosificaciones de cenizas de carbón en la Capacidad Portante del terreno Fundación en cimentaciones superficiales – Calle 75, Comas – Lima, 2019?

¿De qué manera influyen las dosificaciones de cenizas de carbón en la Profundidad de corte necesaria del terreno Fundación en cimentaciones superficiales – Calle 75, Comas – Lima, 2019?

Esta investigación tiene como finalidad aportar una manera de estabilizar suelos para la construcción de viviendas de forma práctica y económica para la población calificada económicamente como clase media y baja, con la justificación de escasos terrenos propios, el crecimiento vertical por el aumento poblacional y aumento de terrenos no hábiles para construcción por ser arenosos o limosos, esto se basa en la necesidad de abarcar temas futuros de bien social.

Entonces, esta tesis se realiza con la labor social de aportar un método para la mejora de la calidad de vida en la población de igual manera, se busca innovar con el producto en el tema que seguramente seguirá siendo investigado, que es la estabilización de suelos. Específicamente se busca la mejorar las edificaciones de los pobladores de los alrededores de la calle 75 que se ven afectados por el asentamiento de sus viviendas, el salitre, y enfocar que ante cualquier movimiento sísmico estas condiciones pueden empeorar como sucedió en el 2007, es por eso que esta investigación se basa en evitar que los futuros constructores en esta zona puedan anticiparse a estas dificultades, es por eso que más haya de experimental este proyecto tiene un deber de dar a conocer a estas personas por qué está sucediendo estos problemas en sus viviendas y darles formas de solución o prevención.

Se ha mejorado la su-brasante de suelos con cenizas de carbón en otros países, sin embargo, no han experimentado poniendo una carga estructural encima, las cenizas de carbón tienen propiedades que mejoran mecánicamente el terreno logrando un mejor análisis granulométrico y disminuyen la humedad, pero no se habla mucho de la capacidad portante, es por ello que teniendo en cuenta la mejora que da la mezcla de suelo natural arcilloso o limoso con las cenizas de carbón se puede decir que son capaces de mejorar la capacidad portante del suelo para que pueda soportar una estructura de cimentación simple de una vivienda multifamiliar en la calle 75 del distrito de comas.

Hipótesis general

La estabilización con cenizas de carbón mejora las propiedades mecánicas del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas – Lima, 2019.

Hipótesis específicas

Las cenizas de Carbón mejoran la Granulometría del terreno fundación de la Calle 75, Comas – Lima, 2019.

Las cenizas de Carbón influyen en los Límites de Atterberg del terreno fundación de la Calle 75, Comas – Lima, 2019.

Las cenizas de Carbón aumentan la Capacidad Portante del terreno fundación de la Calle 75, Comas – Lima, 2019.

Las cenizas de Carbón influyen en la Profundidad de corte del terreno fundación de la Calle 75, Comas – Lima, 2019.

Objetivo General

Determinar la influencia de la estabilización con cenizas de carbón para mejorar las propiedades mecánicas del terreno de fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas – Lima, 2019.

Objetivos Específicos

Determinar el efecto de las dosificaciones en la Granulometría del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas – Lima, 2019.

Determinar el efecto de las dosificaciones en los Límites de Atterberg del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas – Lima, 2019.

Determinar el efecto de las dosificaciones en la Capacidad Portante del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas – Lima, 2019.

Determinar la influencia de las dosificaciones de cenizas de carbón en la profundidad de corte del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas – Lima, 2019.

II. MÉTODO

2.1. Tipo y diseño de la investigación

El método científico caracteriza el conocimiento científico, y se basa en la experimentación a través de las 5 fases (Bunge, L. 1981, p. 29). La ciencia es la derivada de haber aplicado previamente el método científico para su comprobación y el método científico es un proceso sistemático por medio del cual se obtiene el conocimiento basándose en una pregunta problema.

En esta investigación se empleó el método científico ya que se basó en la experimentación y observación, es de Diseño Cuantitativo, Causi-Experimental de tipo explicativo, además según su alcance es tipo longitudinal por recolectarse más de una vez los resultados con diferentes dosificaciones.

Según Carrasco Díaz “La investigación experimental responde a las siguientes interrogantes: ¿Qué cambios y modificaciones produce?, ¿se han logrado mejoras?, ¿cuál es la eficiencia del nuevo producto empleado? “(2006, p.42).

Este tipo de investigación se ubican en el tercer nivel obligatoriamente implican que ya sepa lo que implican a las investigaciones descriptivas y explicativas anteriores o parciales y responden a la pregunta: Si la realidad es así, y por estas razones o causas; si hago este cambio; investigaciones plantean hipótesis predictivas que requieren de un experimento con poblaciones de condiciones o características uniformes. (Carrasco, 2006, p.43)

Esta es una investigación que se realiza luego de conocer las características del producto y la variable que se investiga y las causas que han determinado que tenga tales conociendo los factores que han dado origen al problema, entonces ya se le puede dar un tratamiento metodológico.

2.2. Operacionalización de variables

VD: Estabilización de suelos

VI: Cenizas de carbón

Tabla 8: Matriz Operacional

Variables	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicador
Vd: Estabilización de Suelos	La Estabilización de un suelo es un proceso que se realiza para el mejoramiento de las capacidades mecánicas del suelo, a través de diferentes métodos y teniendo en cuenta la finalidad y carga de destino. (Cañar, Edwim,2017)	Mediante las pruebas de laboratorio.	Granulometría	Ensayo de Tamices Curva Granulométrica Norma Sucs y Aashto
			Contenido de Humedad	Límite Líquido Límite Plástico Límite de Contracción
			Capacidad Portante	Ensayo Corte Directo
			Profundidad de Corte	Cálculo del Bulbo de Presiones
Vi: Cenizas de Carbón	La ceniza es el producto de la combustión del carbono, que se da en fábricas donde aún se emplea este método como funcionamiento mecánico de sus plantas de servicio, material reciclable luego de su combustión para estabilizaciones de suelos desde 1958. (Uman, José, 2012)	Mediante las Dosificaciones.	Dosificación	20% del peso de la muestra
				25% del peso de la muestra
				30% del peso de la muestra

Variables	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicador
Vd: Propiedades Mecánicas Del Suelo	Las Propiedades Mecánicas De Un Suelo Se Relacionan Directamente Con Su Funcionabilidad Y Resistencia. (Cañar, Edwim,2017)	Mediante las pruebas de laboratorio.	Granulometría	Ensayo De Tamices Curva Granulométrica Norma Sucs Y Aashto
			Contenido de Humedad	Límite Líquido Límite Plástico Límite de Contracción
			Capacidad Portante	Ensayo Corte Directo
			Profundidad de Corte	Cálculo del Bulbo De Presiones

Fuente: Elaboración propia

2.3.Población Muestra y Muestreo

Según Carrasco (2006):

Una población de investigación es generalmente una gran colección de individuos u objetos que es el foco principal de una consulta científica. Es en beneficio de la población que se realizan investigaciones. Sin embargo, debido a los grandes tamaños de las poblaciones, los investigadores a menudo no pueden evaluar a cada individuo en la población porque es demasiado costoso y requiere mucho tiempo. Esta es la razón por la cual los investigadores confían en las técnicas de muestreo.

La población de esta investigación es el suelo de la calle 75 y todos los ensayos que se pueden realizar en este. Como muestra se obtuvo el material de los ensayos del lote 26 de la calle 75 que son la como muestra extraída del suelo natural. Son 4 ensayos por cada proporción dada, es decir, Terreno fundación, Terreno + 20% de cenizas de carbón, Terreno + 25% de cenizas de carbón y Terreno + 30% de cenizas de carbón; esto se aplicó para cada ensayo Granulometría, Límites y Corte Directo, en total se tienen 4 resultados por cada ensayo con los cuales se realiza la comparación y variaciones que se dan dependiendo el porcentaje.

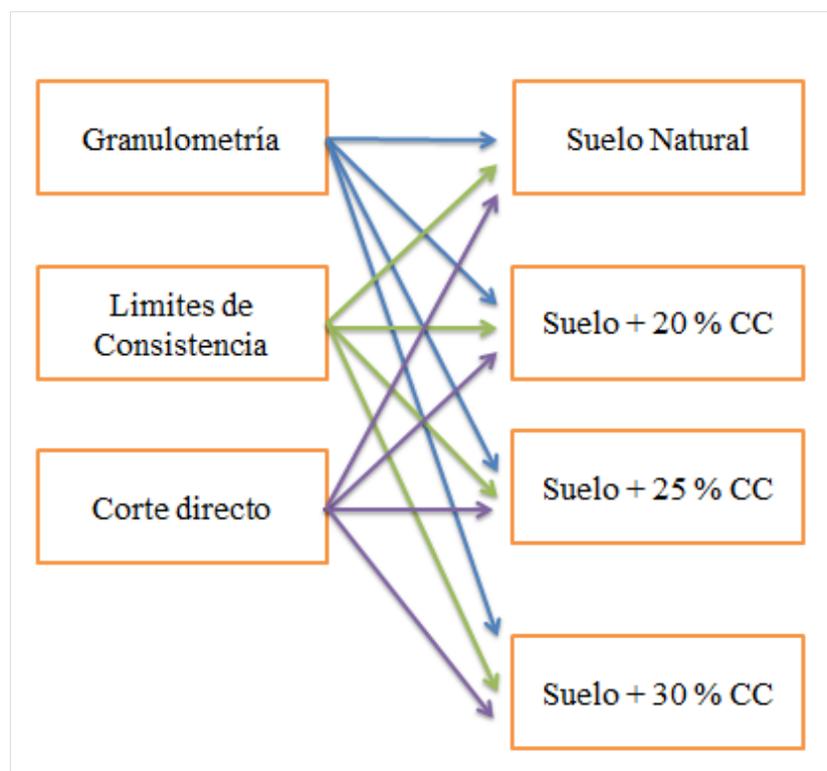


Figura 16: Ensayos y Muestras

2.4. Técnica e Instrumento de Recolección de Datos, Validez y Confiabilidad

Según Carrasco: “Instrumentos de recopilación de datos” significa pruebas, cuestionarios, inventarios, programas o guías de entrevistas, escalas de calificación y planes de encuestas o cualquier otro formulario que se utilice para recopilar información sobre elementos sustancialmente idénticos”. (2006, p.32)

En esta investigación la técnica empleada fue la observación directa, ya que se recolecto los datos en laboratorio, utilizando como instrumento los formatos de los siguientes ensayos: Corte Directo, granulometría y Contenido de humedad, los cuales son conocidos en el rubro de geotecnia.

La validación de este trabajo fue por medio del juicio del experto, es decir, algunos profesionales evaluaran en este caso los formatos de recolección de datos que se encuentran (Ver Anexo 2), luego se procedió a puntuar los formatos propuestos para confirmar la validez del instrumento donde un puntaje menor o igual a 0.4 puntos es considerado no valido, sin embargo, en este caso los formatos de recolección de datos fueron aprobados con puntuación mayor a 5 por lo que es válido. (Ver el Anexo 3).

Tabla 9: *Puntaje de expertos*

	Puntaje
Experto 1	0.89
Experto 2	0.71
Experto 3	0.91

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 10: *Rangos para la validación*

Rangos	Estado de Validación
0.00-0.25	Malo
0.25-0.50	Regular
0.50 -0.75	Bueno
0.75 -1.00	Muy Bueno

Fuente: Elaboración propia

Teniendo en cuenta la tabla 9 con los puntajes de cada experto se determinó la validez de los formatos de recolección presentadas en el Anexo 2 y Anexo 3 utilizando la tabla 10, por lo cual se obtuvo la siguiente tabla.

Tabla 11: *Validación del instrumento*

	Puntaje	Validez	
Experto 1	0.89	Muy Bueno	Validado
Experto 2	0.71	Bueno	Validado
Experto 3	0.91	Muy Bueno	Validado

Fuente: Elaboración propia

Entonces, con los datos numéricos de la tabla 10 y 11 se comprobó que la calificación e los expertos se encontraba dentro de los rangos Bueno y Muy bueno, por lo tanto, se comprueba la validez de los formatos presentados en el Anexo2.

En el caso de la confiabilidad en los ensayos que se realizaron para la obtención de datos de esta investigación se basó en los certificados de calibración de los equipos utilizados para el desarrollo de las pruebas (Corte Directo, granulometría y Contenido de humedad) los cuales fueron: Balanza, Copa Casagrande, Tamices, Caja de cizalladura, Aparato de cizalladura, Deformímetro, Cronometro, entre otros.

2.5. Procedimiento

Mediante la recolección de muestra se realizó una calicata de 1.40 m inicialmente, sin embargo, a partir de los 1.35 m el tipo de suelo cambio drásticamente, por lo que se continuó excavando hasta el 1,55 m. Con los instrumentos de recolección de datos se iniciaron los ensayos cada formato fue llenado 4 veces como se especifica en la muestra, una por el terreno natural y las otras 3 con los porcentajes establecidos (20%, 25% y 30%), es decir se obtienen 4 formatos con los datos obtenidos en el laboratorio por cada ensayo (Corte Directo, granulometría y Contenido de humedad). Entonces, se procedió a tomar como referencia una vivienda multifamiliar construida de la zona (6pisos), para de esta manera diseñar 4 zapatas con los 4 resultados del ensayo de Corte Directo, así mismo se tuvo en cuenta la teoría de bulbo de Presiones para establecer hasta que profundidad penetra la carga y de esta manera

aproximar la profundidad que se necesita para mezclar el terreno natural con las cenizas de carbón, es decir la profundidad de desplante actual mostrada en el plano ($Df=1.20$ m) más la profundidad extra para cada una de las 3 muestras que contienen cenizas de carbón dependiendo las dosificaciones.

2.6. Método de Análisis de datos

The analysis consists basically of responding to the objectives or hypotheses raised from the measurements made and the resulting data. To propose the analysis, it is convenient to propose an analysis plan or what is known as a data exploitation plan. It usually details in a flexible way how we are going to proceed when facing the data, which will be the main lines of analysis, what order we are going to follow, and what kind of tests or analysis techniques we will apply to the data.

En este Proyecto de investigación se utilizó el método de la observación e interpretación de datos, ya que se utiliza una muestra de suelo base y se mezcla con proporciones del producto, de tal manera que se obtendrán diferentes resultados que dependen directamente del producto de la misma manera se puede comprobar de manera estadística que las cenizas de carbón afectan de manera positiva o negativa a un suelo de terreno de fundación, por lo cual se utilizara el Chi – Cuadrado para relacionar este impacto.

2.7. Aspectos Éticos

Según Acevedo:

Los progresos científicos y tecnológicos por medio de las investigaciones que día a día aportan el conocimiento, procedimientos y avances en la modernos en diferentes rublos, conllevan un sinnúmero de beneficios para los estudiantes pero, por otra, a veces surgen de las investigaciones que se realizan en seres humanos en caso de la medicina y diversos dilemas éticos cuando se realiza una investigación es por ello, como producto, debe ser responsabilidad del autor de que todo en la investigación sea verídico, cumplimiento las normas, códigos o reglamentación en la investigación experimental. (2002,p.218).

En esta investigación se experimentó con las dosificaciones de las cenizas de carbón con respecto al terreno natural, para observar las modificaciones que se obtienen, sin embargo, se garantiza que los resultados presentados son legítimos y no presentan ninguna alteración que ponga en riesgo la credibilidad de esta investigación.

III. RESULTADOS

3.1. Ubicación Geográfica

La muestra de suelo se recolecto en el distrito de Comas, en una zona que anteriormente fue de lagunas y dedicada a la agricultura y ganadería.

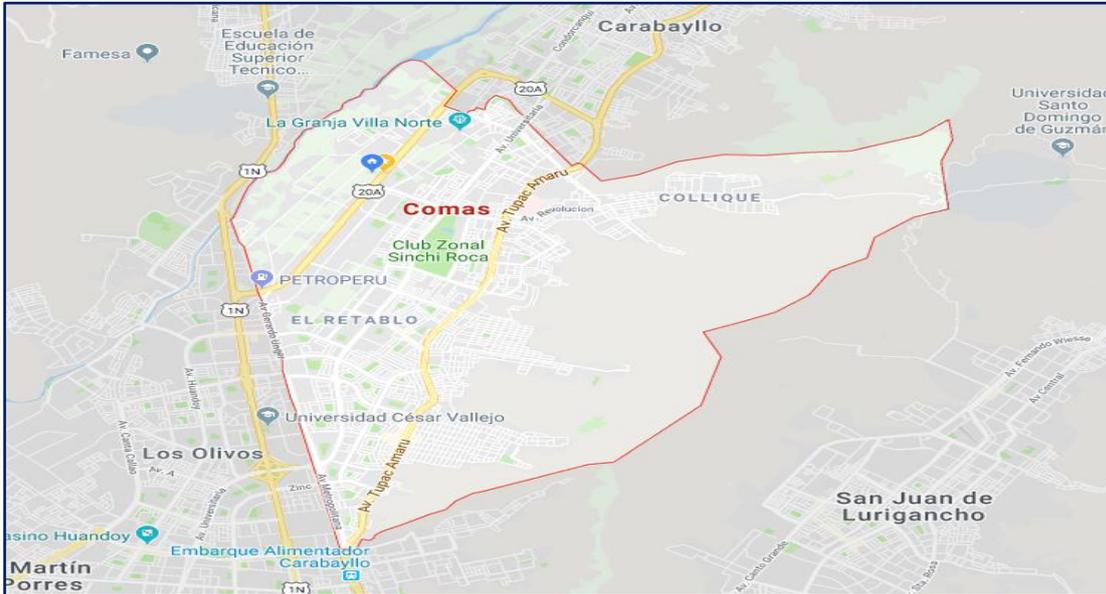


Figura 17: Ubicación del distrito

La ubicación exacta del lugar de recolección de muestra, es frente al centro mayorista Makro, y el terreno es de grandes dimensiones, como se muestra en la figura de ubicación en Google Maps.

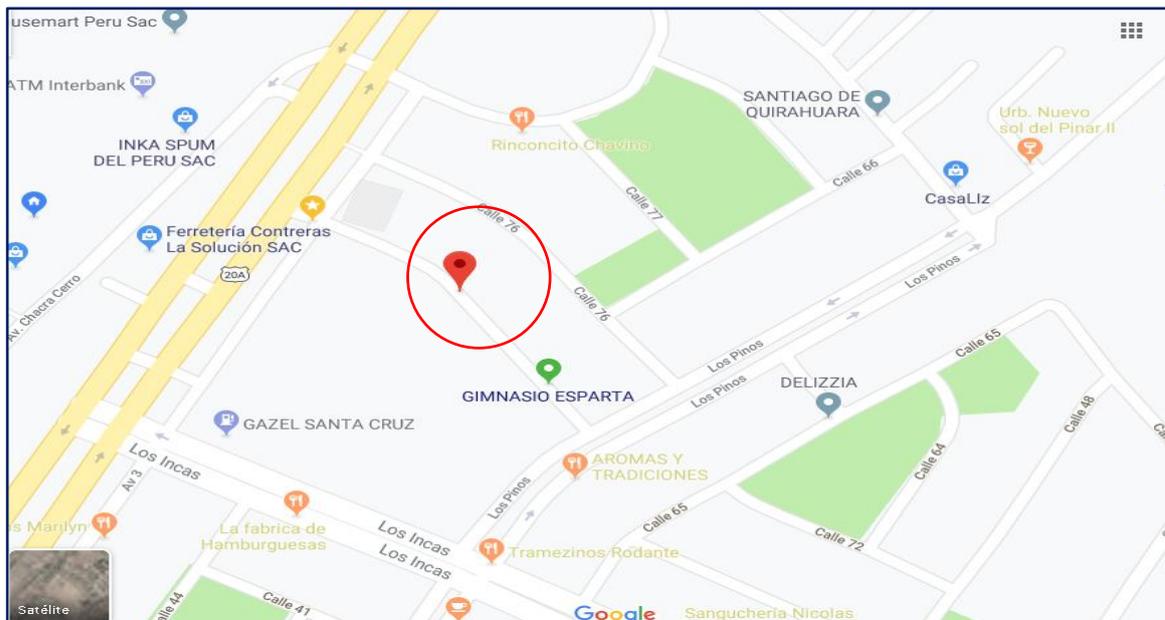


Figura 18: Ubicación de la zona

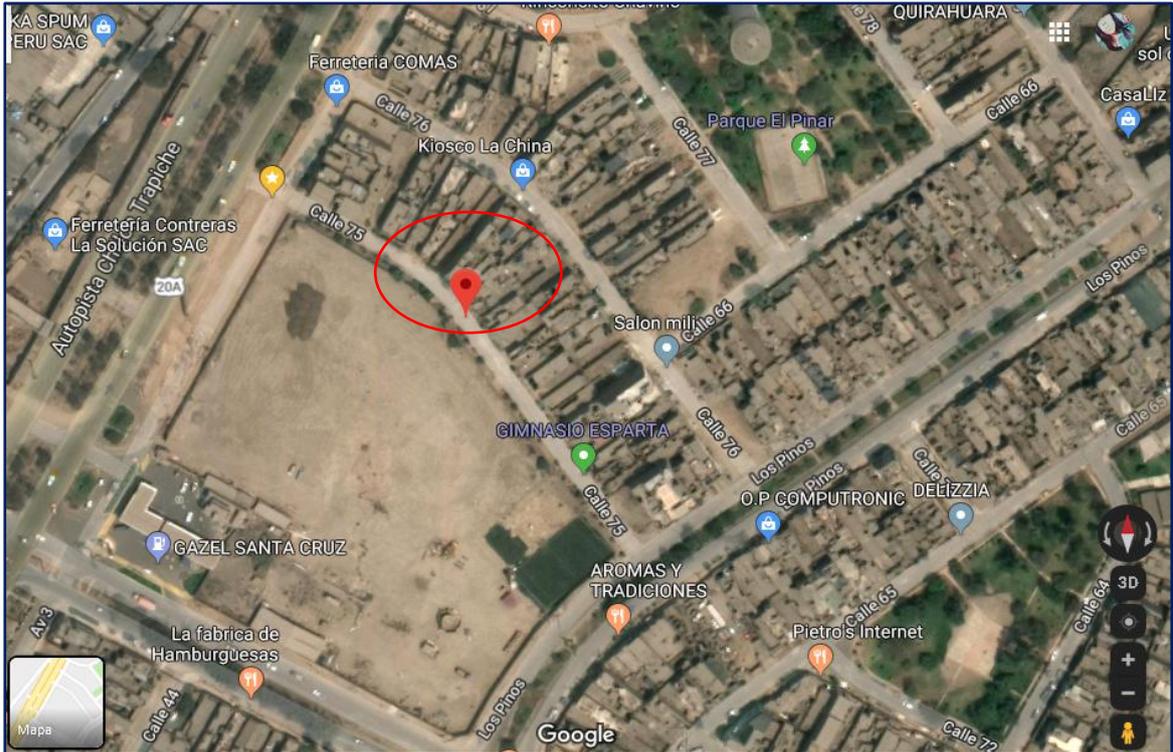


Figura 19: Ubicación de la zona vista satelital

De la siguiente manera se encontró el terreno ubicado en MZ B4 It 22 Calle los Pinos o 75, Comas, en la cual se permitió la extracción de la muestra de una zona que presentaba rastros de humedad.



Figura 20: Vista panorámica del terreno

3.2. Trabajo De Campo

El método por el cual se recolecta la muestra de suelo se llama muestreo. Se utilizan diferentes tipos de muestreos para este propósito dependiendo del tipo de muestra y las dificultades para recolectarlo; esta es una técnica ampliamente adoptada para recoger muestras, especialmente desde una profundidad considerable. Se instala una muestra para perforar la varilla del aparato de perforación y se baja a través de un agujero excavado en el suelo mediante la eliminación de tierra utilizando cualquiera de las técnicas de perforación habituales. Para esta investigación se realizó una calicata para un terreno de 198 m² según la norma E.010 para una investigación este es el número ideal de calicatas.



Figura 21: Excavación de la calicata

3.3 Trabajo De Laboratorio

Las tablas y Figuras que se muestran a continuación fueron obtenidas por medio de los ensayos practicados en el laboratorio de la Universidad Nacional de Ingeniería.

Granulometría

Para el análisis del resultado se tuvo en cuenta la siguiente tabla para la clasificación de partículas que se encuentren en la muestra de suelo recolectada, así como las muestras creadas utilizando los porcentajes de cenizas de carbón propuestos.

Tabla 12: *Tamaño de partículas*

Tipo de Material	Tamaño de las partículas
Grava	75 mm – 2 mm
Arena	Arena gruesa: 2 mm - 0.2 mm
	Arena fina: 0.2 mm - 0.05 mm
Limo	0.05 mm – 0.005 mm
Arcilla	Menor a 0.005 mm

Fuente: *Elaboración propia*



Figura 22: Granulometría en laboratorio (UNI)

En la siguiente tabla se muestra los resultados de la muestra natural que fue pasada por los tamices en el laboratorio, así mismo los porcentajes retenidos y que pasa para generar la curva granulométrica.

Tabla 13: *Granulometría de terreno natural*

Malla Serie American	Granulometría Natural ASTM D422		
	Apertura (Mm)	Ret. (%)	Pasa (%)
3"	75.000	0.00	100.00
2 "	50.000	0.00	100.00
1 1/2 "	37.500	0.00	100.00
1"	25.000	0.00	100.00
3/4"	19.000	0.00	100.00
1/2"	12.500	0.00	100.00
3/8"	9.500	0.00	100.00
1/4"	6.300	0.00	100.00
N°4	4.750	0.90	99.10
N°10	2.000	1.80	97.30

N°20	0.850	2.80	94.50
N°30	0.600	2.90	91.60
N°40	0.425	5.60	86.00
N°60	0.250	16.00	70.00
N°100	0.150	13.20	56.80
N°140	0.106	6.90	49.90
N°200	0.075	5.20	44.70
limo	0.050	10.12	34.58
limo	0.005	11.40	23.18
		23.18	0.00
		100.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

La tabla muestra que el porcentaje que pasa la malla número 200 es de 44.70% lo que indica que su clasificación fue como un suelo pobre a malo, sin embargo, si continuamos para la determinación de limos y arcillas en esta muestra existe un 21.52% de limos y 23.18% de arcillas. *A continuacion CURVA GRANULOMÉTRICA TERRENO NATURAL.*

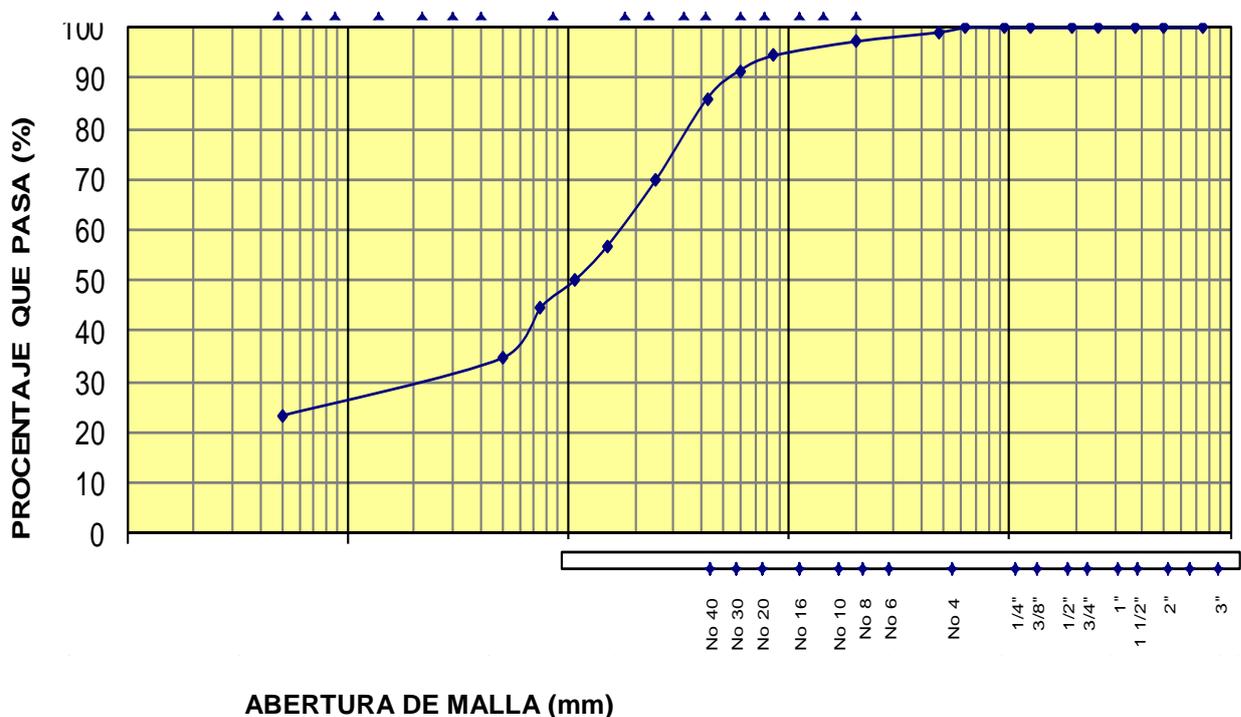


Figura 23: Curva Granulométrica de terreno natural

FINOS = 44.7%	ARENA = 54.4 %	GRAVA = 2.80%
---------------	----------------	---------------

En la siguiente tabla se muestra los resultados de S + 20% CC pasada por los tamices en el laboratorio, así mismo los porcentajes retenidos y los porcentajes que pasan para generar la curva granulométrica.

Tabla 14: Granulometría de S + 20% CC

Malla Serie American	Granulometría 20 % ASTM D422		
	Apertura (Mm)	Ret. (%)	Apertura (Mm)
3"	75.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	100.00
1"	25.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	100.00
1/2"	12.50	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	100.00
1/4"	6.30	0.40	100.00
N°4	4.75	0.90	99.60
N°10	2.00	1.20	98.70
N°20	0.85	2.20	97.50
N°30	0.60	2.70	95.30
N°40	0.43	3.90	92.60
N°60	0.25	14.60	88.70
N°100	0.15	12.10	74.10
N°140	0.11	6.50	62.00
N°200	0.075	5.10	55.50
limo	0.05	13.60	41.90
limo	0.005	14.10	28.30
arcilla	0.001	22.70	22.70
		100.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

La tabla muestra que el porcentaje que pasa la malla número 200 es de 41.90% lo que indica que su clasificación será como un suelo pobre a malo, sin embargo, si continuamos para la determinación de limos y arcillas en esta muestra existe un 27.70% de limos y 22.70% de arcillas. *A continuacion CURVA GRANULOMÉTRICA TERRENO NAT. + 20 % CC.*

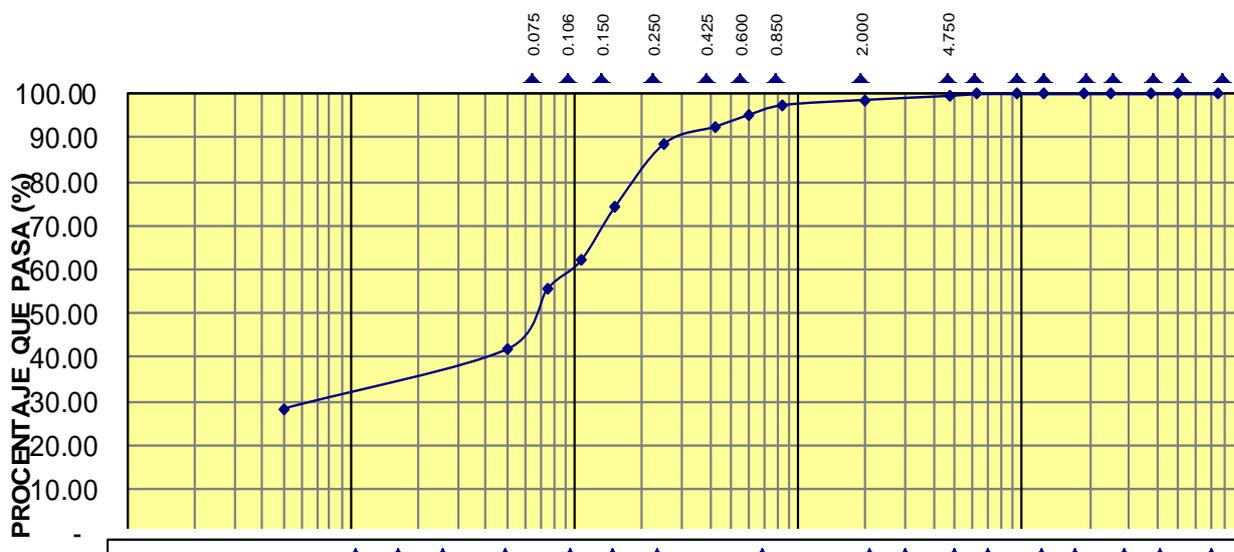


Figura 24: Curva granulométrica de S + 20% CC

FINOS = 41.90%

ARENA = 48.30%

GRAVA = 1.30%

En la siguiente tabla se muestra los resultados de S + 25% CC pasada por los tamices en el laboratorio, así mismo los porcentajes retenidos y los porcentajes que pasan para generar la curva granulométrica.

Tabla 15: *Granulometría de S + 25% CC*

Malla Serie Americana	Granulometría 25 % ASTM D422		
	Apertura (Mm)	Ret. (%)	Apertura (Mm)
3"	75.00	0.00	100.00
2 "	50.00	0.00	100.00
1 1/2 "	37.50	0.00	100.00
1"	25.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	100.00
1/2"	12.50	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	100.00
1/4"	6.30	0.00	100.00
N°4	4.75	0.50	99.50
N°10	2.00	1.10	98.40
N°20	0.85	2.30	96.10
N°30	0.60	2.10	94.00
N°40	0.43	4.60	89.40
N°60	0.25	13.00	76.40
N°100	0.15	11.70	64.70
N°140	0.11	7.00	57.70
N°200	0.075	5.90	51.80
limo	0.05	15.60	36.20
limo	0.005	14.40	21.80
arcilla	0.001	21.80	
		100.00	

Fuente: Elaboración propia

La tabla muestra que el porcentaje que pasa la malla número 200 es de 51.80 % lo que indica que su clasificación será como un suelo pobre a malo, sin embargo, si continuamos para la determinación de limos y arcillas en esta muestra existe un 30.00% de limos y 21.80% de arcillas. *A continuación CURVA GRANULOMÉTRICA TERRENO NAT. + 25 % CC.*

FINOS = 51.80%

ARENA = 47.70%

GRAVA = 5.10%

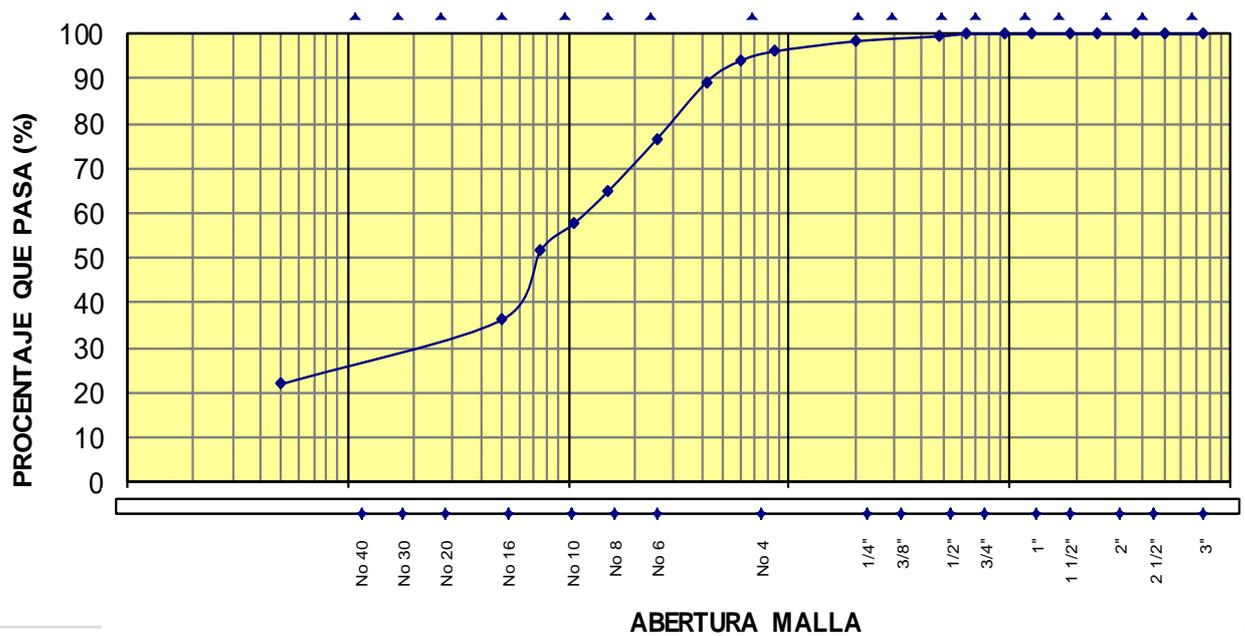


Figura 25: Curva granulométrica de S + 25% CC

En la siguiente tabla se muestra los resultados de S + 30% CC pasada por los tamices en el laboratorio, así mismo los porcentajes retenidos y los porcentajes que pasan para generar la curva granulométrica.

Tabla 16: Granulometría de S + 30% CC

Malla Serie Americana	Granulometría 30 % ASTM D422		
	Apertura (Mm)	Ret. (%)	Pasa (%)
3"	75.00	0.00	100.00
2 1/2"	50.00	0.00	100.00
2"	37.50	0.00	100.00
1 1/2"	25.00	0.00	100.00
1"	19.00	0.00	100.00
3/4"	12.50	0.00	100.00
1/2"	9.50	0.00	100.00
3/8"	6.30	0.00	100.00
N°4	4.75	0.80	99.20
N°10	2.00	1.70	97.50
N°16	0.85	1.90	95.60
N°20	0.60	2.20	93.40
N°30	0.43	4.50	88.90
N°40	0.25	13.40	75.50
N°80	0.15	12.20	63.30
N°100	0.11	6.20	57.10
N°200	0.075	4.40	52.70
limo	0.05	15.20	37.50
limo	0.005	16.80	20.70
arcilla	0.001	20.70	
		100.00	

Fuente: Elaboración propia

La tabla muestra que el porcentaje que pasa la malla número 200 es de 52.70% lo que indica que su clasificación será como un suelo pobre a malo, sin embargo, si continuamos para la determinación de limos y arcillas en esta muestra existe un 32.00% de limos y 20.70% de arcillas. *A continuacion CURVA GRANULOMÉTRICA TERRENO NAT. + 30 % CC.*

FINOS = 52.70%
ARENA = 46.50%
GRAVA = 0.80%

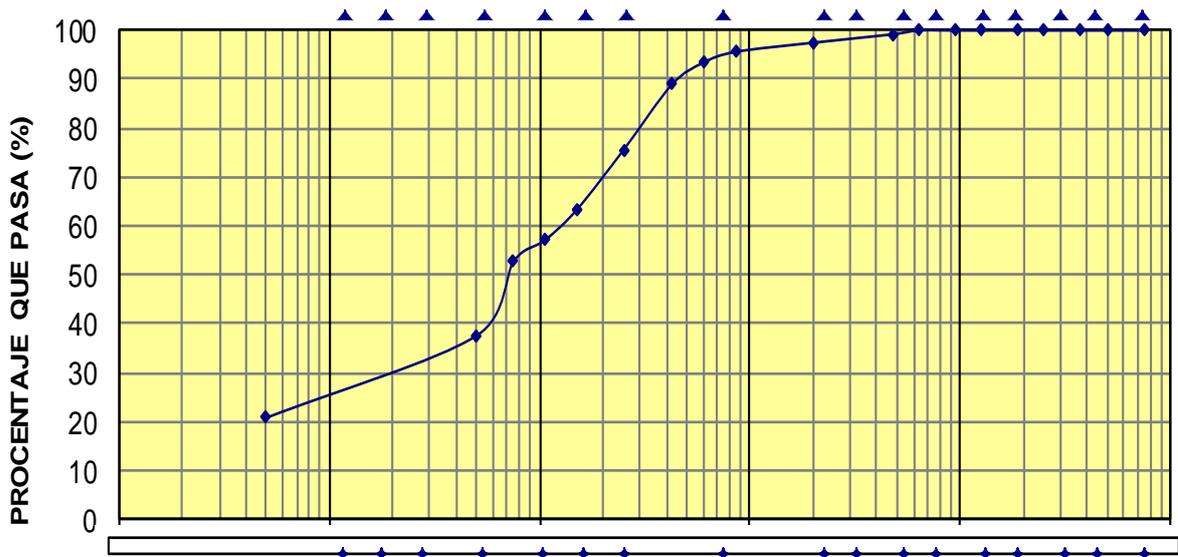


Figura 26: Curva granulométrica de S + 30% CC

Tabla 17: Resumen de Curvas Granulométricas

Apertura de malla (mm)	Granulometría 1 Pasa (%)	Granulometría 2 Pasa (%)	Granulometría 3 Pasa (%)	Granulometría 4 Pasa (%)
100	100.00	100.00	100.00	100.00
80	100.00	100.00	100.00	100.00
63	100.00	100.00	100.00	100.00
50	100.00	100.00	100.00	100.00
40	99.02	98.80	98.82	98.68
25	98.70	98.35	98.38	98.19
20	98.12	97.83	96.57	97.62
12.5	97.20	96.50	95.15	96.16
10	95.94	95.05	93.75	94.57
6.3	94.62	93.62	92.48	93.00
5	92.96	92.33	90.74	91.58
2	91.01	90.55	88.66	89.63
1.25	88.92	88.43	84.14	87.30
0.4	83.09	85.70	80.01	82.24
0.160	76.63	75.43	75.92	73.03
0.080	57.03	42.81	42.91	39.26

Fuente: Elaboración Propia

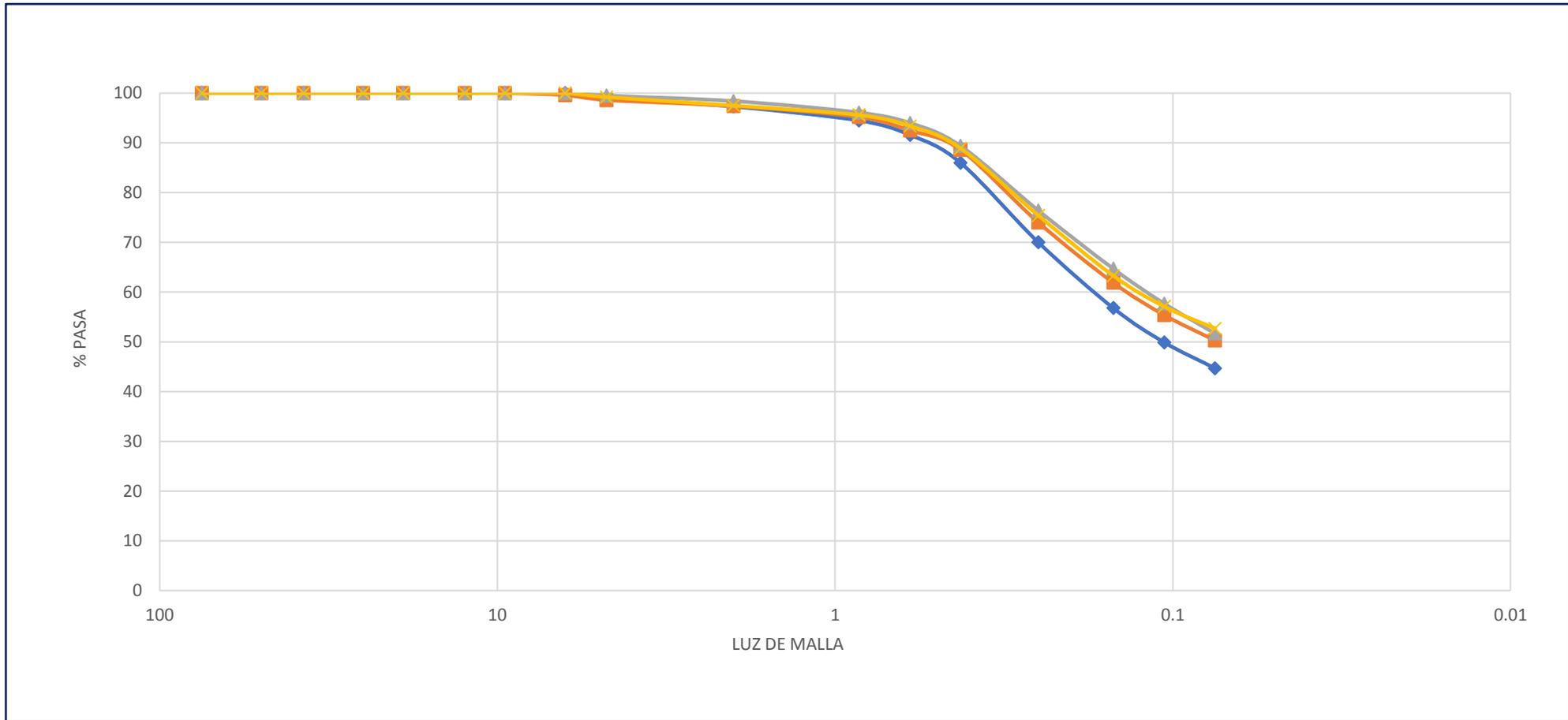


Figura 27: Curva Granulométrica hasta malla N° 200 – Resumen

Esta figura 27 se muestra las 4 curvas granulométricas, aquí se puede apreciar la variación hasta la malla #200, por lo que se obtiene una variación de Finos de 57.03 % hasta 39.26 %, considerando una disminución de 17.77%.

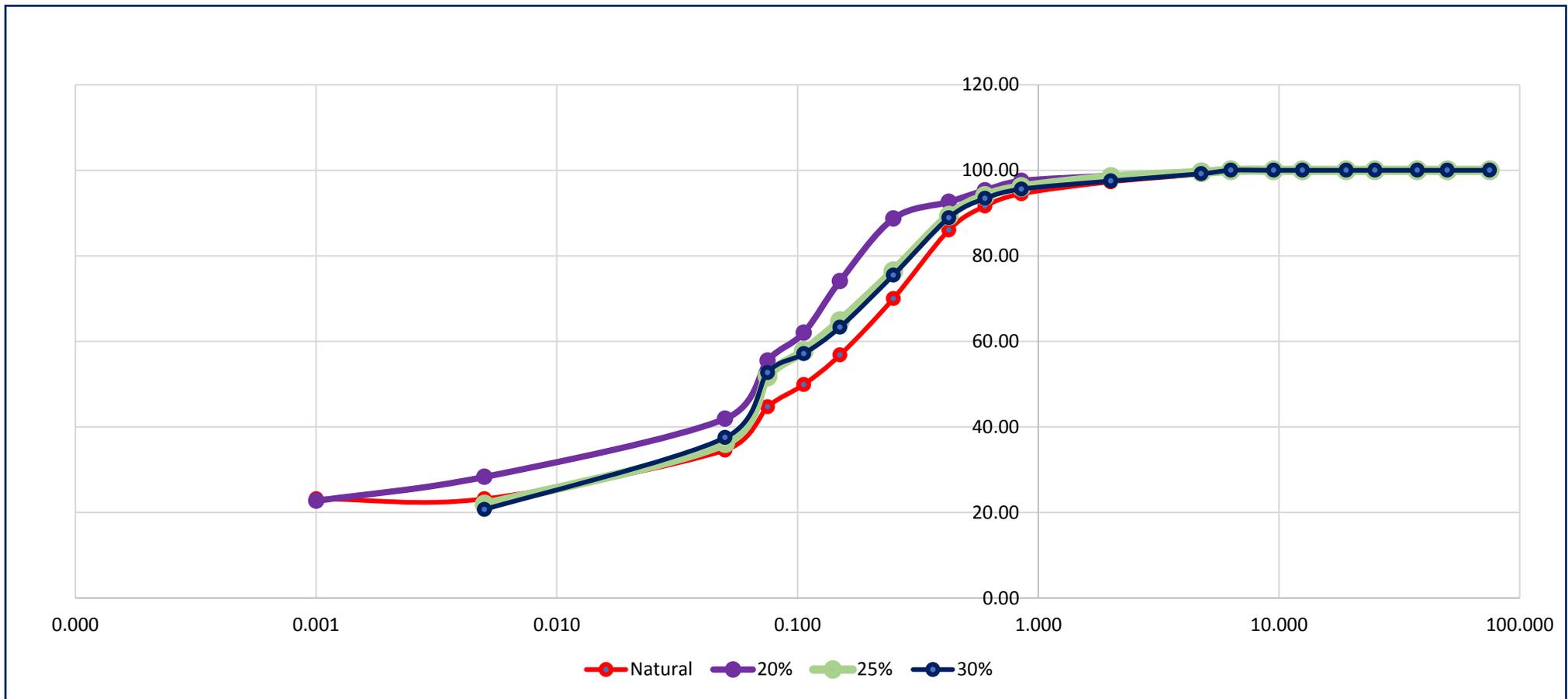


Figura 28: Curva granulométrica pasando malla 200 – Resumen

En esta Figura se aprecia las variaciones del terreno según los porcentajes propuestos desde la malla 3” hasta pasando la malla # 200 , donde se observa la variación de limos de un 8 % en aumento y la disminución de 2.5 % en arcillas, luego agregar lo que pasaba la malla #40.

Contenido De Humedad

El contenido de humedad fue calculado mediante el ensayo de límite líquido y plástico, de tal manera que se obtiene la característica de suelo al obtener el índice de plasticidad.



Figura 29: Límites de Atterberg en laboratorio (UNI)

Tabla 18: Índice de plasticidad

ÍNDICE DE PLASTICIDAD	CARACTERÍSTICA
IP > 20	Suelos muy arcillosos
20 > IP > 10	Suelos arcillosos
10 > IP > 4	Suelos poco arcillosos
IP = 0	Suelos exentos de arcilla

Fuente: Elaboración propia

En la tabla se obtuvieron los datos de límites utilizando la muestra del **TERRENO NATURAL** a los 15, 22 y 35 golpes que se cierra la brecha en la copa de Casagrande y la plasticidad a través de los rollitos.

Tabla 19: Límite Líquido y Plástico T. Natural

Descripción	Límite Líquido			Límite Plástico	
	1	2	3	1	2
Ensayo No					
Cápsula No	A	B	C		
Peso de Cápsula + Suelo Húmedo Gr.	50.90	52.40	49.70	38.50	40.90
Peso de Cápsula + Suelo Seco Gr.	48.7	49.10	48.20	37.35	39.65

Peso Agua Gr.	2.20	3.30	1.50		1.15	1.25
Peso de la Cápsula Gr.	36.3	33.85	42.1		30.50	33.10
Peso suelo seco Gr.	12.40	15.25	6.10		6.85	6.55
Contenido de Humedad. %	17.74	21.64	24.59		16.79	19.08
Número de Golpes	15	22	35			

Fuente: Elaboración propia

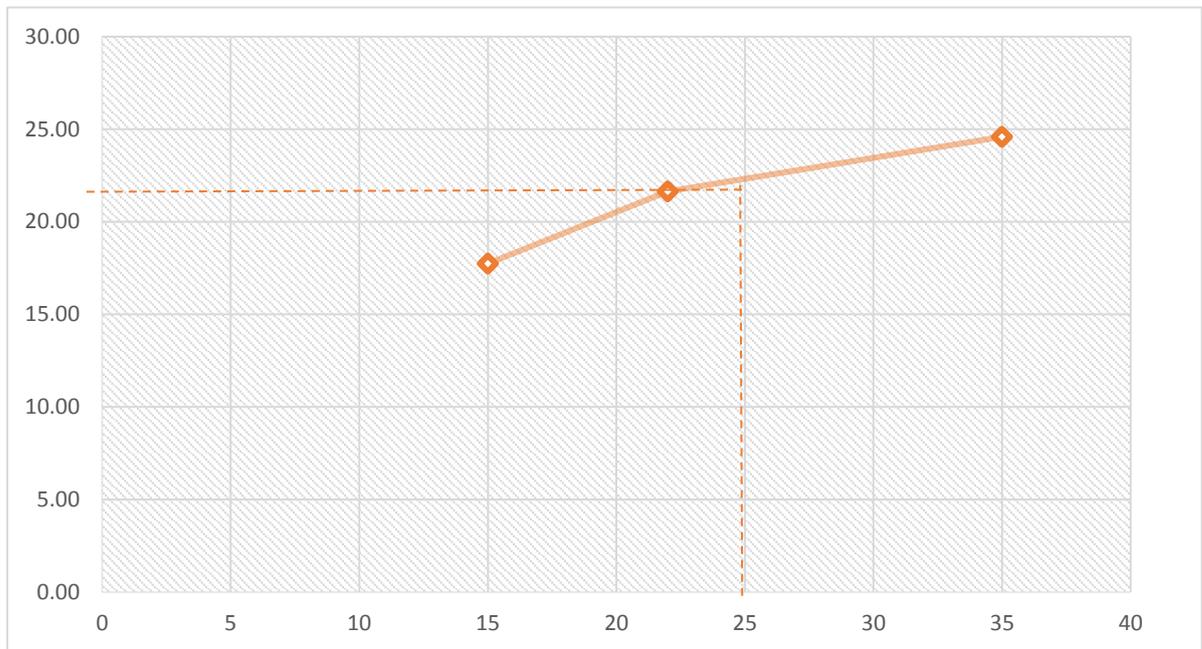


Figura 30: Límite Líquido terreno natural

Para conseguir el límite líquido se traza una línea a los 25 golpes como se muestra en la siguiente gráfica, la diferencia entre el Límite líquido y plástico solo de 3 % por lo que se considera un de baja plasticidad.

Tabla 20: Límite Líquido y Plástico T. Natural Resultados

Resultados de Ensayos			
Contenido de Humedad Terreno Natural			
Límite Líquido (%)	21.00	Clasificación	
Límite Plástico (%)	18.00	Sucs	
Índice Plasticidad (%)	3.00	Aashto	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla se obtuvieron los datos de límites utilizando la MUESTRA DE S +20% CC a los 16, 28 y 32 golpes que se cierra la brecha en la copa de Casagrande y la plasticidad a través de los rollitos.

Tabla 21: Límite Líquido y Plástico S + 20% CC

Descripción	Límite Líquido			Límite Plástico	
	1	2	3	1	2
Ensayo No	A	B	C		
Cápsula No					
Peso de Cápsula + Suelo húmedo Gr.	55.30	53.30	52.70	41.76	43.95
Peso de Cápsula + Suelo seco Gr.	50.6	50.20	49.80	40.30	42.60
Peso Agua Gr.	4.70	3.10	2.90	1.35	1.10
Peso de la Cápsula Gr.	30.2	34.2	34.3	32.70	32.85
Peso suelo seco Gr.	20.40	16.00	15.50	7.60	9.75
Contenido de humedad. %	23.04	19.38	18.71	19.17	13.89
Número de golpes	16	28	32		

Fuente: Elaboración propia

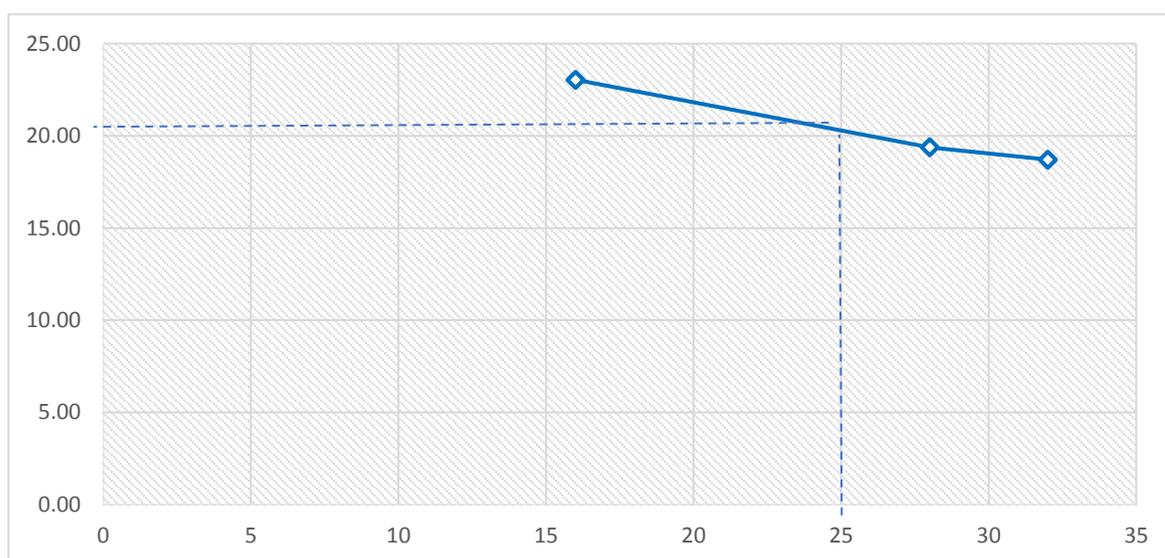


Figura 31: Límite Líquido S + 20% CC

La diferencia entre el Límite líquido y plástico es de 3.84 % por lo que se considera un suelo muy arcilloso, para conseguir el límite líquido se traza una línea a los 25 golpes como se muestra en la siguiente gráfica:

Tabla 22: Límite Líquido y Plástico S + 20% CC Resultados

Resultados de Ensayos			
Contenido de humedad natural (%)			
Límite Líquido (%)	20.37	Clasificación	
Límite Plástico (%)	16.53	Sucs	
Índice Plasticidad (%)	3.84	Aashto	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla se obtuvieron los datos de límites utilizando la MUESTRA DE S +25% CC a los 13, 17 y 35 golpes que se cierra la brecha en la copa de Casagrande y la plasticidad a través de los rollitos.

Tabla 23: Límite Líquido y Plástico S + 25% CC

Descripción	Límite Líquido			Límite Plástico	
	1	2	3	1	2
Ensayo No	A	B	C		
cápsula No					
Peso de cápsula + Suelo Húmedo Gr.	47.20	53.40	62.70	75.30	66.20
Peso de cápsula + Suelo Seco Gr.	42.9	50.80	58.50	68.80	60.40
Peso agua Gr.	4.30	2.60	4.20	5.80	3.30
Peso de la cápsula Gr.	17.8	33.85	42.1	19.50	26.70
Peso suelo Seco Gr.	25.10	16.95	16.40	49.30	33.70
Contenido de Humedad. %	17.13	15.34	25.61	13.18	17.21
Número de Golpes	13	17	35		

Fuente: Elaboración propia

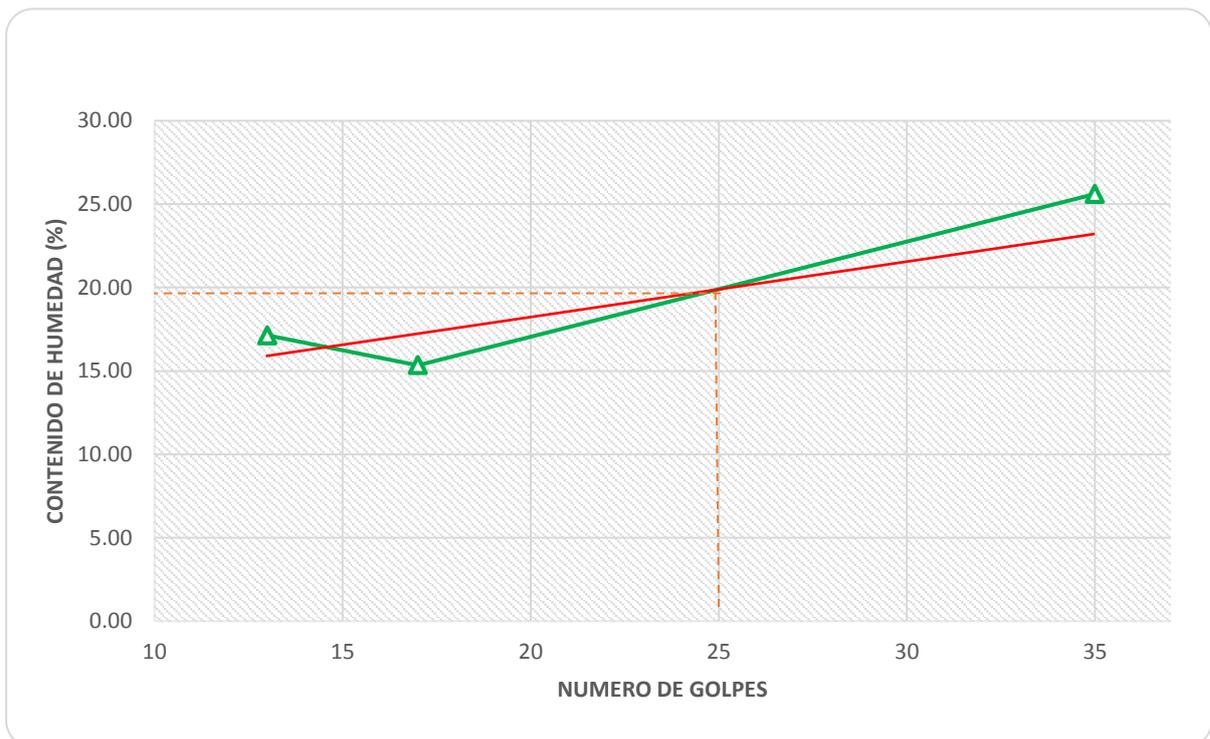


Figura 32: Límite Líquido S + 25% CC

La diferencia entre el Límite líquido y plástico es de 4.16 % por lo que se considera un suelo arcilloso, para conseguir el límite líquido se traza una línea a los 25 golpes como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 24: Límite Líquido y Plástico S + 25% CC Resultados

Resultados de Ensayos			
Contenido de Humedad Natural (%)			
Límite Líquido (%)	19.36	Clasificación	
Límite Plástico (%)	15.20	SUCS	
Índice Plasticidad (%)	4.16	AASHTO	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla se obtuvieron los datos de límites utilizando la MUESTRA DE S +30% CC a los 12, 18 y 30 golpes que se cierra la brecha en la copa de Casagrande y la plasticidad a través de los rollitos.

Tabla 25: Límite Líquido y Plástico S + 30% CC

Descripción	Límite Líquido			Límite Plástico	
	1	2	3	1	2
Ensayo No					
Cápsula No					
Peso de Cápsula + Suelo Húmedo Gr.	65.35	53.30	63.40	48.60	51.70
Peso de Cápsula + Suelo Seco Gr.	61.3	50.60	59.50	46.10	48.50
Peso Agua Gr.	4.05	2.70	3.90	3.20	2.20
Peso de la Cápsula Gr.	39.8	33.85	42.1	28.50	25.50
Peso suelo seco Gr.	21.50	16.75	17.40	17.60	23.00
Contenido de Humedad. %	18.84	16.12	22.41	14.20	13.91
Número de Golpes	12	18	30		

Fuente: Elaboración propia

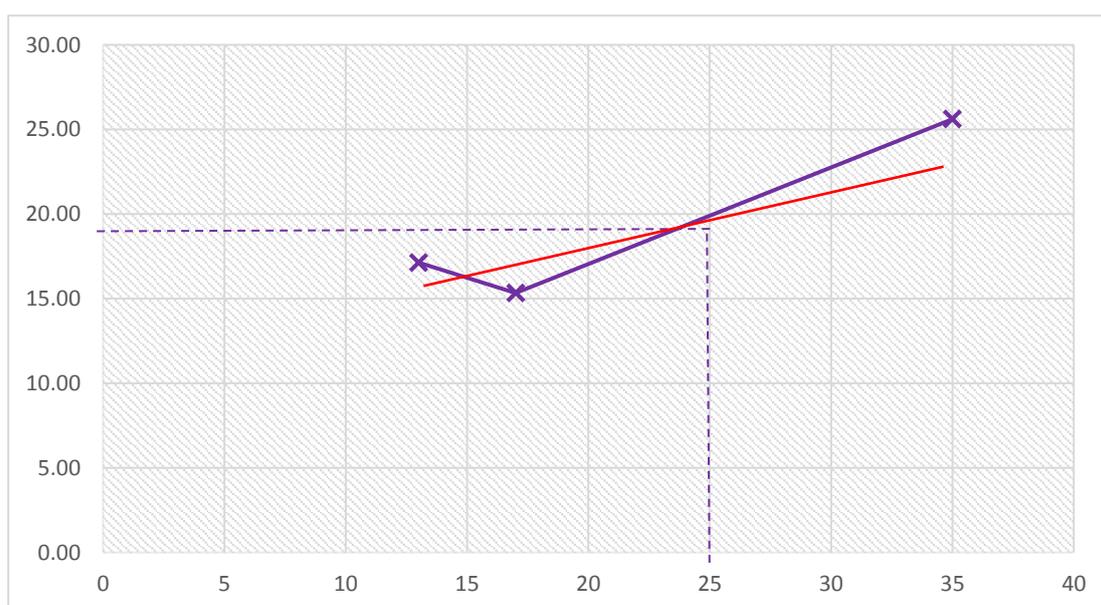


Figura 33: Límite Líquido S + 30% CC

La diferencia entre el Límite líquido y plástico es de 5.04 % por lo que se considera un suelo arcilloso, para conseguir el límite líquido se traza una línea a los 25 golpes como se muestra en la siguiente gráfica:

Tabla 26: Límite Líquido y Plástico S + 30% CC Resumen

Resultados de Ensayos			
Contenido de Humedad Natural (%)			
Límite Líquido (%)	19.12	Clasificación	
Límite Plástico (%)	14.08	SUCS	
Índice Plasticidad (%)	5.04	AASHTO	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27: Límite Líquido comparación

Natural		20%		25%		30%	
Numero De Golpes	Contenido De Humedad. %	Numero De Golpes	Contenido De Humedad. %	Numero De Golpes	Contenido De Humedad. %	Numero De Golpes	Contenido De Humedad. %
11	17.74	16	23.04	13	17.13	12	18.84
27	21.64	28	19.38	17	15.34	18	16.12
30	24.59	32	18.71	35	25.61	30	22.41

Fuente: Elaboración propia

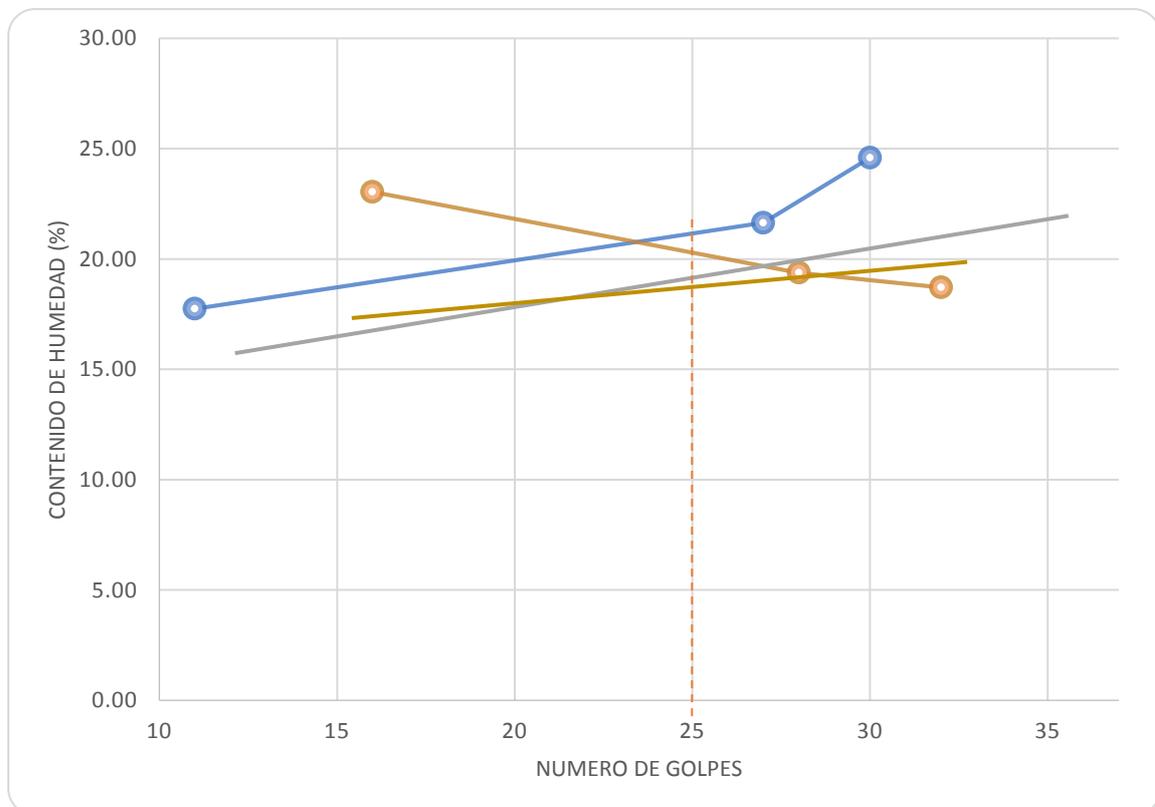


Figura 34: Resumen de Límite Líquido

Tabla 28: *Tabla de Límites e Índice de Plasticidad*

	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad
Terreno Natural	21.00	18.00	3.00
S+ 20% Cc	20.37	16.53	3.84
S+25%Cc	19.36	15.20	4.16
S+30%Cc	19.12	14.08	5.04

Fuente: Elaboración propia

Teniendo en cuenta la tabla mostrada, se procedió a realizar un gráfico donde se aprecia la variación que se obtuvo aumentando los porcentajes de cenizas de carbón con respecto a los Límites de Atterberg: A continuación, la siguiente figura.

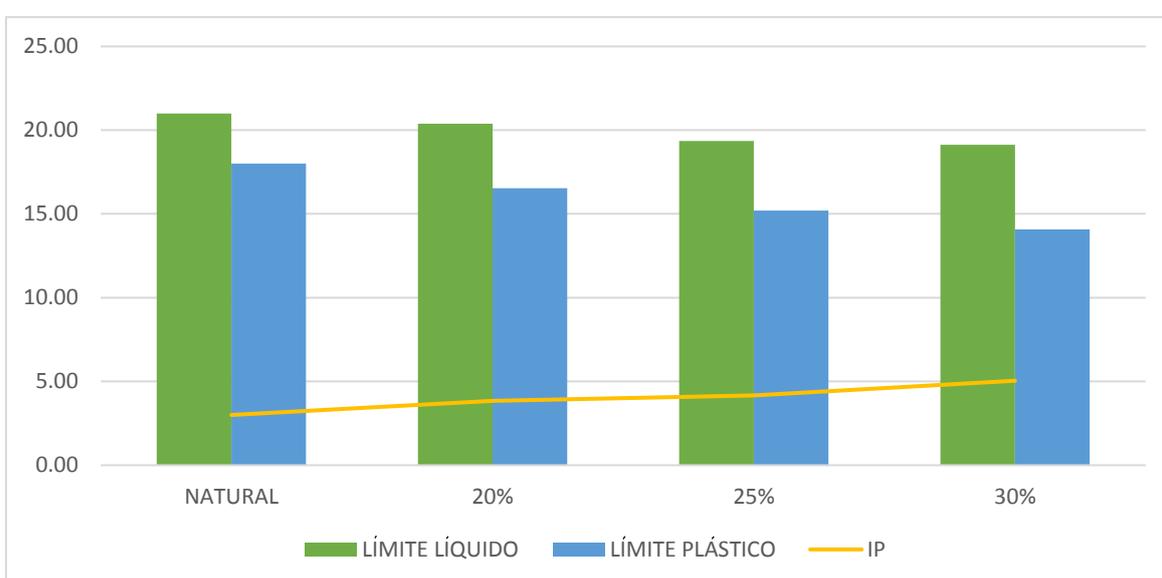


Figura 35: Resumen de la variación de los límites

Tabla 29: *Clasificación de suelos por muestras*

CLASIFICACIÓN	NATURAL	S + 20% CC	S + 25%CC	S + 30%CC
SUCS	Arena limosa (SM)	Limo baja plasticidad arenoso (ML)	Limo baja plasticidad arenoso (ML)	Limo baja plasticidad arenoso (ML)
AASHTO	A - 6 Suelo Arcilloso	A - 4 Suelo Limoso	A - 4 Suelo Limoso	A - 4 Suelo Limoso
Valor índice de grupo	0	1	1	2

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 35, se mostró la variación de Límite Líquido, Plástico y el Índice de plasticidad, donde se reconoce la disminución de 2% en el contenido de humedad y una des concordancia abrupta con respecto al Límite Plástico y por ende el Índice de Plasticidad. Asimismo, la clasificación tuvo un cambio notorio de un suelo Arenoso a un suelo Limoso.

Corte Directo

Para realizar este ensayo se tuvo que mezclar los porcentajes de cenizas de carbón con el suelo natural, luego en el Laboratorio N° 2 de mecánica de suelos se procedió a medir su resistencia al corte, desplazamientos con los cuales se obtuvieron el Angulo de fricción y la cohesión del suelo.



Figura 36: Ensayo de corte directo (UNI)



Figura 37: Lectura de la resistencia al corte (UNI)



Figura 38: Registro de la resistencia al corte

Para la muestra natural del suelo, se realizó el ensayo de corte directo en el cual se obtuvieron datos los máximos Esfuerzos al corte.

Tabla 30: Datos corte directo (T. Natural)

DATOS		ESPÉCIMEN 01		ESPÉCIMEN 02		ESPÉCIMEN 03	
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
ALTURA (H)	CM	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
DIÁMETRO (Ø)	CM	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95
VOLUMEN (V)	CM ³	50.33	50.33	50.33	50.33	50.33	50.33
PESO	GR	78.15		78.80		73.36	
DENSIDAD (Y)	GR/CM ³	1.43		1.45		1.46	
HUMEDAD (w)	%	17.80		21.00		25.00	
ESFUERZO NORMAL	KG/CM ²	0.50		1.00		2.00	

Defomac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Defomac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Defomac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000
0.10	7.00	0.981	0.050	0.10	14.00	1.963	0.100	0.10	25.00	3.505	0.179
0.20	8.00	1.122	0.057	0.20	27.00	3.785	0.193	0.20	38.00	5.434	0.277
0.30	9.00	1.262	0.064	0.30	35.00	4.907	0.250	0.30	46.00	6.578	0.335
0.40	10.00	1.402	0.071	0.40	39.00	5.577	0.284	0.40	51.00	7.293	0.371
0.60	12.00	1.682	0.086	0.60	42.00	6.006	0.306	0.60	65.00	9.295	0.473
0.80	13.00	1.823	0.093	0.80	47.00	6.721	0.342	0.80	72.00	10.404	0.530
1.00	16.00	2.243	0.114	1.00	55.00	7.865	0.401	1.00	81.50	11.777	0.600
1.50	21.00	2.944	0.150	1.50	72.00	10.404	0.530	1.50	96.00	13.872	0.706
1.75	24.00	3.365	0.171	1.75	79.00	11.416	0.581	1.75	102.00	14.739	0.751
2.00	27.00	3.785	0.193	2.00	83.00	11.994	0.611	2.00	109.00	15.751	0.802
2.50	27.50	3.856	0.196	2.50	87.00	12.572	0.640	2.50	121.00	17.485	0.890
3.00	31.00	4.346	0.221	3.00	89.00	12.861	0.655	3.00	127.00	18.352	0.935
4.00	33.00	4.627	0.236	4.00	92.00	13.294	0.677	4.00	137.50	19.869	1.012
4.50	36.50	5.220	0.266	4.50	94.00	13.583	0.692	4.50	149.00	21.575	1.099
6.25	42.50	6.078	0.310	6.25	94.50	13.655	0.695	6.25	162.00	23.458	1.195
8.25	36.00	5.148	0.262	8.25	94.00	13.583	0.692	8.25	176.50	25.593	1.303
10.25	39.00	5.577	0.284	10.25	94.00	13.583	0.692	10.25	188.00	27.260	1.388
12.00	47.50	6.793	0.346	12.00	95.00	13.728	0.699	12.00	189.00	27.405	1.396

CÁLCULO													
PUNTO 01		PUNTO 02		PUNTO 03		ECUACIÓN $Y=mX-mX1+Y1$				ÁNGULO (°)		COHESIÓN (Kg/cm ²)	
X	Y	X	Y	X	Y								
0.50	0.356	1.00	0.699	2.00	1.15044								
PENDIENTE	0.686	ENTRE P1	P2	Y=	0.686	X	+	0.013	34.4500	0.013			
PENDIENTE	0.701	ENTRE P2	P3	Y=	0.701	X	+	-0.002	35.0300	-0.002			
PENDIENTE	0.696	ENTRE P3	P1	Y=	0.696	X	+	0.008	34.8380	0.008			

Fuente: Elaboración propia

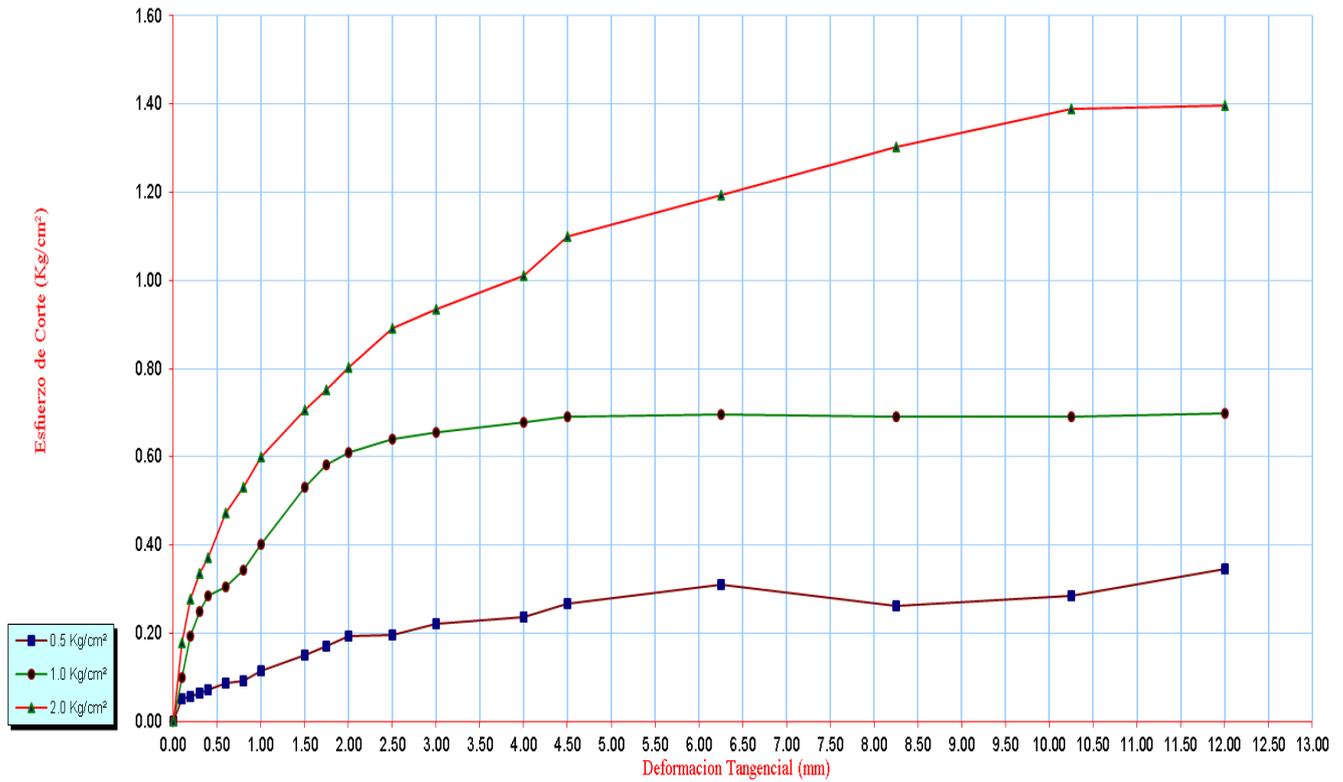


Figura 39: Esfuerzo vs Deformación (T. Natural)

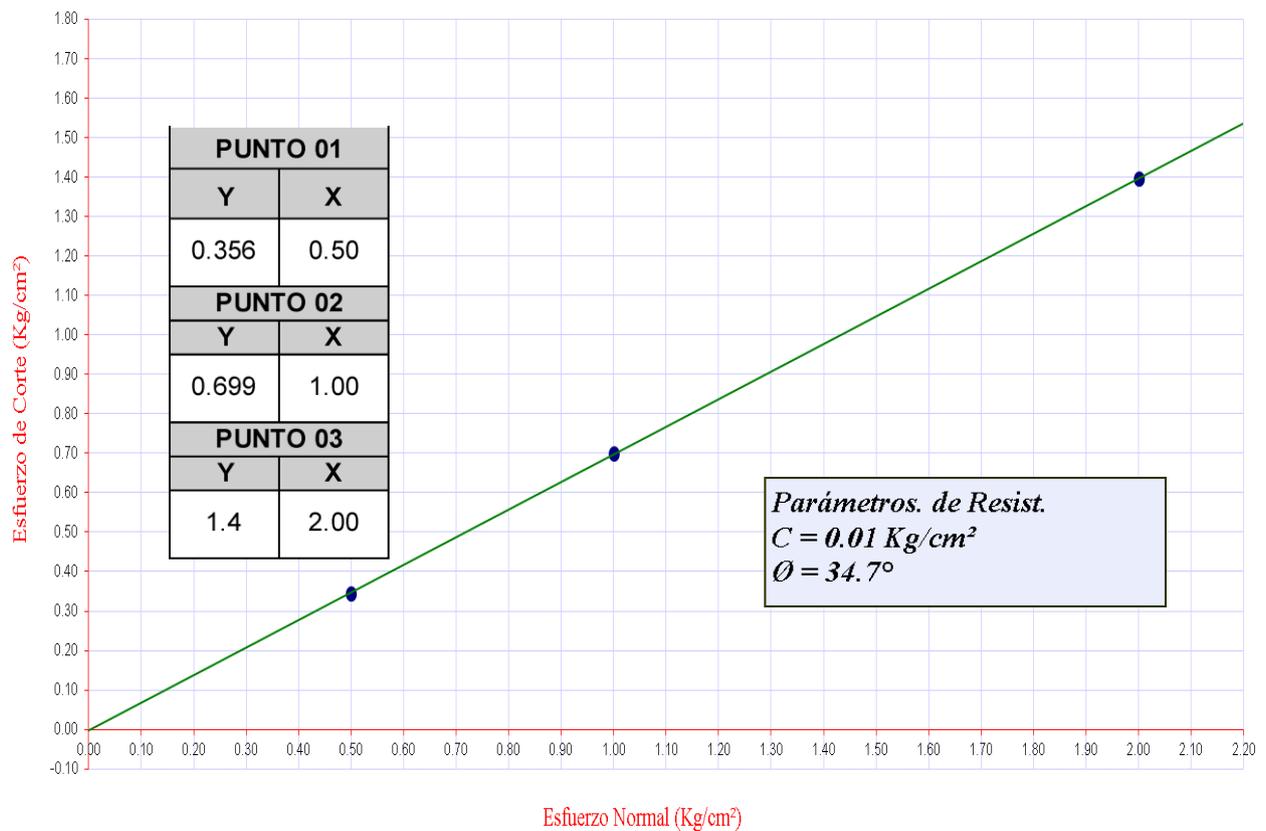


Figura 40 : Cohesión y ángulo de Fricción (T. Natural)

Para la muestra S + 20 % CC, se realizó el ensayo de corte directo en el cual se obtuvieron datos los máximos Esfuerzos al corte.

Tabla 31: Datos corte directo (T. Natural + 20% Cc)

DATOS		ESPÉCIMEN 01		ESPÉCIMEN 02		ESPÉCIMEN 03	
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
ALTURA (H)	CM	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
DIÁMETRO (Ø)	CM	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95
VOLUMEN (V)	CM ³	50.22	50.22	50.22	50.22	50.22	50.22
PESO	GR	72.57		78.98		72.86	
DENSIDAD (Y)	GR/CM ³	1.44		1.45		1.47	
HUMEDAD (w)	%	27.80		26.20		24.40	
ESFUERZO NORMAL	KG/CM ²	0.50		1.00		2.00	

Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000
0.10	3.00	0.421	0.021	0.10	21.50	3.014	0.154	0.10	31.50	4.416	0.225
0.20	5.00	0.701	0.036	0.20	30.50	4.276	0.218	0.20	42.00	6.006	0.306
0.30	8.00	1.122	0.057	0.30	39.50	5.649	0.288	0.30	50.00	7.150	0.364
0.40	11.50	1.612	0.082	0.40	46.00	6.578	0.335	0.40	67.00	9.581	0.488
0.50	14.00	1.963	0.100	0.50	55.00	7.865	0.401	0.50	82.00	11.849	0.603
1.00	16.00	2.243	0.114	1.00	64.50	9.224	0.470	1.00	88.50	12.788	0.651
1.50	21.50	3.014	0.154	1.50	68.50	9.796	0.499	1.50	108.50	15.678	0.798
2.00	26.00	3.645	0.186	2.00	79.00	11.416	0.581	2.00	120.00	17.340	0.883
2.50	29.50	4.136	0.211	2.50	83.00	11.994	0.611	2.50	126.00	18.207	0.927
3.00	34.00	4.767	0.243	3.00	89.00	12.861	0.655	3.00	140.00	20.272	1.032
4.00	38.00	5.434	0.277	4.00	95.00	13.728	0.699	4.00	149.00	21.575	1.099
5.00	39.50	5.649	0.288	5.00	98.00	14.161	0.721	5.00	152.00	22.010	1.121
6.00	45.00	6.435	0.328	6.00	100.00	14.450	0.736	6.00	164.50	23.820	1.213
8.25	47.00	6.721	0.342	8.25	97.00	14.017	0.714	8.25	176.00	25.520	1.300
10.25	49.00	7.007	0.357	10.25	96.00	13.872	0.706	10.25	185.50	26.898	1.370
12.00	52.00	7.436	0.379	12.00	95.00	13.728	0.699	12.00	188.00	27.260	1.388

CÁLCULO														
PUNTO 01		PUNTO 02		PUNTO 03		ECUACIÓN $Y=mX-mX1+Y1$				ÁNGULO (°)		COHESIÓN (Kg/cm ²)		
X	Y	X	Y	X	Y									
0.50	0.38	1.00	0.73593	2.00	1.39									
PENDIENTE		0.71	ENTRE P1	P2		Y=	0.714	X +	0.0215	35.5430	0.02149			
PENDIENTE		0.65	ENTRE P2	P3		Y=	0.652	X +	0.0835	33.1200	0.08353			
PENDIENTE		0.68	ENTRE P3	P1		Y=	0.68	X +	0.008	34.2160	0.008			

Fuente: Elaboración propia

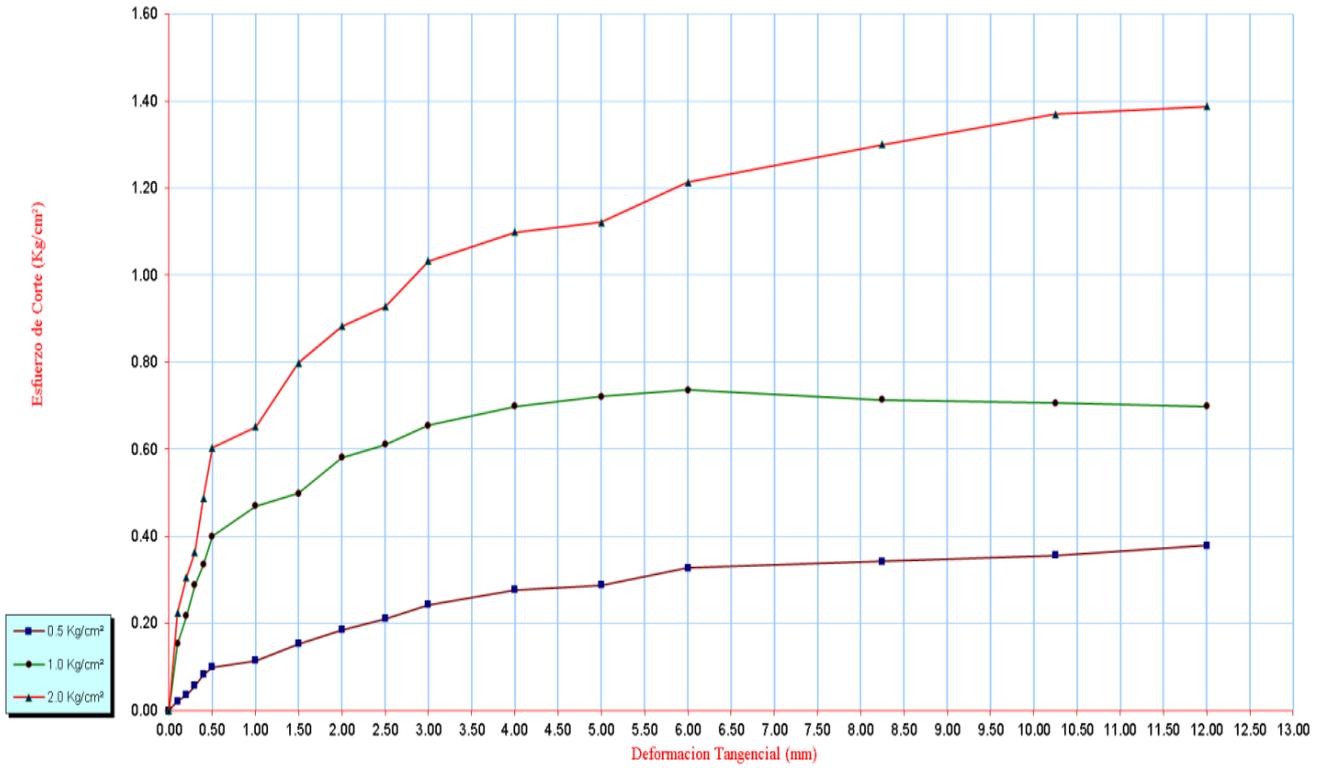


Figura 41: Esfuerzo vs Deformación (T. Natural + 20% Cc)

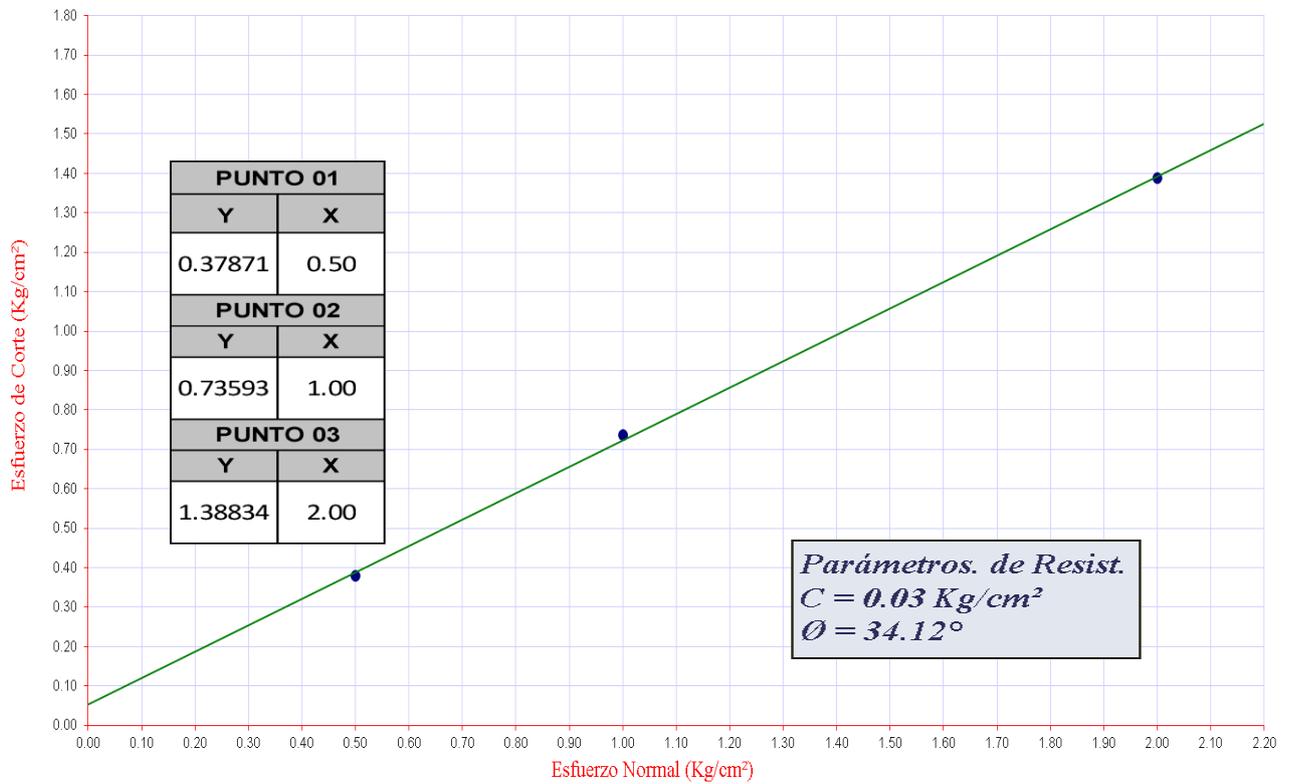


Figura 42: Cohesión y ángulo de Fricción (T. Natural + 20% Cc)

Para la muestra S + 25 % CC, se realizó el ensayo de corte directo en el cual se obtuvieron datos los máximos Esfuerzos al corte.

Tabla 32: Datos corte directo (T. Natural + 25% Cc)

DATOS		ESPÉCIMEN 01		ESPÉCIMEN 02		ESPÉCIMEN 03	
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
ALTURA (H)	CM	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
DIÁMETRO (Ø)	CM	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95
VOLUMEN (V)	CM ³	50.33	50.33	50.33	50.33	50.33	50.33
PESO	GR	78.57		78.78		73.86	
DENSIDAD (Y)	GR/CM ³	1.44		1.45		1.47	
HUMEDAD (W)	%	37.00		26.10		35.40	
ESFUERZO NORMAL	KG/CM ²	0.50		1.00		2.00	

Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000
0.10	8.00	1.122	0.057	0.10	20.50	2.874	0.146	0.10	23.00	3.225	0.164
0.20	10.00	1.402	0.071	0.20	29.50	4.136	0.211	0.20	35.00	4.907	0.250
0.30	13.00	1.823	0.093	0.30	36.00	5.148	0.262	0.30	50.00	7.150	0.364
0.40	15.50	2.173	0.111	0.40	39.00	5.577	0.284	0.40	64.00	9.152	0.466
0.50	20.00	2.804	0.143	0.50	41.00	5.863	0.299	0.50	78.00	11.271	0.574
1.00	23.00	3.225	0.164	1.00	52.00	7.436	0.379	1.00	91.00	13.150	0.670
1.50	23.50	3.295	0.168	1.50	56.00	8.008	0.408	1.50	98.00	14.161	0.721
2.00	27.50	3.856	0.196	2.00	66.50	9.510	0.484	2.00	112.00	16.184	0.824
2.50	28.00	3.926	0.200	2.50	72.00	10.404	0.530	2.50	126.00	18.207	0.927
3.00	31.00	4.346	0.221	3.00	78.00	11.271	0.574	3.00	136.00	19.652	1.001
4.00	35.00	4.907	0.250	4.00	82.00	11.849	0.603	4.00	142.00	20.562	1.047
5.00	37.50	5.363	0.273	5.00	87.00	12.572	0.640	5.00	149.00	21.575	1.099
6.00	41.00	5.863	0.299	6.00	92.50	13.366	0.681	6.00	160.00	23.168	1.180
8.00	46.00	6.578	0.335	8.00	93.00	13.439	0.684	8.00	166.50	24.109	1.228
10.00	51.00	7.293	0.371	10.00	94.00	13.583	0.692	10.00	179.00	25.955	1.322
12.00	53.00	7.579	0.386	12.00	95.00	13.728	0.699	12.00	187.00	27.115	1.381

CÁLCULO											
PUNTO 01		PUNTO 02		PUNTO 03		ECUACIÓN $Y=mX-mX1+Y1$				ÁNGULO (°)	COHESIÓN (Kg/cm ²)
X	Y	X	Y	X	Y						
0.50	0.381	1.00	0.688	2.00	1.34						
PENDIENTE	0.614	ENTRE P1	P2	Y=	0.614	X +	0.074			31.5500	0.074
PENDIENTE	0.652	ENTRE P2	P3	Y=	0.652	X +	0.036			33.1040	0.036
PENDIENTE	0.6393	ENTRE P3	P1	Y=	0.639	X +	0.0613			32.5910	0.061

Fuente: Elaboración propia

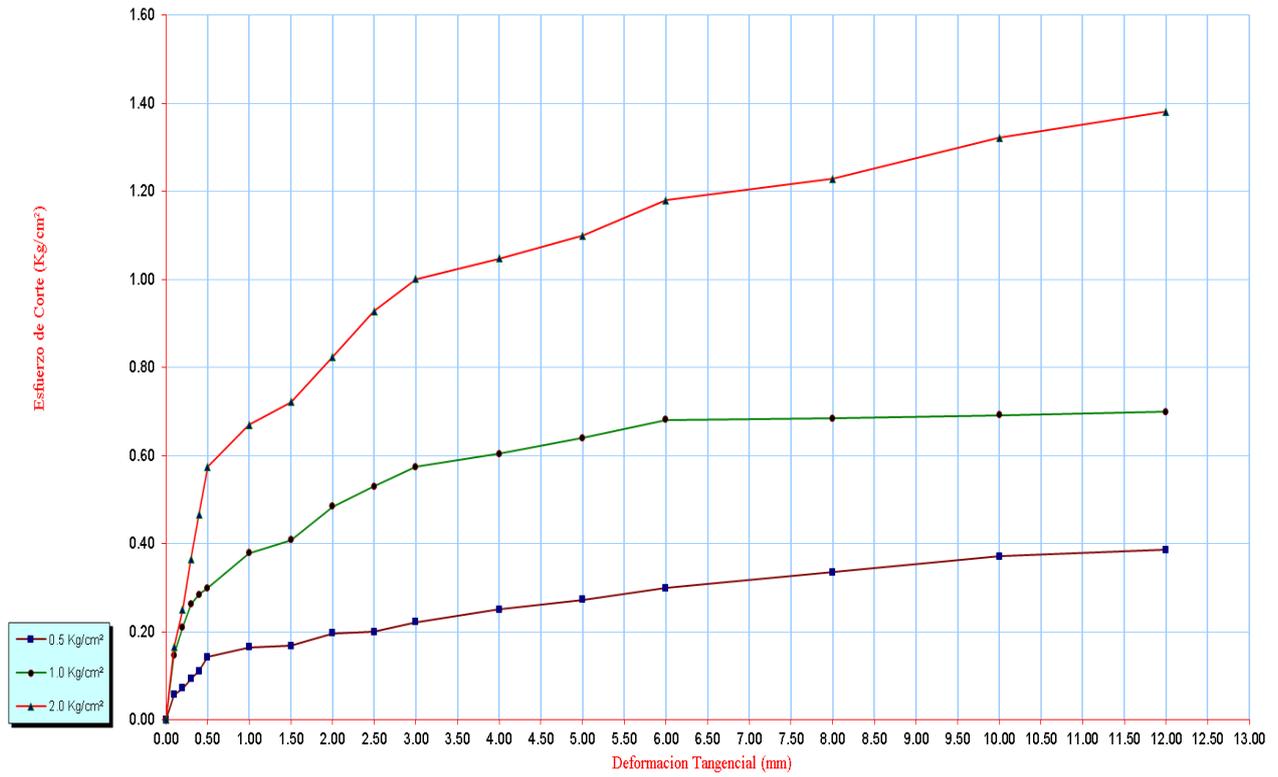


Figura 43: Esfuerzo vs Deformación (T. Natural + 25% Cc)

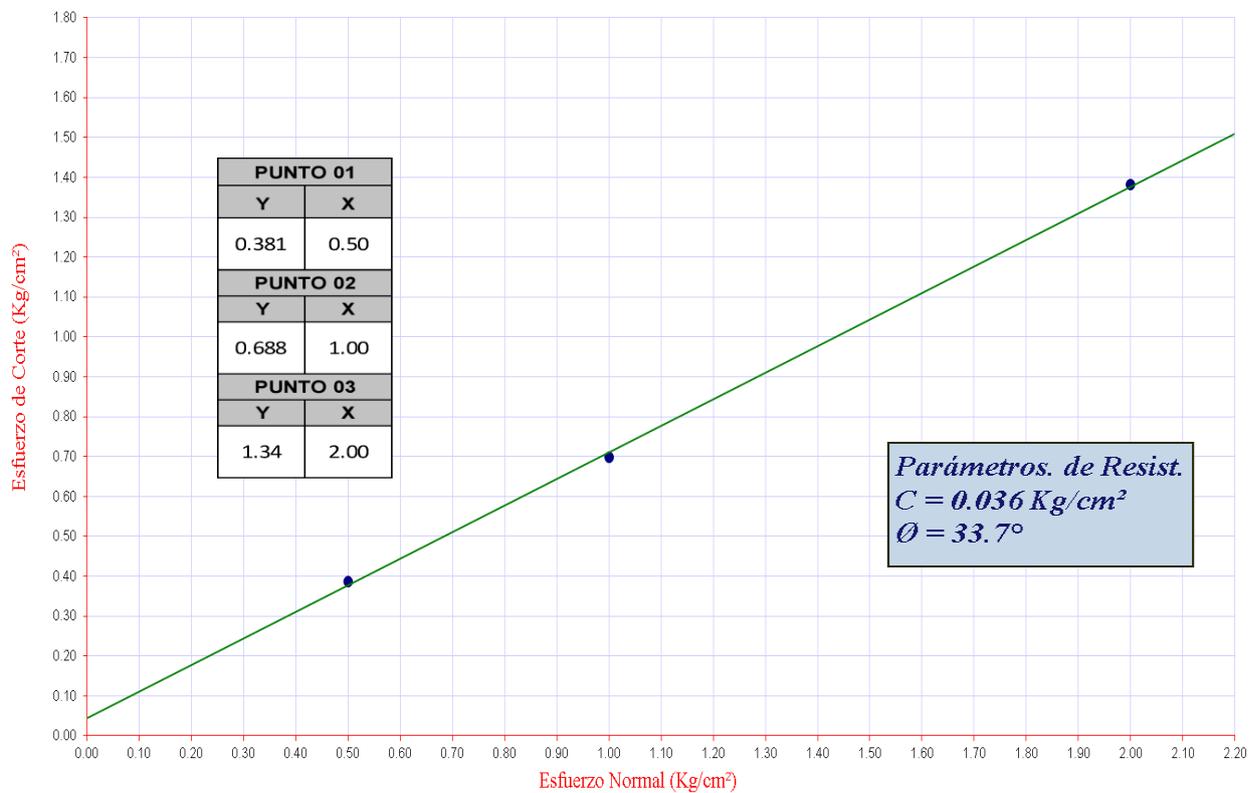


Figura 44: Cohesión y ángulo de fricción (T. Natural + 25% Cc)

Para la muestra S + 30 % CC, se realizó el ensayo de corte directo en el cual se obtuvieron datos los máximos Esfuerzos al corte.

Tabla 33: Datos corte directo (T. Natural + 30% Cc)

DATOS		ESPÉCIMEN 01		ESPÉCIMEN 02		ESPÉCIMEN 03	
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
ALTURA (H)	CM	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
DIÁMETRO (Ø)	CM	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95
VOLUMEN (V)	CM ³	50.33	50.33	50.33	50.33	50.33	50.33
PESO	GR	72.99		73.48		73.80	
DENSIDAD (Y)	GR/CM ³	1.45		1.46		1.47	
HUMEDAD (w)	%	38.11		35.54		37.48	
ESFUERZO NORMAL	KG/CM ²	0.50		1.00		2.00	

Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000
0.10	11.00	1.542	0.079	0.10	17.00	2.383	0.121	0.10	19.00	2.664	0.136
0.20	16.00	2.243	0.114	0.20	28.50	3.996	0.203	0.20	37.00	5.291	0.269
0.30	19.00	2.664	0.136	0.30	39.00	5.577	0.284	0.30	53.00	7.579	0.386
0.40	24.00	3.365	0.171	0.40	53.00	7.579	0.386	0.40	65.50	9.367	0.477
0.50	29.50	4.136	0.211	0.50	66.00	9.438	0.481	0.50	76.00	10.982	0.559
1.00	34.00	4.767	0.243	1.00	70.50	10.187	0.519	1.00	93.00	13.439	0.684
1.50	38.00	5.434	0.277	1.50	79.00	11.416	0.581	1.50	107.50	15.534	0.791
2.00	41.50	5.935	0.302	2.00	82.00	11.849	0.603	2.00	115.50	16.690	0.850
2.50	42.50	6.078	0.310	2.50	86.50	12.499	0.637	2.50	123.00	17.774	0.905
3.00	44.00	6.292	0.320	3.00	92.00	13.294	0.677	3.00	131.00	18.930	0.964
4.00	43.50	6.221	0.317	4.00	94.00	13.583	0.692	4.00	142.50	20.634	1.051
5.00	45.00	6.435	0.328	5.00	97.00	14.017	0.714	5.00	151.00	21.865	1.114
6.00	49.50	7.079	0.361	6.00	98.00	14.161	0.721	6.00	160.00	23.168	1.180
8.00	48.00	6.864	0.350	8.00	97.00	14.017	0.714	8.00	169.50	24.544	1.250
10.00	51.00	7.293	0.371	10.00	97.50	14.089	0.718	10.00	176.00	25.520	1.300
12.00	53.00	7.579	0.386	12.00	97.00	14.017	0.714	12.00	183.00	26.535	1.351

CÁLCULO											
PUNTO 01		PUNTO 02		PUNTO 03		ECUACIÓN $Y=mX-mX_1+Y_1$				ÁNGULO (°)	COHESIÓN (Kg/cm ²)
X	Y	X	Y	X	Y						
0.50	0.384	1.00	0.697	2.00	1.35						
PENDIENTE	0.626	ENTRE P1	P2	Y=	0.626	X +	0.071	32.0460	0.071		
PENDIENTE	0.653	ENTRE P2	P3	Y=	0.653	X +	0.044	33.3400	0.044		
PENDIENTE	0.644	ENTRE P3	P1	Y=	0.644	X +	0.062	32.7810	0.062		

Fuente: Elaboración propia

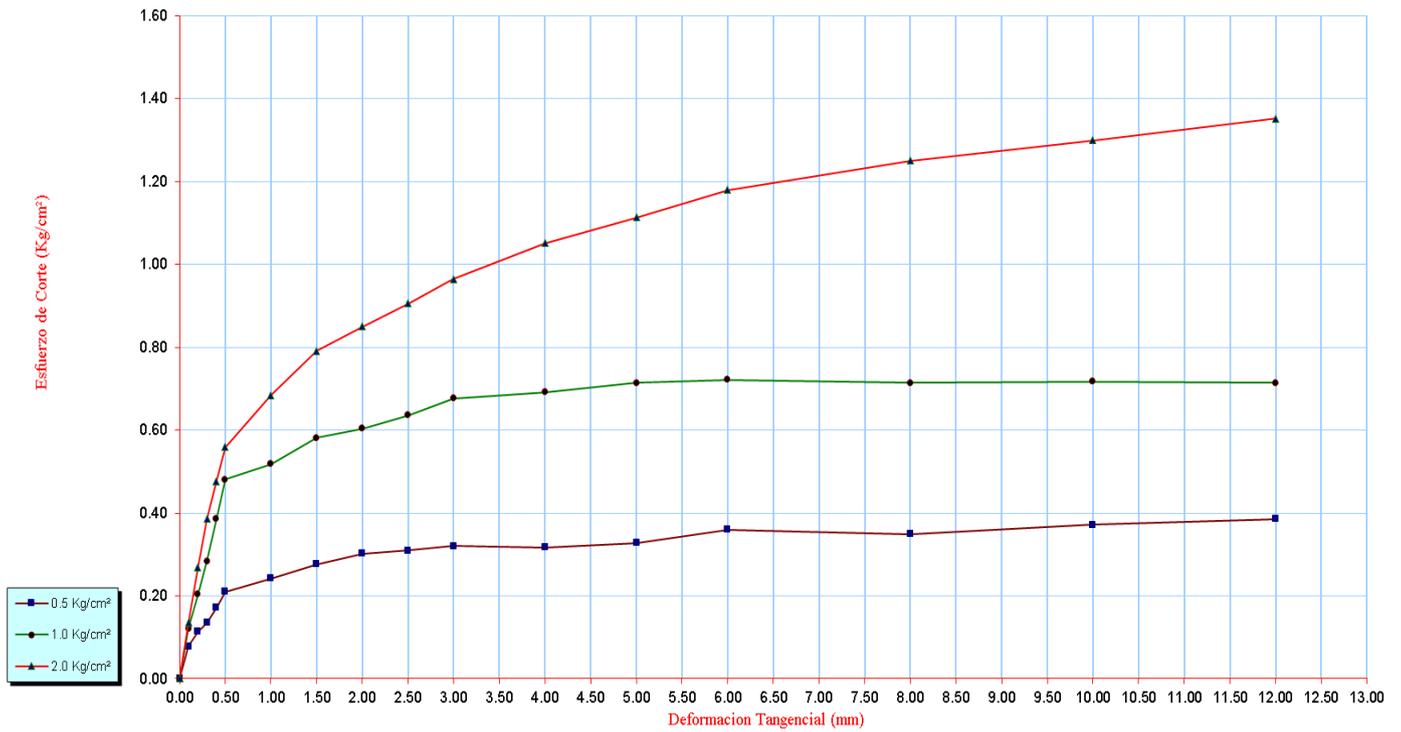


Figura 45: Esfuerzo vs Deformación (T. Natural + 30% Cc)

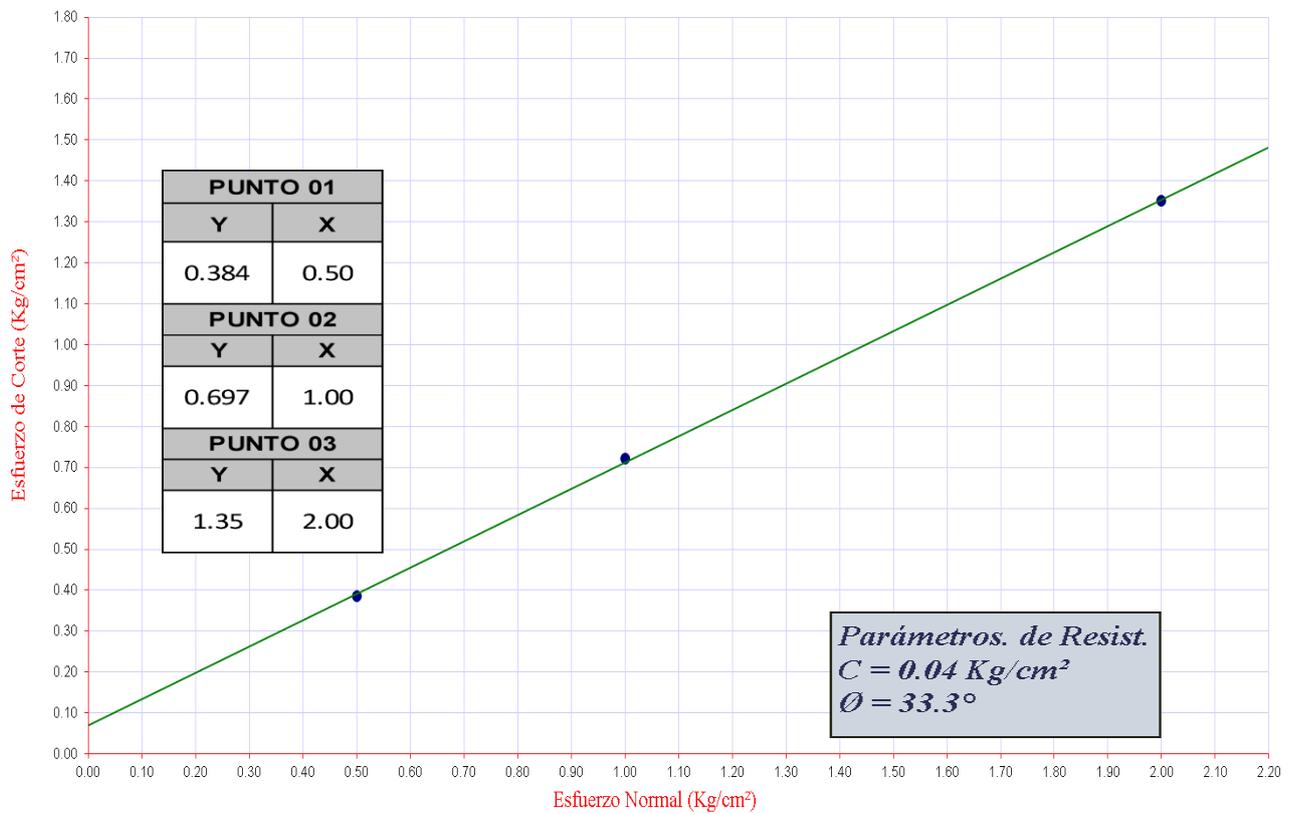


Figura 46: Cohesión y ángulo de fricción (T. Natural + 30% Cc)

Tabla 34: Cohesión y Ángulo de fricción por muestra

	Cohesión	Áng. Fricción
Terreno Natural	0.013	34.70
S+ 20% Cc	0.028	34.12
S+25%Cc	0.034	33.70
S+30%Cc	0.044	33.34

Fuente: Elaboración propia

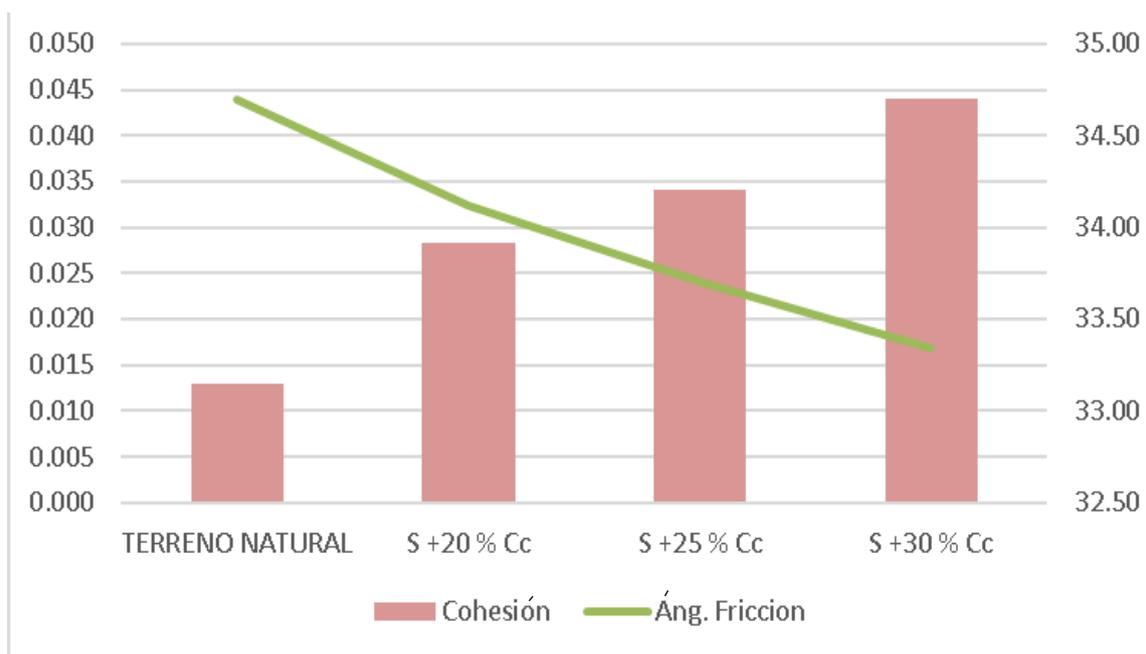


Figura 47: Resumen de cohesión y ángulo de fricción

En la figura 47 se muestra la disminución del ángulo de fricción que se encuentra entre los 34° y 33°, por lo cual se clasifica como arena según los parámetros estudiados, asimismo el Ángulo de cohesión aumenta de 0.013 hasta 0.044 por lo que mejora notoriamente su característica y la distingue de su clasificación inicial que es arena.

3.4. Trabajos de Cálculos

3.4.1. Metrado de la Edificación

Para conocer el Pd y Pl del diseño de zapatas, se procedió a realizar el metrado de una edificación multifamiliar de seis pisos ubicada en la Urbanización Los Pinos, Calle 75, comas, con 198 m²; Zona establecida para el desarrollo de este proyecto de investigación. A continuación, detalle del plano Estructural de la edificación.

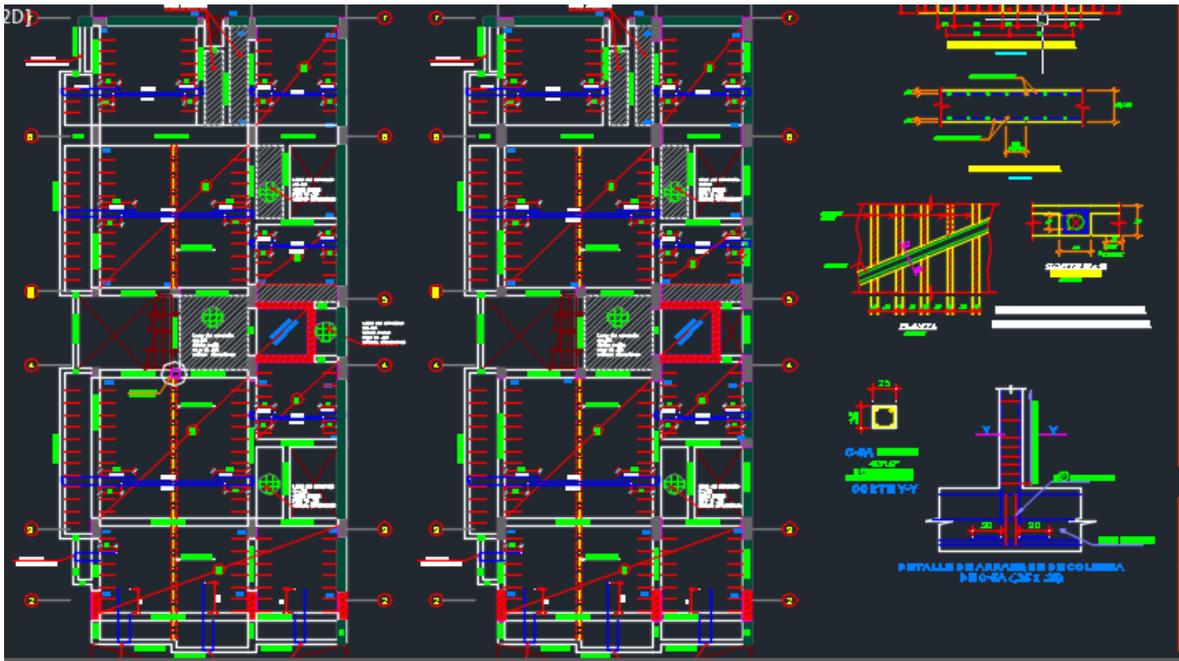


Figura 48: Plano estructural primer nivel



Figura 49: Plano estructural nivel 2 -6

Tabla 35: Metrado de la Edificación

NIVEL 1									
ELEMENTO	N°	b	h	L	H	E	Pe	P	
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	Kg/m2-Kg/m3	Kg	
C - 1	8	0.25	0.70		2.55		2400	8568	Kg
C - 2	4	0.25	0.80		2.55		2400	4896	Kg
C - 3	2	0.25	0.30		2.55		2400	918	Kg
C - 4	1	0.25	0.50		2.55		2400	765	Kg
C - 5	4	0.25	0.25		2.55		2400	1530	Kg

C - 6	2	0.25	0.25		2.55		2400	765	Kg
P - 1	3	0.25	1		2.55		2400	4590	Kg
V - 100	3	0.25	0.20	4.575			2400	1647	Kg
V - 100	1	0.25	0.20	1.05			2400	126	Kg
V - 100	1	0.25	0.20	1.70			2400	204	Kg
V - 101	1	0.25	0.50	0.80			2400	240	Kg
V - 101	1	0.25	0.50	1.70			2400	510	Kg
V - 101	1	0.25	0.50	4.685			2400	1405.5	Kg
V - 101	1	0.25	0.50	4.675			2400	1402.5	Kg
V - 101	1	0.25	0.50	3.30			2400	990	Kg
VA - 1 (0.25*0.20)	1	0.25	0.20	2.85			2400	342	Kg
VA - 1 (0.25*0.20)	1	0.25	0.20	4.795			2400	575.4	Kg
VA - 2 (0.25*0.20)	3	0.25	0.20	2.600			2400	936	Kg
VA - 2 (0.25*0.20)	2	0.25	0.20	2.375			2400	570	Kg
VA - 2 (0.25*0.20)	2	0.25	0.20	3.300			2400	792	Kg
VA - 2 (0.25*0.20)	1	0.25	0.20	2.450			2400	294	Kg
VA - 3 (0.70*0.20)	1	0.20	0.70	8.125			2400	2730	Kg
VB (0.10*0.20)	2	0.10	0.20	2.25			2400	216	Kg
VB (0.10*0.20)	1	0.10	0.20	2.60			2400	124.8	Kg
VB (0.10*0.20)	10	0.10	0.20	26.958			2400	12939.84	Kg
V - C (0.25*0.25)	3	0.25	0.25	3.14			2400	1413	Kg
VP - 1 (0.25*0.40)	2	0.25	0.40	2.25			2400	1080	Kg
VP - 1 (0.25*0.40)	2	0.25	0.40	2.125			2400	1020	Kg
VP - 1 (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	2.6			2400	624	Kg
VP - 1 (0.25*0.40)	2	0.25	0.40	4.65			2400	2232	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	280			2400	67200	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	0.55			2400	132	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	2.6			2400	624	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	2.85			2400	684	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	2.375			2400	570	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	1.97			2400	472.8	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	1.6			2400	384	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	1.95			2400	468	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	2.375			2400	570	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	1.72			2400	412.8	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	0.82			2400	196.8	Kg
VT (0.10*0.20)	1	0.10	0.40	8.725			2400	837.6	Kg
LOSA ALIGE. (0.20)	1	8.38	20.8				300	52291.2	Kg
LOSA DE BALCÓN	2	1.02	5.675				300	3473.1	Kg
LOSA DE BALCÓN	2	0.85	1.65				300	841.5	Kg
LOSA MACIZA (0.20)	1	2.17	2.45				480	2551.92	Kg
LOSA MACIZA (0.20)	1	0.60	2.6				480	748.8	Kg
LOSA MACIZA (0.20)	1	0.85	2.375				480	969	Kg
LOSA MACIZA (0.20)	1	0.55	2.45				480	646.8	Kg

LOSA MACIZA (0.20)	2	0.55	3.3				480	1742.4	Kg
TABICQUERÍA	1	0.25	3.00	52.505			1350	1012.5	Kg
PISO TERMINADO	1	8.38	20.8				100	17430.4	Kg
PISO TERMINADO	2	1.02	5.675				100	1157.7	Kg
PISO TERMINADO	2	0.85	1.65				100	280.5	Kg
S/C	1	8.38	22.8			0.25	210	10,030.86	Kg
							TOTAL	220174.72	Kg
							220.17472		TN
NIVEL 2 AL 6									
ELEMENTO	N°	b	h	L	H	E	Pe	P	
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	Kg/m2-Kg/m3	Kg	
C - 1	8	0.25	0.70		2.40		2400	8064	Kg
C - 2	4	0.25	0.80		2.40		2400	4608	Kg
C - 3	2	0.25	0.30		2.40		2400	864	Kg
C - 4	1	0.25	0.50		2.40		2400	720	Kg
C - 5	4	0.25	0.25		2.40		2400	1440	Kg
C - 6	2	0.25	0.25		2.40		2400	720	Kg
P - 1	3	0.25	1		2.40		2400	4320	Kg
V - 100	3	0.25	0.20	4.575			2400	1647	Kg
V - 100	1	0.25	0.20	1.05			2400	126	Kg
V - 100	1	0.25	0.20	1.70			2400	204	Kg
V - 101	1	0.25	0.50	0.80			2400	240	Kg
V - 101	1	0.25	0.50	1.70			2400	510	Kg
V - 101	1	0.25	0.50	4.685			2400	1405.5	Kg
V - 101	1	0.25	0.50	4.675			2400	1402.5	Kg
V - 101	1	0.25	0.50	3.30			2400	990	Kg
VA - 1 (0.25*0.20)	1	0.25	0.20	2.85			2400	342	Kg
VA - 1 (0.25*0.20)	1	0.25	0.20	4.795			2400	575.4	Kg
VA - 2 (0.25*0.20)	3	0.25	0.20	2.600			2400	936	Kg
VA - 2 (0.25*0.20)	2	0.25	0.20	2.375			2400	570	Kg
VA - 2 (0.25*0.20)	2	0.25	0.20	3.300			2400	792	Kg
VA - 2 (0.25*0.20)	1	0.25	0.20	2.450			2400	294	Kg
VA - 3 (0.70*0.20)	1	0.20	0.70	8.125			2400	2730	Kg
VB (0.10*0.20)	2	0.10	0.20	2.25			2400	216	Kg
VB (0.10*0.20)	1	0.10	0.20	2.60			2400	124.8	Kg
VB (0.10*0.20)	10	0.10	0.20	26.958			2400	12939.8	Kg
V - C (0.25*0.25)	3	0.25	0.25	3.14			2400	1413	Kg
VP - 1 (0.25*0.40)	2	0.25	0.40	2.25			2400	1080	Kg
VP - 1 (0.25*0.40)	2	0.25	0.40	2.125			2400	1020	Kg
VP - 1 (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	2.6			2400	624	Kg
VP - 1 (0.25*0.40)	2	0.25	0.40	4.65			2400	2232	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	280			2400	67200	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	0.55			2400	132	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	2.6			2400	624	Kg

VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	2.85			2400	684	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	2.375			2400	570	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	1.97			2400	472.8	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	1.6			2400	384	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	1.95			2400	468	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	2.375			2400	570	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	1.72			2400	412.8	Kg
VS (0.25*0.40)	1	0.25	0.40	0.82			2400	196.8	Kg
VT (0.10*0.20)	1	0.10	0.40	8.725			2400	837.6	Kg
LOSA ALIGE. (0.20)	1	8.38	20.8				300	52291.2	Kg
LOSA DE BALCÓN	2	1.02	5.675				300	3473.1	Kg
LOSA DE BALCÓN	2	0.85	1.65				300	841.5	Kg
LOSA MACIZA (0.20)	1	2.17	2.45				480	2551.92	Kg
LOSA MACIZA (0.20)	1	0.60	2.6				480	748.8	Kg
LOSA MACIZA (0.20)	1	0.85	2.375				480	969	Kg
LOSA MACIZA (0.20)	1	0.55	2.45				480	646.8	Kg
LOSA MACIZA (0.20)	2	0.55	3.3				480	1742.4	Kg
TABIQUERÍA	1	0.25	3.00	102.8			1350	1012.5	Kg
PISO TERMINADO	1	8.38	20.8				100	17430.4	Kg
PISO TERMINADO	2	1.02	5.675				100	1157.7	Kg
PISO TERMINADO	2	0.85	1.65				100	280.5	Kg
S/C	1	8.40	22.8			0.25	210	10054.8	Kg
							TOTAL	218903	Kg
							218.90266	TN	
					PARA 6 PISOS	TOTAL	1313416	Kg	
					PARA 6 PISOS	1313.41596	TN		

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, el resumen por pisos de la edificación multifamiliar, con el peso metro se calculó el Pd y Pi necesarios para los diseños de zapatas.

Tabla 36: Resumen del metrado por piso

	PESO (TN)	
NIVEL 1	220.17472	Tn
NIVEL 2	218.90266	Tn
NIVEL 3	218.90266	Tn
NIVEL 4	218.90266	Tn
NIVEL 5	218.90266	
NIVEL 6	218.90266	
azotea	17.3304	
P	1332.01842	Tn

Fuente: Elaboración Propia

3.4.2. Cálculo de Capacidad Portante

Para la primera muestra que fue solo el terreno natural por lo cual se procedió al cálculo de la capacidad ultima y la capacidad admisible. A continuación, la **CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO NATURAL**

$$q_u = 1.2cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

$$q_{adm} = q_u / 3$$

Dónde:

QU= Capacidad de Carga Ultima

C= Cohesión

Nc= Factor en Función de la Cohesión

Y= Peso Específico del Suelo de Cimentación

Df= Profundidad de Desplante

Nq= Factor en Función de la Carga

B= Ancho de Zapata

Ny= Factor en Función del suelo

Tabla 37: Capacidad portante terreno Natural

ANG. FRICC (^)	COHES (KG/CM2)	Nq	NY	Nc
34.7	0.013	32.14	45.94	44.93

Bz (cm)	YDF (GR/CM2)	DF (cm)	qu (Kg/cm2)	qadm (Kg/cm2)
90	0.17358	120	2.038	0.679
100	0.20252	140	2.382	0.794
100	0.28931	200	2.904	0.968
150	0.36099	250	3.372	1.124
200	0.40296	300	3.942	1.314
250	0.38863	350	4.608	1.536
300	0.46031	400	5.387	1.796

Factor de Seguridad Fs = 3.00
 Peso Volumétrico γ = 1.99 KN/m3
 Profundidad de Cimentación Df = 1.20 m
 Ángulo de Fricción Interna ϕ = 34.70 °
 Cohesión c = 1.27 kPa
 Ancho de la Cimentación B = 1.00 m
 Largo de la Cimentación L = 1.40 m
 Coef. de Capacidad de Carga Nc = 44.93
 Coef. de Capacidad de Carga Nq = 32.14
 Coef. de Capacidad de Carga Ny = 45.94
 ξ_c = 1.51
 ξ_q = 1.49
 ξ_γ = 0.71

Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{F_S} \left(cN_c \xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \xi_\gamma \right)$$

q Admisible = 77.87 kPa
 q Admisible = 0.79 Kg/cm2

Fuente: Elaboración propia

Para la segunda muestra se utilizó 20% de cenizas de carbón, por lo cual se procedió al cálculo de la capacidad ultima y la capacidad admisible. A continuación, la **CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO NAT. + 20% CC.**

$$q_u = 1.2cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

$$q_{adm} = q_u / 3$$

Dónde:

QU= Capacidad de Carga Ultima

C= Cohesión

Nc= Factor en Función de la Cohesión

Y= Peso Específico del Suelo de Cimentación

Df= Profundidad de Desplante

Nq= Factor en Función de la Carga

B= Ancho de Zapata

Ny= Factor en Función del suelo

Tabla 38: Capacidad portante de S + 20 % Cc

ANG. FRICCIÓN (°)	COHES (KG/CM ²)	Nq	NY	Nc
34.12	0.0283	29.9	41.9	42.64

Bz (CM)	YDF (GR/CM ²)	DF (CM)	qu (Kg/cm ²)	qadm (Kg/cm ²)
90	0.17354	120	2.587	0.862
100	0.20246	140	3.192	1.064
100	0.28923	200	3.847	1.282
150	0.36133	250	4.177	1.392
200	0.43343	300	4.569	1.523
250	0.50552	350	4.788	1.596
300	0.57762	400	4.836	1.612

Factor de Seguridad Fs = 3.00
 Peso Volumétrico γ = 1.99 KN/m³
 Profundidad de Cimentación Df = 1.20 m
 Ángulo de Fricción Interna Ø = 34.12 °
 Cohesión c = 2.78 kPa
 Ancho de la Cimentación B = 1.00 m
 Largo de la Cimentación L = 1.40 m
 Coef. de Capacidad de Carga Nc = 42.64
 Coef. de Capacidad de Carga Nq = 29.90
 Coef. de Capacidad de Carga Ny = 41.90
 ξc = 1.50
 ξq = 1.48
 ξγ = 0.71

Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{F_S} \left(c N_c \xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \xi_\gamma \right)$$

q Admisible = 104.35 kPa
 q Admisible = 1.06 Kg/cm²

Fuente: Elaboración propia

Para la segunda muestra se utilizó 25% de cenizas de carbón, por lo cual se procedió al cálculo de la capacidad última y la capacidad admisible. A continuación, la **CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO NAT. + 25% CC.**

$$q_u = 1.2cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

$$q_{adm} = q_u / 3$$

Dónde:

QU= Capacidad de Carga Ultima

C= Cohesión

Nc= Factor en Función de la Cohesión

Y= Peso Específico del Suelo de Cimentación

Df= Profundidad de Desplante

Nq= Factor en Función de la Carga

B= Ancho de Zapata

Ny= Factor en Función del suelo

Tabla 39: Capacidad portante de S + 25 % Cc

ANG. FRICC (°)	COHES (KG/CM ²)	Nq	NY	Nc
33.7	0.0340	28.39	29.553	41.064

BZ (CM)	YDF (GR/CM ²)	DF (CM)	qu (Kg/cm ²)	qadm (Kg/cm ²)
90	0.17354	120	3.226	1.075
100	0.20246	140	3.396	1.132
100	0.28923	200	4.406	1.469
150	0.36133	250	4.640	1.547
200	0.43343	300	4.885	1.628
250	0.50552	350	5.143	1.714
300	0.57762	400	5.416	1.805

Factor de Seguridad Fs = 3.00
 Peso Volumétrico γ = 1.99 KN/m³
 Profundidad de Cimentación Df = 1.20 m
 Ángulo de Fricción Interna Ø = 33.71 °
 Cohesión c = 3.33 kPa
 Ancho de la Cimentación B = 1.00 m
 Largo de la Cimentación L = 1.40 m
 Coef. de Capacidad de Carga Nc = 41.14
 Coef. de Capacidad de Carga Nq = 28.47
 Coef. de Capacidad de Carga Ny = 39.36
 ξc = 1.49
 ξq = 1.48
 ξγ = 0.71

Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{F_S} \left(c N_c \xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \xi_\gamma \right)$$

q Admisible = 111.02 kPa
 q Admisible = 1.13 Kg/cm²

Fuente: Elaboración propia

Para la segunda muestra se utilizó 30% de cenizas de carbón, por lo cual se procedió al cálculo de la capacidad última y la capacidad admisible. A continuación, la **CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO NAT. + 30% CC.**

$$q_u = 1.2cN_c + YDfN_q + 0.4YBN_y$$

$$q_{adm} = q_u / 3$$

Dónde:

QU= Capacidad de Carga Ultima

C= Cohesión

Nc= Factor en Función de la Cohesión

Y= Peso Específico del Suelo de Cimentación

Df= Profundidad de Desplante

Nq= Factor en Función de la Carga

B= Ancho de Zapata

Ny= Factor en Función del suelo

Tabla 40: Capacidad portante de S + 30 % Cc

ANG. FRICCIÓN (°)	COHES (KG/CM ²)	Nq	NY	Nc
33.34	0.044	27.23	37.19	39.84

BZ (CM)	YDF (GR/CM ²)	DF (CM)	qu (Kg/cm ²)	qadm (Kg/cm ²)
90	0.17506	120	3.368	1.123
100	0.20424	140	3.850	1.283
100	0.29177	200	4.686	1.562
150	0.36429	250	5.357	1.786
200	0.43680	300	6.123	2.041
250	0.50932	350	7.000	2.333
300	0.58183	400	8.002	2.667

Factor de Seguridad Fs = 3.00
 Peso Volumétrico γ = 1.99 KN/m³
 Profundidad de Cimentación Df = 1.20 m
 Ángulo de Fricción Interna φ = 33.34 °
 Cohesión c = 4.31 kPa
 Ancho de la Cimentación B = 1.00 m
 Largo de la Cimentación L = 1.40 m
 Coef. de Capacidad de Carga Nc = 39.84
 Coef. de Capacidad de Carga Nq = 27.23
 Coef. de Capacidad de Carga Ny = 37.19
 ξc = 1.49
 ξq = 1.47
 ξγ = 0.71

Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{F_s} \left(cN_c \xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \xi_\gamma \right)$$

q Admisible = 125.86 kPa
 q Admisible = 1.28 Kg/cm²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41: Resumen de Capacidad Portante

	Cohesión (kg/cm ²)	Áng. Fricción	Capacidad Portante(kg/cm ²)
Terreno Natural	0.013	34.70	0.794
S +20 % Cc	0.028	34.12	1.064
S +25 % Cc	0.034	33.70	1.132
S +30 % Cc	0.044	33.34	1.283

Fuente: Elaboración propia

La capacidad portante aumento en 0.489 kg/cm², por el contrario, el Angulo de fricción disminuyo 1.40° y la cohesión aumento en 0.03 kg/cm², por lo que se resalta una mejoría tras el uso de las cenizas de carbón.

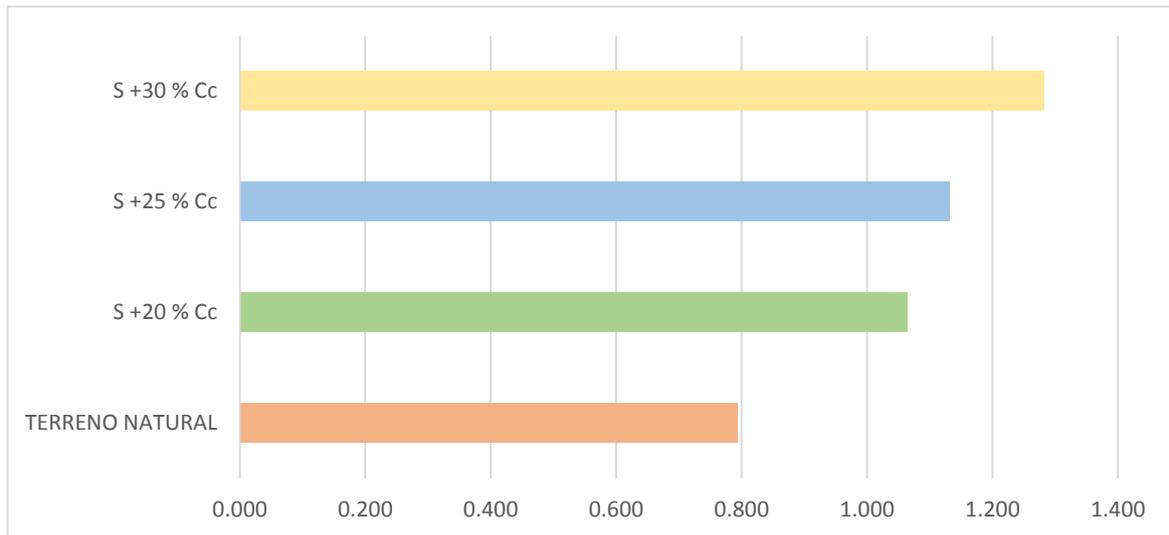


Figura 50: Capacidad portante de las muestras

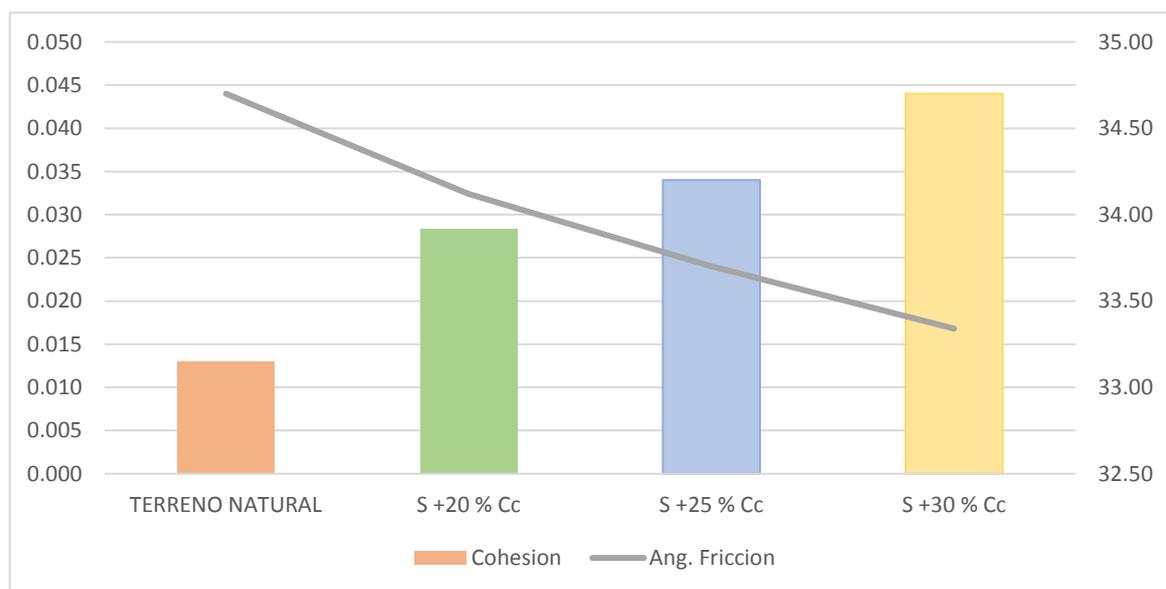


Figura 51: Resumen capacidad portante y cohesión

Profundidad de Corte (Bulbo de Presiones)

Previo a los análisis de las muestras por profundidad de penetración de carga, se procedió a realizar el bulbo de presiones general de la edificación (198 m² de 6 niveles) considerándola como carga puntual en el terreno la cual será diferente a las profundidades de corte que se hallaron, la cual es calculada con las dimensiones de las zapatas mostrada anteriormente y el Esfuerzo al corte que se calculó a continuación.

Tabla 42: *Distribución de Esfuerzo de carga y profundidad.*

P (KG)	Z (CM)	Esf.Carga (Kg/cm ²)
121092.6	0	0
121092.6	50	23.127
121092.6	100	5.782
121092.6	150	2.57
121092.6	200	1.445
121092.6	250	0.925
121092.6	300	0.642
121092.6	350	0.472
121092.6	400	0.361
121092.6	450	0.286
121092.6	500	0.231
121092.6	550	0.191
121092.6	600	0.161
121092.6	650	0.137
121092.6	700	0.118

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43: *Distribución de presión de la edificación*

P (KG)	Z (CM)	ESF. CARGA (KG/CM ²)	R (CM)	R (CM)
121092.6	25	0.925	56.547	-56.547
121092.6	50	0.925	79.258	-79.258
121092.6	75	0.925	93.062	-93.062
121092.6	100	0.925	100.874	-100.874
121092.6	125	0.925	103.66	-103.66
121092.6	150	0.925	101.585	-101.585
121092.6	175	0.925	94.145	-94.145
121092.6	200	0.925	79.693	-79.693

Fuente: Elaboración propia

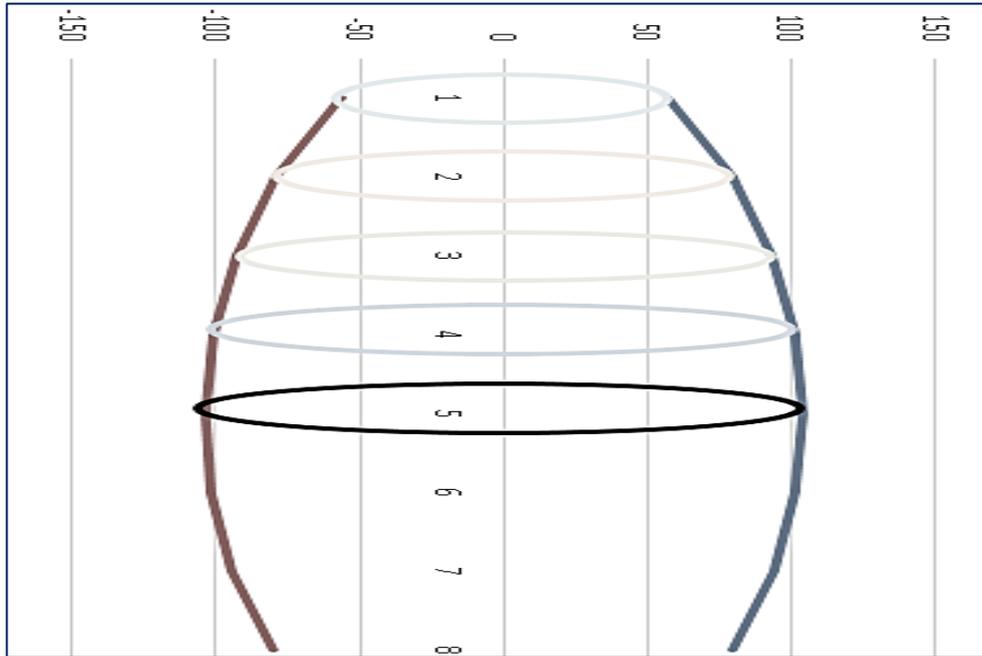


Figura 52: Radio de bulbo de presión

Mediante la teoría de bousquinesq y Neywark se obtuvo el P dependiendo al área tributaria de la zapata del terreno natural, en este caso 1.40 x1.00 m, el análisis de la profundidad de penetración de carga fue comparado con la capacidad de caga obtenida en la tabla 17, luego se procedió a interpolar para hallar la profundidad de corte para la muestra natural.

Tabla 44: Profundidad de penetración de carga para terreno natural

P (Kg)	Z (cm)	Esf.Carga (Kg/cm ²)
8649.5	0	0
8649.5	10	41.298
8649.5	15	18.355
8649.5	20	10.325
8649.5	25	6.608
8649.5	30	4.589
8649.5	35	3.371
8649.5	40	2.581
8649.5	45	2.039
8649.5	50	1.652
8649.5	55	1.365
8649.5	60	1.147
8649.5	65	0.977
8649.5	70	0.843
8649.5	75	0.734

Fuente: Elaboración propia

X= 41.6 Cm, entonces el Df total a excavar seria = 1.20 + 0.416 =1.616 cm para una zapata de 1.40 m x 1.00 m, pero como este es el diseño original y no se reemplaza el material, el Df quedará en 1.20 m.

Continuando con la teoría de bousquinesq y Neywark se obtuvo el P respetando el área tributaria de la Zapata del plano, en este caso 1.40 x1.00m, el análisis de la profundidad de penetración de carga fue comparado con la capacidad de caga obtenida en la tabla 38, luego se procedió a interpolar para hallar la profundidad de corte para la **MUESTRA S +20% CC.**

Tabla 45: Profundidad de corte para S + 20 Cc (1.40 x 1.00 m)

P (Kg)	Z (cm)	Esf.Carga (Kg/cm2)
8649.47	0	0
8649.47	10	41.298
8649.47	15	18.355
8649.47	20	10.325
8649.47	25	6.608
8649.47	30	4.589
8649.47	35	3.371
8649.47	40	2.581
8649.47	45	2.039
8649.47	50	1.652
8649.47	55	1.365
8649.47	60	1.147
8649.47	65	0.977
8649.47	70	0.843
8649.47	75	0.734

Fuente: Elaboración propia

X= 36 Cm, entonces el Df total a excavar seria = 1.20 + 0.36 =1.56 cm para una zapata de 1.40 m x 1.00 m.

En el mismo sentido, se realizó también con el cálculo de P respetando el área tributaria obtenida en el diseño de zapata S +20 Cc, en este caso 1.20 x 0.75 m, el análisis de la profundidad de penetración de carga fue comparado con la capacidad de caga obtenida en la tabla 38, luego se procedió a interpolar para hallar la profundidad de corte para la **MUESTRA S + 20% Cc.**

Tabla 46: Profundidad de Corte para S + 20 Cc (1.20m x 0.75 m)

P (Kg)	Z (cm)	Esf.Carga (Kg/cm ²)
13454.73	0	0
13454.73	10	64.242
13454.73	15	28.552
13454.73	20	16.06
13454.73	25	10.279
13454.73	30	7.138
13454.73	35	5.244
13454.73	40	4.015
13454.73	45	3.172
13454.73	50	2.57
13454.73	55	2.124
13454.73	60	1.784
13454.73	65	1.521
13454.73	70	1.311
13454.73	75	1.142

Fuente: Elaboración propia

X= 44.8 Cm, entonces el Df total a excavar sería = 1.20 + 0.448 = 1.648 cm para una zapata de 1.20 m x 0.75 m.

Continuando, se realizó también con el cálculo de P respetando el área tributaria obtenida en el diseño de la zapata del plano, en este caso 1.40 x 1.00 m, el análisis de la profundidad de penetración de carga fue comparado con la capacidad de carga obtenida en la tabla 39, luego se procedió a interpolar para hallar la profundidad de corte para la **MUESTRA S + 25% Cc**.

Tabla 47: Profundidad de corte para S + 25 Cc (1.40m x 1.00 m)

P (Kg)	Z (cm)	Esf.Carga (Kg/cm ²)
8649.47	0	0
8649.47	10	41.298
8649.47	15	18.355
8649.47	20	10.325
8649.47	25	6.608
8649.47	30	4.589
8649.47	35	3.371
8649.47	40	2.581
8649.47	45	2.039
8649.47	50	1.652
8649.47	55	1.365

8649.47	60	1.147
8649.47	65	0.977
8649.47	70	0.843
8649.47	75	0.734

Fuente: Elaboración propia

X= 34.8 m, entonces el Df total a excavar seria = 1.20 + 0.348 =1.548 cm para una zapata de 1.40 m x 1.00 m.

En el mismo sentido, se realizó también con el cálculo de P respetando el área tributaria obtenida en el diseño de zapata S +25 Cc, en este caso 1.15 x 0.70 m, el análisis de la profundidad de penetración de carga fue comparado con la capacidad de caga obtenida en la tabla 39, luego se procedió a interpolar para hallar la profundidad de corte para la **MUESTRA S + 25% Cc.**

Tabla 48: Profundidad de corte para S + 25 Cc (1.15m x 0.70 m)

P (Kg)	Z (cm)	Esf.Carga (Kg/cm2)
15136.57	0	0
15136.57	10	72.272
15136.57	15	32.121
15136.57	20	18.068
15136.57	25	11.563
15136.57	30	8.03
15136.57	35	5.9
15136.57	40	4.517
15136.57	45	3.569
15136.57	50	2.891
15136.57	55	2.389
15136.57	60	2.008
15136.57	65	1.711
15136.57	70	1.475
15136.57	75	1.285

Fuente: Elaboración propia

X= 46.1 Cm, entonces el Df total a excavar seria = 1.20 + 0.461 =1.661 cm para una zapata de 1.15 m x 0.70 m.

Por último, se realizó también con el cálculo de P respetando el área tributaria obtenida en el diseño de la zapata del plano, en este caso 1.40 x 1.00 m, el análisis de la profundidad de

penetración de carga fue comparado con la capacidad de caga obtenida en la tabla 40, luego se procedió a interpolar para hallar la profundidad de corte para la **MUESTRA S + 30% Cc.**

Tabla 49: Profundidad de corte para S + 30 Cc (1.40m x 1.00 m)

P (KG)	Z (CM)	Esf.Carga (Kg/cm2)
8649.5	0	0
8649.5	10	41.298
8649.5	15	18.355
8649.5	20	10.325
8649.5	25	6.608
8649.5	30	4.589
8649.5	35	3.198
8649.5	40	2.581
8649.5	45	2.039
8649.5	50	1.652
8649.5	55	1.365
8649.5	60	1.147
8649.5	65	0.977
8649.5	70	0.843
8649.5	75	0.734

Fuente: Elaboración propia

$X = 33.3$ Cm, entonces el Df total a excavar seria = $1.20 + 0.333 = 1.533$ cm para una zapata de 1.40 m x 1.00 m.

En el mismo sentido, se realizó también con el cálculo de P respetando el área tributaria obtenida en el diseño de zapata S +30 Cc, en este caso 1.10 x 0.65 m, el análisis de la profundidad de penetración de carga fue comparado con la capacidad de caga obtenida en la tabla 40, luego se procedió a interpolar para hallar la profundidad de corte para la **MUESTRA S + 30% Cc.**

Tabla 50: Profundidad de corte para S + 30 Cc (1.10m x 0.65 m)

P (KG)	Z (CM)	Esf.Carga (Kg/cm2)
16818	0	0
16818	10	80.302
16818	15	35.69
16818	20	20.076
16818	25	12.848
16818	30	8.922
16818	35	6.555

16818	40	5.019
16818	45	3.966
16818	50	3.212
16818	55	2.655
16818	60	2.231
16818	65	1.901
16818	70	1.639
16818	75	1.428

Fuente: Elaboración propia

$X = 45.7$ Cm, entonces el Df total a excavar sería $= 1.20 + 0.457 = 1.657$ cm para una zapata de 1.10 m x 0.65 m.

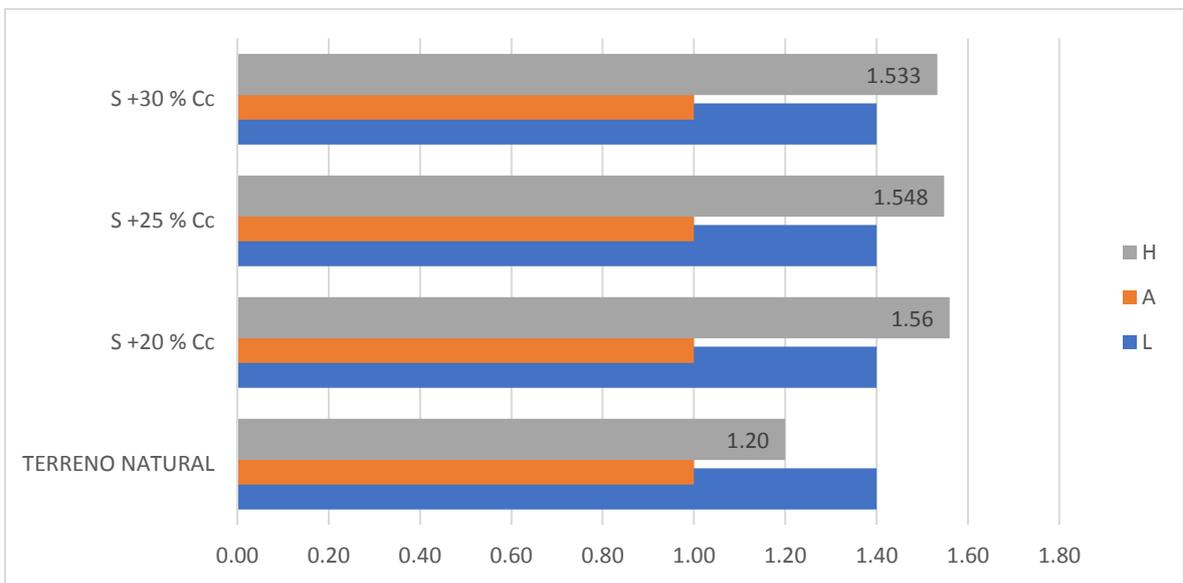


Figura 53: Profundidad respetando dimensión original (1.40m x 1.00 m)

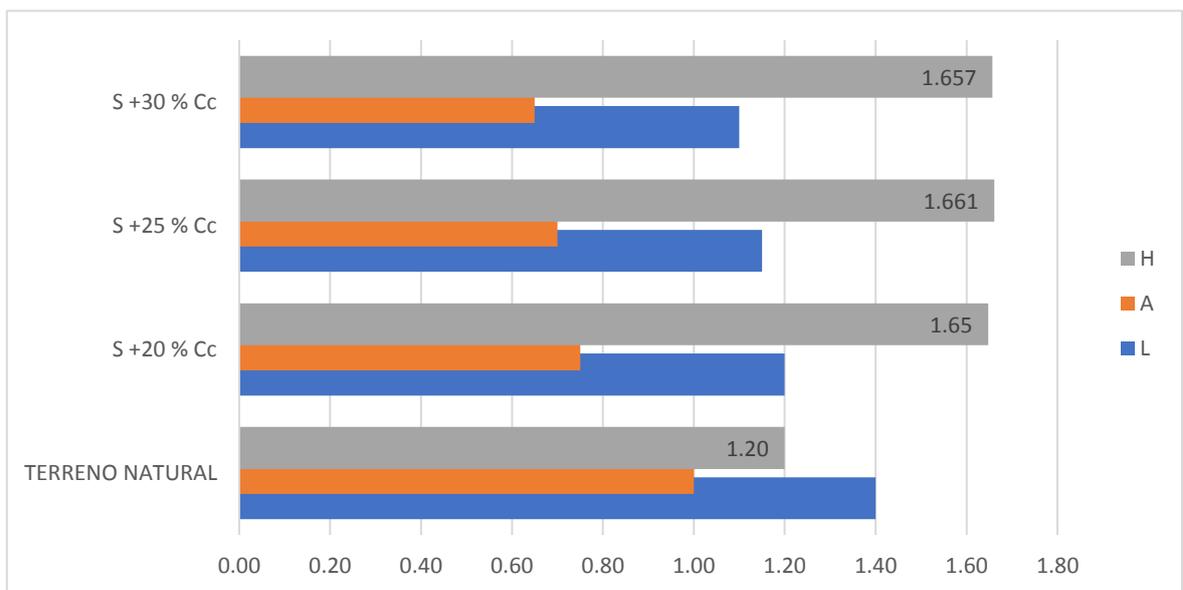


Figura 54: Profundidad con nuevas dimensiones

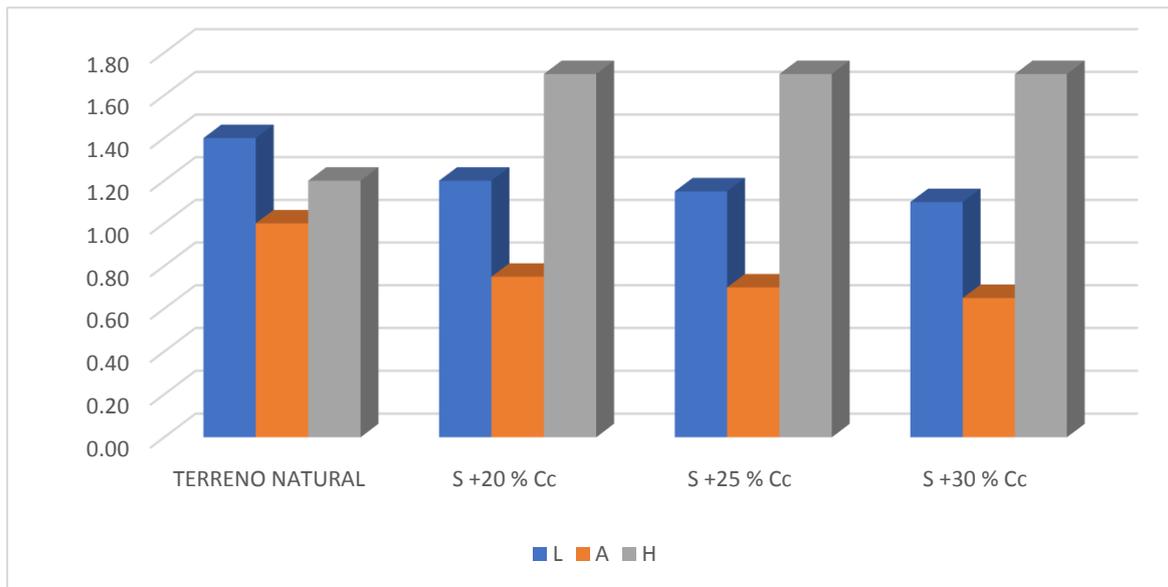


Figura 55: Profundidad final para cada zapata

3.5. Contrastación de Hipótesis

Hi=: Las cenizas de Carbón mejoran la Granulometría del terreno fundación de la calle 75, Comas – Lima, 2019.

Ho= Las cenizas de Carbón no mejoran la Granulometría del terreno fundación de la calle 75, Comas – Lima, 2019.

Teniendo en cuenta las figuras elaboradas, con respecto a la granulometría se obtuvo un cambio en la Clasificación de Suelos a partir de las dosificaciones de cenizas de carbón agregadas al terreno natural, el cual comprueba su efecto positivo en la granulometría del terreno al disminuir en 2.5% las partículas arcillosas, asimismo, disminuyo 8 % el porcentaje de Limos. Por lo que se niega la Hipótesis Alternativa 1 demostrando que se logra el objetivo específico 1.

Hi=: Las cenizas de Carbón influyen en los Límites de Atterberg del terreno fundación de la calle 75, Comas – Lima, 2019.

Ho= Las cenizas de Carbón no influyen en los Límites de Atterberg del terreno fundación de la calle 75, Comas – Lima, 2019.

Por medio de los ensayos de Límite Líquido y Plástico se afirma la influencia que tuvo las dosificaciones de cenizas de carbón en el terreno natural, ya que aumento en 2.04% el índice de plasticidad, esto se logró por la disminución del límite líquido. Por lo que se niega la Hipótesis Alternativa 2 demostrando que se logra el objetivo específico 2.

Hi=: Las cenizas de Carbón aumentan la Capacidad Portante del terreno fundación de la calle 75, Comas – Lima, 2019.

Ho= Las cenizas de Carbón no aumentan la Capacidad Portante del terreno fundación de la calle 75, Comas – Lima, 2019

La capacidad Portante del terreno natural era pobre, sin embargo, al aumentar los porcentajes de cenizas se obtuvo un incremento en la capacidad admisible del suelo en 0.493 Kg/cm², el cual se ve reflejado en la variación de las dimensiones de zapatas dadas en Anexo 5. Por lo que se niega la Hipótesis Alternativa 3 demostrando que se logra el objetivo específico 3.

Hi=: Las cenizas de Carbón influyen en la Profundidad de corte del terreno fundación de la calle 75, Comas – Lima, 2019.

Ho= Las cenizas de Carbón no influyen en la Profundidad de corte del terreno fundación de la calle 75, Comas – Lima, 2019.

Por último, aplicando la teoría de Boussinesq y Newarkse se halló las profundidades por debajo de $D_f = 1.20$ m obtenida en el plano original, la cual debe ser cortada y remplazada por la dosificación propia con la que se obtuvo su capacidad portante; las profundidades de los porcentajes con cenizas de carbón fueron incrementadas hasta $D_f = 1.70$ m, esto se debió a que las zapatas eran dimensionalmente más pequeñas por ende soportaban más carga, por ello se comprueba efecto de las cenizas en la profundidad de corte del terreno fundación, entonces se niega la Hipótesis Alternativa 4 demostrando que se logra el objetivo específico 4.

IV. DISCUSIÓN

Bazán (2016) en la revista informe de la construcción específica la diferencia de las fundaciones poco profundas, este artículo hace enfoque a la construcción informal y a la mala determinación de la profundidad en cimentaciones superficiales, ya que los constructores pueden reducir la profundidad requerida de una base para ahorrar dinero, si bien es cierto esto depende del tipo de fundación de la economía de la construcción y dicho sea el caso una estabilización; por lo mismo la informalidad se relaciona con las variaciones de profundidades que no son adecuadas por lo que se prioriza las maneras económicas y prácticas de estabilizar fundaciones. Además, teniendo en cuenta el artículo de Ortiz (2016), se observó que la recolección de muestra en campo resalto las capas de diferente tipo de suelo, la capa más cercana a la superficie era arcilla y la segunda arena arcillosa.

En esta investigación se comprobó el efecto de las cenizas de carbón en el suelo arcilloso, por lo que el autor Pérez (2015) en su trabajo de investigación para optar por el grado de Magister demuestra la influencia del producto en el contenido de humedad y la elevación de sus características granulométricas resaltando la disminución en el porcentaje de partículas arcillosas y logrando una clasificación de suelos SUCS y AASHTO diferente a la original; de tal manera que Pérez y esta tesis a pesar de la diferencia de procedencia de las cenizas concuerdan en la influencia de este producto. La diferencia de estas investigaciones es la aplicación realizada en el caso de Pérez se tuvo un fin de pavimentación y se mostraron los cambios significativos de la capacidad portante a través del CBR, sin embargo, teniendo en cuenta que el mismo concepto de capacidad portante, el corte directo fue en ensayo empleado en la tesis mostrara por tener un fin constructivo de cimentaciones superficiales. Los resultados obtenidos fueron menores a los que Pérez obtuvo en su investigación ya que existió la diferencia del producto empleado por una variación de tiempo y temperatura en la combustión para la obtención de las cenizas.

Por otro lado, Carrasco (2018) plantió el relleno fluido como base de cimentación para viviendas de edificios multifamiliares la cual se basa en disminuir costos al no necesitar compactación, sin embargo, en la investigación dada se precisa la profundidad de relleno para la cimentación basándose en el bulbo de presiones, por lo que solo se removería y

cambiaría una profundidad necesaria del terreno fundación bajo la zapata para mantener los beneficios de las cenizas, en el ámbito económico ambos coinciden en evitar la compactación sin embargo a niveles económicos los rellenos fluidos en Lima no son fáciles de conseguir ni baratos como en otras partes de Latinoamérica.

Jurad and Clavjo (2016) en su investigación agregó porcentajes de cemento tipo MH directamente al suelo luego de la excavación manual de zanjas, de esta manera se obtuvieron variaciones en la cohesión del suelo y disminución del contenido de humedad, con las cenizas de carbón se obtuvieron resultados similares ya que el carbón ante la combustión libera partículas sementales y cal. Por otro lado, en el extranjero se ha empleado la estabilización de suelo arenoso con cenizas de carbono mediante activación alcalina y cemento, entonces Morales (2015) obtuvo resultados no satisfactorio; sin embargo en esta tesis se encontró un suelo tipo arena arcillosa donde se obtuvieron cambios notorios en el contenido de humedad y el aumento la capacidad portante por lo que se puede suponer que las cenizas de carbono son provechosas en cualquier tipo de suelo con característica arcillosa y alto contenido de humedad.

Para la determinación de profundidad y presiones de la cimentación en el terreno fundación se tienen teorías como la de Fathi Mohamed (2016) que parte de investigar la capacidad de carga y comportamiento de asentamientos utilizando zapatas en un terreno con arena saturadas e insaturados para probar el modelo PTL experimental, ante los cálculos realizados es probable que este modelo no sea efectivo para terrenos arcillosos ya que los resultados no son precisos por ser afectado dependiendo el nivel freático y los parámetros establecidos en la programación del modelo. Para aportar otra perspectiva de suelos Villalobos (2015) realizó un análisis teórico y experimental de la capacidad de carga de fondos superficiales en suelos sin cohesión, pero para suelos arcillosos de cohesión entre 0.25 a 1.25 no es viable por tener parámetros, capas y superficies de diferente solides; por lo que para esta tesis se siguió la investigación por Berrocal (2015) el cual utiliza los métodos empíricos de cálculos por medio del bulbo de presiones y diversos métodos empíricos que concuerdan con otras teorías dadas como Newark para precisar las presiones del suelo y su distancia de penetración.

V. CONCLUSIONES

Se resolvió que la estabilización con cenizas de carbón mejora las características del terreno fundación encontrado en la zona dada, de tal manera que mecánicamente en la interacción cimentación - suelo se demuestran las diferencias en dimensiones de zapatas y profundidades de corte bajo la misma.

Se estableció la dependencia del porcentaje de ceniza utilizado en los ensayos granulométricos, ya que influyeron en la disminución de arcillas y aumento de limos, por ende, se tuvo una disminución de finos (pasante de malla #200) de 17.77 % logrando así, una nueva clasificación de suelo SUCS y AASHTO basada en los porcentajes de cenizas de carbón.

Se determinó que la disminución del contenido de humedad en el límite Líquido fue de 2.88 %, mientras que en el Límite disminuyó 3.92% plástico; con el índice de plasticidad esto aumento 2.04 % , entonces la variación está directamente relacionada con los porcentajes propuestos, por lo que la influencia positiva con respecto a los Límites de Atterberg queda comprobada.

Se produjo variaciones en ensayo de corte directo obteniendo resultados distintos en la cohesión (de 0.013 a 0.044) y ángulos de fricción (37.40° a 33.34°), de igual manera, los cálculos muestran cuatro capacidades de cargas para el diseño de las cimentaciones (0.79 kg/cm², 1.064 kg/cm², 1.132 kg/cm² y 1.283 kg/cm²), donde el suelo natural logra dimensiones de 1.40 m x 1.00 m y la muestra Suelo + 30% Cenizas de carbón logra una zapata de 1.10 x 0.65 m.

Se comprobó mediante cálculos matemáticos y empíricos el efecto que tiene las cenizas de carbón con respecto a la cimentación, ya que se obtuvo resultados variables en el ensayo de corte directo los cuales dieron resultados de capacidad portantes distintos por consiguiente, se obtuvieron cuatro dimensiones distintas de zapatas y cuatro bulbos de presiones que muestran la variación en la profundidad del corte que fueron establecidos para el terreno natura $D_f = 1.20$ m y para las otras 3 muestras $D_f = 1.70$ m.

VI. RECOMENDACIONES

Para la recolección de muestra se debe tener en cuenta las diferencias entre capas del terreno fundación, así mismo, la extracción del contenido de humedad natural debe ser parafinada e inalterada para obtener con exactitud la disminución del contenido de humedad al agregar las cenizas de carbón.

En laboratorio se debe utilizar las partículas de cenizas de carbón que pasen la malla número 4 para lograr disminuir el porcentaje de arcillas y aumentar las arenas, también hay que tener en cuenta la calibración de los equipos para los pesos del analices por tamiz y los contenidos de humedad. En el caso del Límite Líquido y Límite Plástico se recomienda tener absoluta precisión para obtener los cálculos correctos en las gráficas comparativas de las cuatro muestras.

Para el ensayo de corte directo se deben realizar paralelo las densidades máximas y mínimas para así obtener un promedio que se utilizará en dicho ensayo, este dependerá del tipo de suelo es el mismo para cada muestra y solo varia los porcentajes de cenizas entonces solo se necesitara la densidad del suelo natural.

Por otro lado, los cálculos efectuados para la determinación de las dimensiones de la zapata y profundidad de corte tienen que ser minuciosos y comprobados 2 veces, ya que la influencia y dificultad de realizar el bulbo de presiones es la base para la comprobación del efecto de las cenizas de carbón en el tipo de suelo encontrado y para las cimentaciones superficiales.

REFERENCIAS

ABOUMOUSSA, Walid y ISKANDER, Magued. Rigidly Framed Earth Retaining Structures: Thermal soil structure interaction of buildings supporting unbalanced lateral earth pressures (Springer Series in Geomechanics and Geoenvironment), 2014th Edition.326 p.p.

ISBN-13: 978-3642546426

ACEVEDO, Irene. Aspectos Éticos en la Investigación Científica. Cienc. enferm. v.8 n.1 Concepción jun. 2002.

Fuente: <http://dx.doi.org/10.4067/S0717-95532002000100003>

ISSN: 0717-9553

ACOSTA H.A., EDIL, T.B., BENSON, C.H. (2003). "Soil stabilization and drying using fly ash". Geo Engineering Report No. 03-03 Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin-Madison.

ALL for Articles: The Site Magazine Volume 39: Foundations and Disruptions (Technology/Architecture/Urbanism)" 05 Mar 2018. ArchDaily. Accessed 4 Jun 2019.

Fuente: <<https://www.archdaily.com/890113/call-for-articles-the-site-magazine-volume-39-foundations-and-disruptions-technology-architecture-urbanism/>>

ISSN 0719-8884

ASTRO, Axel (2017), en su tesis "Estabilización de suelos arcillosos con ceniza de cascara de arroz para el mejoramiento de subrasante" para optar por el grado de Ingeniero Civil titulada en la Universidad Nacional de Ingeniería.

BAZAN, Carlos (2016). En su artículo titulado "Fundaciones poco profundas" en la revista Informe de la construcción, editorial Casa del constructor Magazine

ISBN: 0020-0883

BERROCAL, Jose Carlos (2015). En su trabajo de titulación "Métodos analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo" para optar el grado como magister en ciencias en la mención de ingeniería geotécnica titulada de la Universidad Nacional de Ingeniería.

BORELL, Sobhan An. Principles of Geotechnical Engineering (Inglés) Intended as an introductory text in soil mechanics 8th Edición: Suecia. 2015. p.p.227.

ISBN-13: 978-1133108665

CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY (CGS), 1992, Canadian Foundation Engineering Manual, Richmond, British Columbia, Canada.

CAÑAR, Santiago (2017), in the thesis obtaining the title of civil engineer entitled "Comparative analysis of the resistance to cut and stabilization of fine sandy and clayey soils combined with coal ash" of the Technical University of Ambato, Ecuador.

CARRASCO, Jesus (2018), en su tesis para optar por el grado de bachiller titulada "Planteamiento del mejoramiento del suelo empleando relleno fluido para la construcción

de los edificios multifamiliares en la obra casa club recrea “los nogales”, Distrito de El Agustino, lima”.

CEDEX. (2011). Cenizas Volantes De Carbón Y Cenizas De Hogar O Escorias (España). Fuente: <http://www.cedexmateriales.vsf.es/view/archivos/residuos/305.pdf>

CHAGOYEN, Hernesto y CABRERA, Marcos (2015), in this article entitled "Rectangular Shallow Foundations Optimal Design. Formulation "of the Construction Magazine in Santa Clara, Cuba.
ISSN 0717-7925

CLAYTON, Chris R.I.WOODS, Ricky, BOUND, Andrew y JARBAS, Millistikly Earth Pressure and Earth-Retaining Structures, Third Edition. Texas. 2015. 469 p.p.
ISBN-13: 978-1466552111

CRAIG, Jhon. “Introducción a la Mecánica de Suelos”. Segunda Edición, Editorial: Addison-Wesley. 2014. 175 p.p.
ISBN: 9780201095289

CRESPO, Carlos. Mecánica de Suelo y Cimentaciones. Revista el Lujo de la ingeniería. Segunda edición. Barcelona: España. 2014. P.p.42.
ISSN: 0211-3147

COKCA, E. (2016). “Use of Class C fly ashes for the stabilization of an expansive soil.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127 Edition tomo (7).
ISSN: 568-573.

CUBAS, Kevin (2016), en su tesis “Evaluación de las cenizas de carbón para la estabilización de suelos mediante activación alcalina y aplicación en carreteras no pavimentadas” para optar al grado de ingeniero civil titulado en la Universidad Señor de Sipan.

ENTIDHAR, Fathie (2016). En su tesis “Análisis de fundaciones poco profundas en tres regiones diferentes en Irak” para optar por el grado de Doctor en Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundamentos en Lulea Universidad Tecnológica.

GADEA, Jesus. Materiales de Construcción: Problemas de Dosificación y Granulometría. Tercera edición Madrid: España. 2015. p.p.256.
ISBN: 978-84779-034-44

GEIMAN (2014). “Estabilización de subgrupos de arcilla blanda en el laboratorio de la fase I de Virginia”, tesis presentada a la Facultad del Instituto Politécnico de Virginia y la Universidad Estatal en cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de Maestría en Ciencias en Ingeniería Civil.

GODED, Jose Manuel. Ingeniería de la Construcción: Caminos y Suelos. Madrid: España. 2015.p.p.178.
ISBN: 978-84793-377-2

GUTIERREZ, Jorge. Modelación Geotécnica de Pavimentos Flexibles con Fines de Análisis y Diseño en el Perú. Tesis de MSc. UNI. Perú 2007.

HERNÁNDEZ, Angel, MEJÍA, Larua y ZELAYA, Dario (2016), in his thesis "Proposal for stabilization of clay soils for application in rigid pavements in the eastern multidisciplinary faculty of the University of El Salvador " to opt for the degree of Civil Engineer at the University of El Salvador.

HINRICHSEN, Lara (2015). In his thesis to qualify for the Civil Engineer in Civil Works titled "Study of soil behavior stabilized with salt: against the action of water, for different mixtures" of the Universidad Austral de Chile.

IGLESIAS, Celso. Mecánica de Suelos, Ofrece información de forma ordenada y alcanza el nivel óptimo requerido en la totalidad de escuelas de ingeniería. Editorial Síntesis, 1997. 572 p.p.
ISBN: 9788477384380

Ingeniería y Tecnológica. La labor investigadora e innovadora en México, Edition: 1, Chapter: 4, Publisher: Science Associated Editors, L. L. C, Editors: G. Quiroga, L. J. González, pp.83-100.
ISSN: 2478-5269

JURADO, Marck and CLAVIJO, Dani (2016). In his thesis "Soil Stabilization with Type Mh Cement to Improve the Physical and Mechanical Characteristics of the Material xe Subsoil of the Workshops Area and Carports of the Plmq, Sector Quitumbe " to opt for the degree of Civil Engineer at the Catholic University of Ecuador entitled .

KOCI, Lujan (2016), In his article entitled "Geotechnical Design of Foundations considering reliability" in the Technical Journal of Civil Engineering Edition 47.
ISBN: 2383-3874

KONG & SANJAYAN. Fundamento de ingeniería de Cimentaciones. Sexta edición. Madrid: España. 2007. p.p.462.
ISBN: 978-84832-272-13

KOVACS. Takeshi. Carbono modificado, alterado- Altered Carbon. Editor Gonzals Kong y Sanying. 2016.p.p372.
ISBN: 978-1111780975

LÓPEZ, Juan Manuel. Geología Aplicada a la Ingeniería Civil, segunda edición, editorial: S.L. CIE inversiones editoriales dossat-2000. 2014. 587 p.p.
ISBN: 9788495312969

MATEO DE VICENTE, Manuel. Estabilización de Tierras. Editorial Bellisco: Madrid, España. 2013. 400 p.p.
ISBN: 9788492970438

MOHAMED, Vanapalli y S. K, Saatcioglu (2015). Comparison of bearing capacity of unsaturated sand using cone penetration tests and plate load tests (PLT). In the Proceedings of the 5th International Conference on Unsaturated Soils, 6-8 September 2010, Barcelona, Spain.
ISSN:1183-1188.

MOHAMED, Fathi (2016). En su tesis presentada "Capacidad de carga y comportamiento de asentamiento de zapatas sometidas a condiciones de carga estática y sísmica en suelos arenosos insaturados" a la facultad de graduados En cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de Doctor en Filosofía en Ingeniería Civil.

MONTEJO, Alfonso. Ingeniería de Pavimentos para Carreteras. Segunda reimpresión de la segunda edición, 2002, 400p.p.
ISBN: 958-96036-2-9

MORALES, Pablo (2015), in his thesis for the title of Civil Engineer entitled "Valuation of coal ashes for the stabilization of soils through alkaline activation and its use on unpaved roads".

NARDI, J.V., Estabilização de Areia com Cinza Volante e Cal; Efeito do Cimento como Aditivo e de Brita na Mistura. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro 1975.
ISBN: 978-84-15963-55-4.

NORMATIVA Norma ASTM C 593-95 Norma ASTM C 618.

NOWAK, A S, y K R Collins, 2000, Reliability of Structures, New York: McGraw-Hill. Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures.

OLMOS, Pedro Jose. Cimentaciones Superficiales. Diseño De Zapatas. Segunda edición adaptada al CTE. Ediciones Universidad de Valladolid, España, 2013.
ISBN: 978-84-8448-427-1

ORTIZ, José (2016), en el artículo titulado "Patologías en las cimentaciones de la revista Informes de la Construcción en Madrid" Financiada por el Lab. Te Geotecnia de CEDEX.
ISBN:3512-0085

PASTOR, Richard. Cálculo de estructuras de cimentación - 5ª Edición. Esta quinta edición presenta ampliaciones y novedades importantes. 2015.p.p.308.
ISBN: 9788484484271

PÉREZ, Rocio (2015). En su investigación "Estabilización de suelos arcillosos con cenizas de carbón para su uso como subrasante mejorada y/o sub base de pavimentos" para optar el grado de magister en ciencias en ingeniería geotécnica en la Universidad Nacional de Ingeniería.

PETERSHAN, Patel. Soil stabilization, In Geotechnical Investigations and Improvement of Ground Conditions, Revista Ingeniería civil. 2019. Fuente: <https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/soil-stabilization>
ISSN : 0213-8468

QUEZADA, Lucio. Ingeniería de Suelos en terrenos Arcillosos y Limosos. 1 er edición. Editorial Macro, Colombia. 2017. 310p.p.
ISBN: 9786124034558

QUEZADA, Santiago (2017). En su tesis para optar al título de Ingeniero Civil titulada "Estudio comparativo de la estabilización de suelos arcillosos con valvas de moluscos" para pavimentación" de la Universidad de Piura.

QUEZADA, Lucio. Ingeniería de Suelos en terrenos Arcillosos y Limosos. 1 er edición. Editorial Macro, Colombia. 2017. 310p.p.
ISBN: 9786124034558

REIMBERT, Andre. Presiones y asentamientos de las cimentaciones superficiales: Cálculo de Zapatas, publicada por la editorial Eyrolles, Paris, impreso en España.1978. 7 p.p.
ISBN: 84-7146-188-9

REVISTA GEOTECNIA 226 (2014) teniendo como título de portada " Túneles en Roca" da breves reseñas y antecedentes de lo que es una estabilización de suelo como base a la perforación de túneles en distintos suelos, respaldada por Reunión Nación de Mecánica de Suelos e Ingeniería XXVI.
ISBN: 2594-1542

RODRIGUEZ, Gonzalo y DEL CASTILLO, Blanca. "La ingeniería de los suelos en vías terrestres". Editorial Limusa, Mexico. 2015, 198p.p.
ISBN: 698-18-0054-0

RODRÍGUEZ, Miguel. Estudio de Aplicaciones de las Cenizas Volantes a la Estabilización y Solidificación de Residuos Industriales. Tesis Doctoral. Universidad de Sevilla.1996.

SANTANA, Manuel. Ciencia Del Carbon, Madrid, España. Editorial: Antonio Madrid Vicente. 2016. 243 p.p.
ISBN : 9788494555817

SMART, Kim. Evaluation de Current Load Factors for Use in Geotechnical Load y Resistance Factor Design, ASCE Journal de Geotechnical y Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, No. 4. 2003. 86 p.p.

TERZAGHI, Karl. Theoretical Soil Mechanics.Volumen. Impreso por Graficas M. Pareja – Montaña, 16, España.1943. 526 p.p.
ISBN: 84 – 7021-0.20-3

TORRENTE, Gonzalo. "Estabilización de suelos nuevos métodos". Revista Volumen 13, Lima, Peru. 2015. 182p.p.
ISBN: 978-84233-080-40

VANAPALLI, S. K., and Mohamed, F. M. O. (2015). "Bearing capacity and settlement of footings in an unsaturated sand." International Journal of GEOMATE-2013 (Geotechnique, Construction Materials and Environment), Japan, Vol. 5, No. 1.

ISSN: 2186-2982(P)

VILLALOBOS, Felipe (2015). Tesis presentada por la oficina de Investigación y Estudios de Posgrado en cumplimiento de los requisitos del Grado de Maestría en Ciencias en Ingeniería Civil. “Análisis teórico y experimental de la capacidad de carga de fondos superficiales en suelos sin cohesión”.

ZÚÑIGA, Francisco y ESTRADA, Héctor. Conservación y manejo del suelo. Revista de cultura científica Facultad De Ciencias, Universidad Nacional Autónoma De México.
ISSN: 2186- 2990

Anexos

Anexo 1 : Matriz de consistencia

Estabilización con cenizas de carbón para mejorar las propiedades mecánicas del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas - Lima, 2019						
Nicole Antuanette Arroyo Rivera						
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE, INDICADORES E INSTRUMENTO			TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	V. DEPENDIENTE (ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CC)			Método: Científico Tipo: Aplicativa Nivel: Explicativo, Diseño: Experimental Población: Todos los ensayos realizados para la obtención de datos Muestra: Terreno de la calle 75 Técnica: Observación Directa Instrumento: Formatos de los ensayos realizados
			DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS	
¿Qué influencia tiene la estabilización con cenizas de carbón sobre las propiedades mecánicas del terreno de fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas - Lima, 2019?	Determinar la influencia de la estabilización con cenizas de carbón para mejorar las propiedades mecánicas del terreno de fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas - Lima, 2019.	La estabilización con cenizas de carbón mejora las propiedades mecánicas del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas - Lima, 2019.	Dosificación	Ensayo Corte Directo Ensayo de Tamices Curva Granulométrica Norma SUCS y AASHTO Límite Líquido Límite Plástico Límite de Contracción	Balanza Calibrada	
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICOS	V. INDEPENDIENTE (PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO)			
			DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS	
¿Cuál es el efecto de las dosificaciones de cenizas de carbón en la Granulometría del terreno Fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas - Lima, 2019?	Determinar el efecto de las dosificaciones en la Granulometría del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas - Lima, 2019.	Las cenizas de Carbón mejoran la Granulometría del terreno fundación de la Calle 75, Comas - Lima, 2019.	Granulometría	Ensayo Tamices Curva Granulométrica Norma SUCS y AASHTO	Equipos para realizar las pruebas dadas en los indicadores	
¿Cuál es el efecto de las dosificaciones de cenizas de carbón en los Límites de Atterberg del terreno Fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas - Lima, 2019?	Determinar el efecto de las dosificaciones en los Límites de Atterberg del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas - Lima, 2019.	Las cenizas de Carbón influyen en los Límites de Atterberg del terreno fundación de la Calle 75, Comas - Lima, 2019	Contenido de Humedad	Límite Líquido Límite Plástico Límite de Contracción		
¿Cuál es el efecto de las dosificaciones de cenizas de carbón en la Capacidad Portante del terreno Fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas - Lima, 2019?	Determinar el efecto de las dosificaciones en la Capacidad Portante del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas - Lima, 2019.	Las cenizas de Carbón aumentan la Capacidad Portante del terreno fundación de la Calle 75, Comas - Lima, 2019.	Capacidad Portante	Ensayo Corte Directo		
¿De qué manera influyen las dosificaciones de cenizas de carbón en la Profundidad de corte necesaria del terreno Fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas - Lima, 2019?	Determinar la influencia de las dosificaciones de cenizas de carbón en la profundidad de corte del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas - Lima, 2019.	Las cenizas de Carbón influyen en la Profundidad de corte del terreno fundación de la Calle 75, Comas - Lima, 2019.	Profundidad de Corte	Bulbo de Presiones	Método Boussinesq y Newark	

Anexo 2: Formatos del instrumento



VALIDEZ DEL INSTRUMENTO DE EVALUACIÓN
JUICIO DE EXPERTO

“ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO
FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES - CALLE 75, COMAS – LIMA, 2019”

Responsable: **ARROYO RIVERA NICOLE ANTUANETTE**

Instrucción: Luego de analizar y cotejar el instrumento de investigación " FORMATOS PARA ANALIZAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN" con la matriz de consistencia de la presente investigación, le solicito que, en base a su criterio y experiencia profesional, valide dicho instrumento para su aplicación.

U.C.V	FACULTAD DE INGENIERÍA					
ENSAYO GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D 422)						
TÍTULO: Suelo + % cenizas de carbón			LUGAR: calle 75, Comas			
SITUACIÓN:			LUGAR: calle 75, Comas			
ENSAYO GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO						
TÍTULO: Suelo + % de Cenizas de carbon			LUGAR: CALLE 75, COMAS			
SITUACIÓN: Lima, Perú			LUGAR: CALLE 75, COMAS			
PERFORACIÓN: CALCATA Nº 1			Nº LABORATORIO 1			

	Desing. del Tamiz US	A	A	B %			
		Peso Retenido gr.	Peso Retenido gr. REAL	Pasante	% Mas Grueso	% Mas Fino	
TAMIZADO USANDO EL P.T.M.	PIEDRA O CANTOS	4					
		3					
	GRAVA	GRUESA	2 1/2				
			2				
			1 1/2				
			1				
		FINA	3/4				
			1/2				
			3/8				
			1/4				
TAMIZADO CON FRACCIÓN MENOR Q P.T.M.	ARENA	GRUESA	Nº 4				
			Nº 8				
		MEDIA	Nº 10				
			Nº 16				
	Nº 20						
	Nº 30						
	Nº 40						
	Nº 50						
	FINA	Nº 60					
		Nº 80					
Nº 100							
Nº 200							
	P Nº 200						

MUESTRA SECA <input style="width: 50px;" type="text"/>	MUESTRA HUMEDA <input style="width: 50px;" type="text"/>	PESO TOTAL DE LA MUESTRA (P.T.M.) <input style="width: 50px;" type="text"/> gr.
CARACTERÍSTICAS DE MUESTRA ENSAYADA		

Apellidos y Nombres :	CASTAÑEDA VILCHEZ VICTOR
CIP :	103 6 55
Grado Academico :	MAGISTER

Victor F. Castañeda Vilchez
ING. CIVIL
R. CIP. 103655

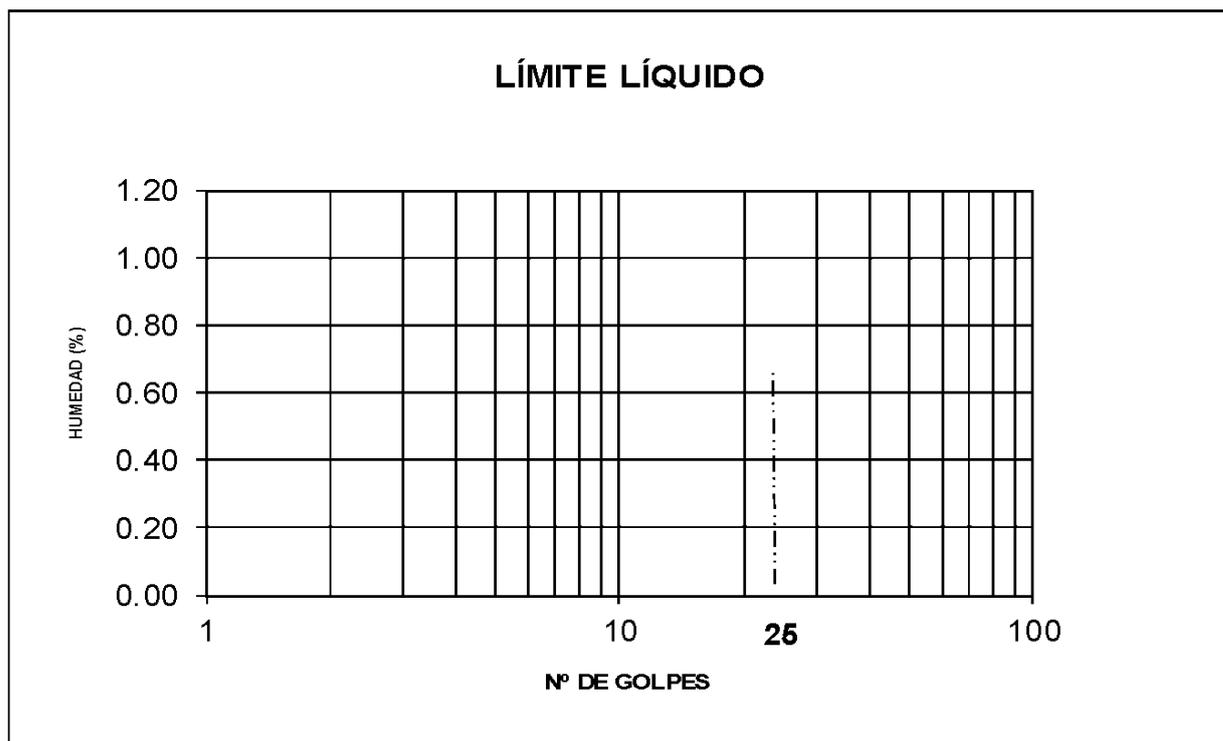


U.C.V	FACULTAD DE INGENIERÍA		
LÍMITES DE CONSISTENCIA (AASHTO T89/90 Y ASTM 423/424)			
TÍTULO:			
SITUACIÓN:		LUGAR: <u>Calle 75. Comas</u>	
PERFORACIÓN: <u>CALICATA I</u>		N° LABORATC: <u>1</u>	

LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
N° DE GOLPES					
N° DE CÁPSULA					
W _{Th} , gr					
W _{Ts} , gr					
W CÁPSULA					
W _ω					
W SECO , gr					
ω , (%)					

LL:		LP:		LC:	
	IP:		IC:		

TIPO DE SUELO:



Apellidos y Nombres :	<u>CASARENA VILCHES VICTOR</u>
CIP :	<u>103611</u>
Grado Academico :	<u>MAGISTER</u>

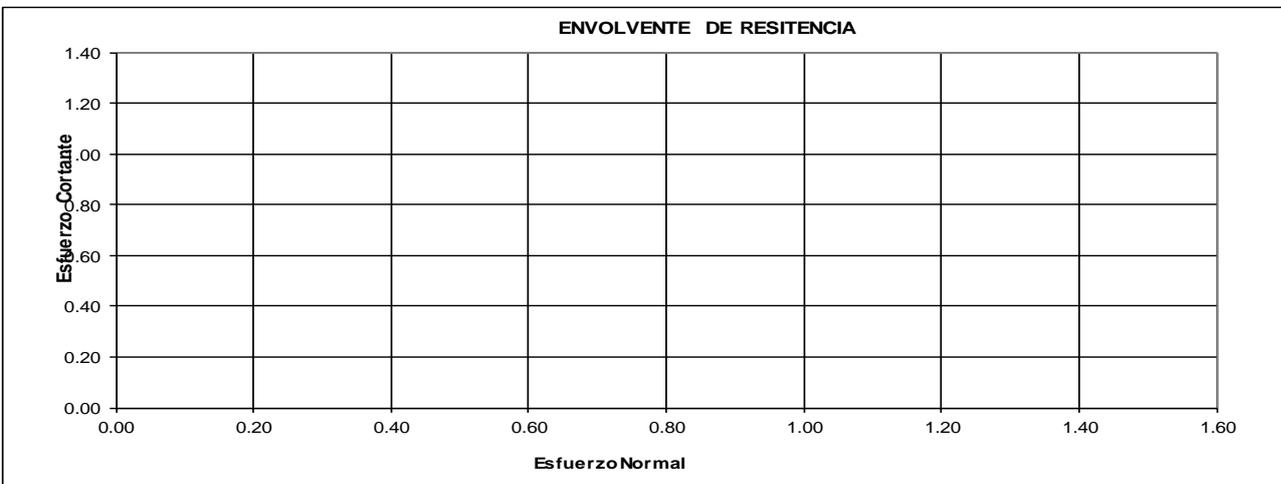
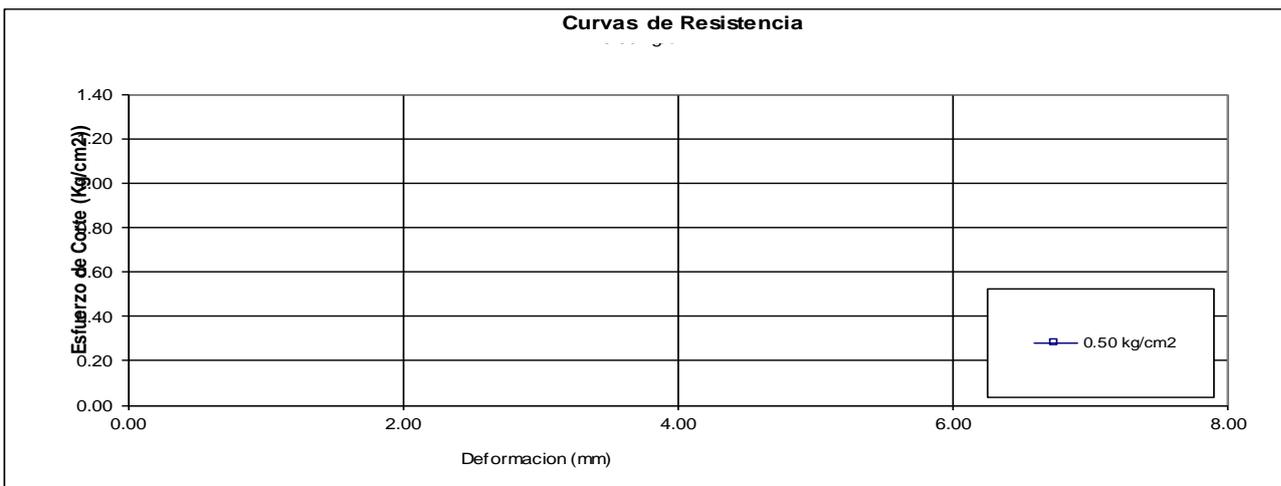
Victor F. Casareña Vilches
ING. CIVIL
R. CIP. 103611



U.C.V	FACULTAD DE INGENIERÍA
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 3080	
TÍTULO:	
SITUACIÓN:	LUGAR:
PERFORACIÓN: CALICATA N° 1	N° LABORATOR 1

Ensayo Decorte Directo ASTM D-3080

SONDAJE : Clasif. (SUCS) :
MUESTRA : Velocidad (mm/min) :
PROFUNDIDAD : Coef. Anillo Cr (div/kg.) :
ESTADO :



Esf. Normal kg/cm2	Esf. Cortante kg/cm2

Resultados	

Apellidos y Nombres :	CASTAÑEDA VILCHEZ VICTOR
CIP :	103611
Grado Academico :	MAGISTER

Víctor F. Castañeda Vilchez
 ING. CIVIL
 R. CIP. 103611



**VALIDEZ DEL INSTRUMENTO DE EVALUACIÓN
JUICIO DE EXPERTO**

“ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES - CALLE 75 ,COMAS –LIMA, 2019”

Responsable: ARROYO RIVERA NICOLE ANTUANETTE

Instrucción: Luego de analizar y cotejar el instrumento de investigación "FORMATOS PARA ANALIZAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN" con la matriz de consistencia de la presente investigación, le solicito que en base a su criterio y experiencia profesional, valide dicho instrumento para su aplicación.

U.C.V	FACULTAD DE INGENIERÍA
ENSAYO GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D 422)	
TITULO: Suelo + % cenizas de carbón	
SITUACIÓN:	LUGAR: <u>calle 75, Comas</u>
PERFORACIÓN: CALICATA <u>1</u>	Nº LABORATORIC <u>1</u>

ENSAYO GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO			
TITULO: Suelo + % de Cenizas de carbon			
SITUACIÓN: <u>Lima, Peru</u>		LUGAR: <u>CALLE 75, COMAS</u>	
PERFORACIÓN: CALICATA Nº <u>1</u>		Nº LABORATORIO <u>1</u>	

TAMIZADO USANDO EL P.T.M.	PIEDRA O CANTOS	GRAVA	GRUESA	Desing. del	A	A	B %	% Mas Grueso	% Mas Fino
				Tamiz US	Peso Retenido gr.	Peso Retenido gr. REAL	Pasante		
				4					
				3					
				2 1/2					
				2					
				1 1/2					
				1					
				3/4					
				1/2					
				3/8					
				1/4					
				Nº 4					
				Nº 8					
				Nº 10					
				Nº 16					
				Nº 20					
				Nº 30					
				Nº 40					
				Nº 50					
				Nº 60					
				Nº 80					
				Nº 100					
				Nº 200					
				P Nº 200					

MUESTRA SECA <input style="width: 80%;" type="text"/>	MUESTRA HÚMEDA <input style="width: 80%;" type="text"/>	PESO TOTAL DE LA MUESTRA (P.T.M.) <input style="width: 80%;" type="text"/> gr.
CARACTERÍSTICAS DE MUESTRA ENSAYADA		

Apellidos y Nombres :	<i>Padilla Picheu Santa R.</i>
CIP :	<i>51630</i>
Grado Academico :	<i>MAESTRO</i>

SANTOS RICARDO PADILLA PICHEU
INGENIERO CIVIL
CIP 51630

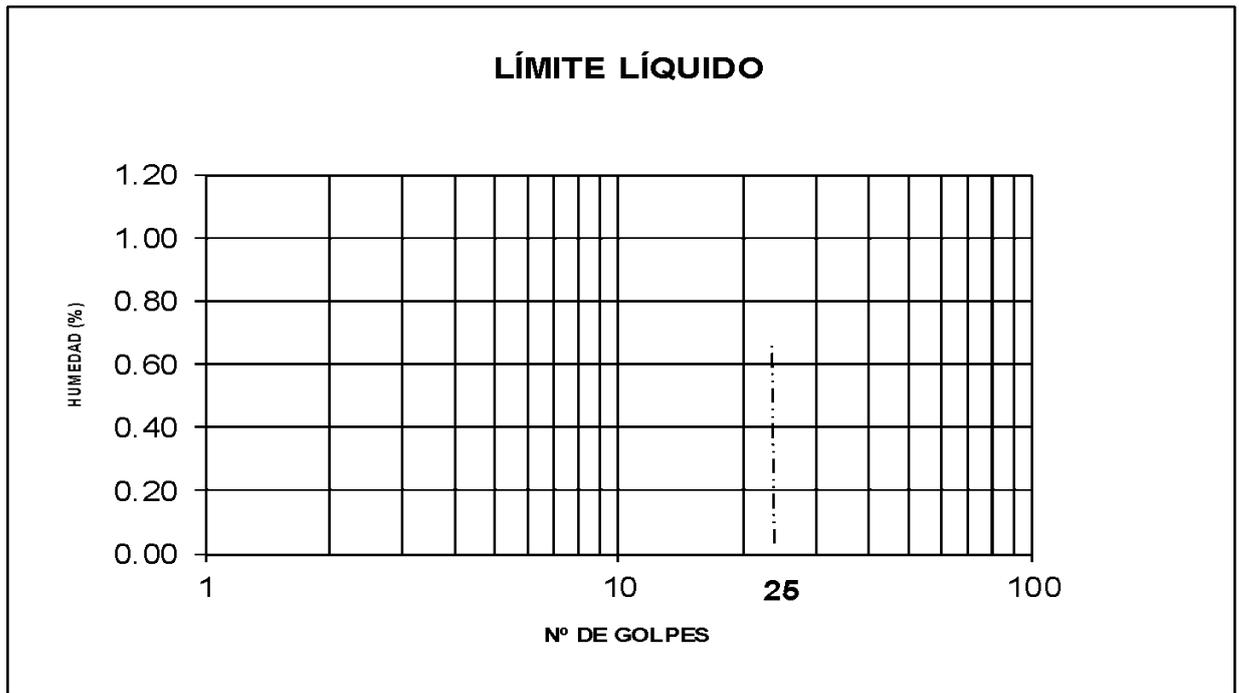


U.C.V	FACULTAD DE INGENIERÍA
LÍMITES DE CONSISTENCIA (AASHTO T89/90 Y ASTM 423/424)	
TÍTULO:	
SITUACIÓN:	LUGAR: <u>Calle 75. Comas</u>
PERFORACIÓN: <u>CALICATA I</u> <u>1</u>	N° LABORATC <u>1</u>

LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
N° DE GOLPES					
N° DE CÁPSULA					
W _{Th} , gr					
W _{Ts} , gr					
W CÁPSULA					
W ω					
W SECO , gr					
ω , (%)					

LL:	LP:	LC:	
	IP:	IC:	

TIPO DE SUELO:



Apellidos y Nombres :	<u>Padilla Pichén Santa R.</u>
CIP :	<u>51630</u>
Grado Académico :	<u>MAGISTER</u>

SANTOS RICARDO PADILLA PICHÉN
INGENIERO CIVIL
CIP 51630



U.C.V	FACULTAD DE INGENIERÍA		
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 3080			
TÍTULO:			LUGAR:
SITUACIÓN:	Muestra	1	Nº LABORATOR
PERFORACIÓN:			1

MUESTRA : Clasif. (SUCS) :
PROFUNDIDAD : Velocidad (mm/min) :
ESTADO : Coef. Anillo Cr (div/kg.) :

DATOS DEL ESPÉCIMEN 1

LONGITUD (cm)		Peso del Espec.(gr.)	
ALTURA (cm)		Dens. Nat (kg/cm3)	
ÁREA (cm2)		Hum. Final (%)	
VOLUM. (cm3)		Esf. Normal (kg/cm2)	
HUM. INICIAL. (%)		Carg. Normal (kg)	

Deform. Tangencial		Desplaz. Vertical	Desplazam. Horizontal	Fuerza de Corte	Esfuerzo de Corte
Div.	m.m	(Divisiones)	Divisiones	(kg)	(kg/cm2)
0	0.000				
10	0.250				
20	0.500				
30	0.750				
40	1.000				
50	1.250				
60	1.500				
70	1.750				
80	2.000				
90	2.250				
100	2.500				
110	2.750				
120	3.000				
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				
230	5.750				

Apellidos y Nombres :	<i>Padilla Picher Santa R.</i>
CIP :	<i>51630</i>
Grado Academico :	<i>INGENIERO</i>


 SANTOS RICARDO PADILLA PICHER
 INGENIERO CIVIL
 CIP 51630

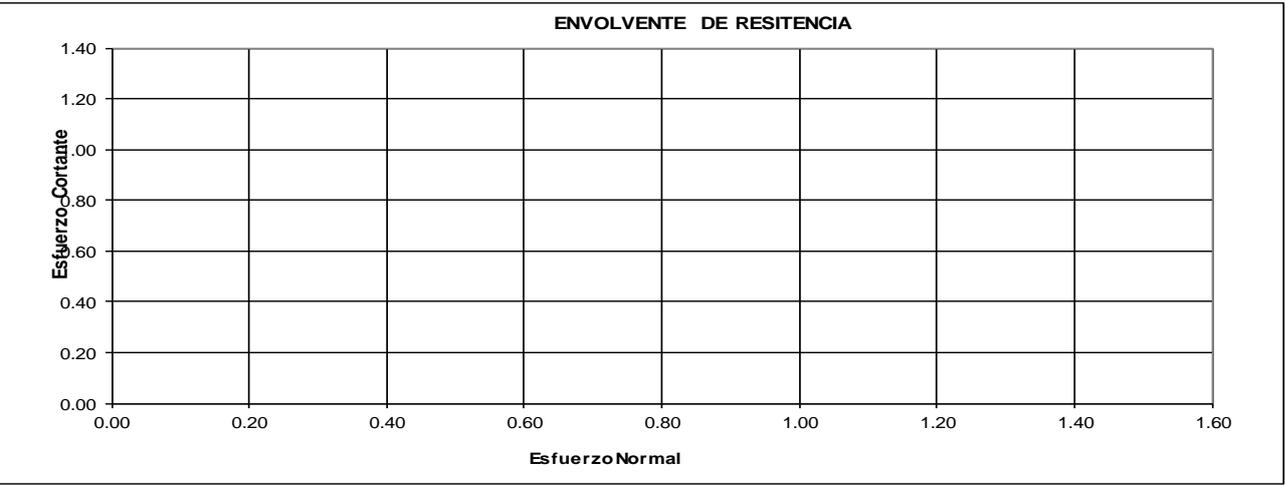
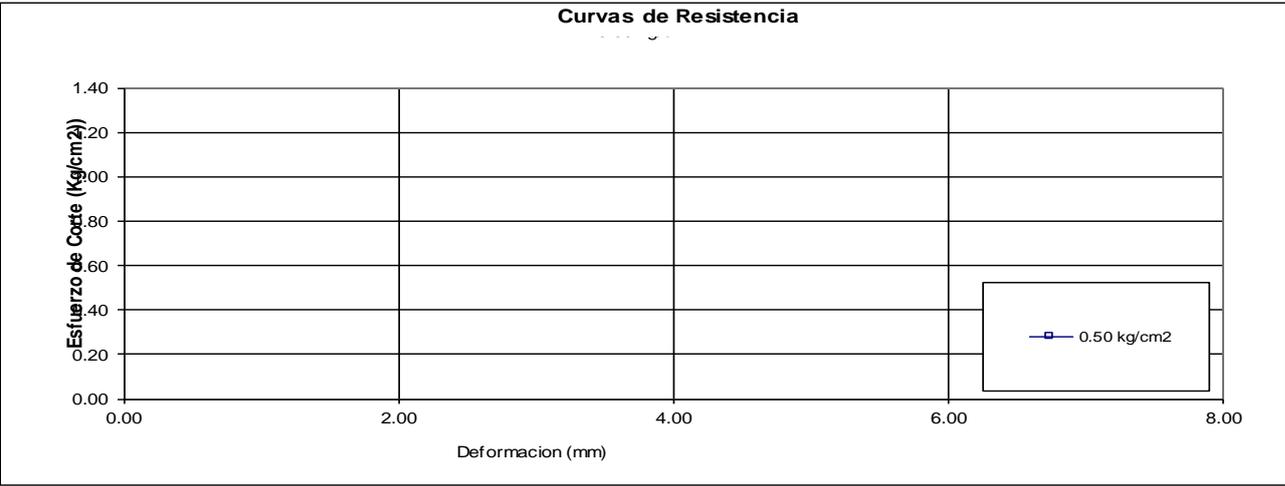


U.C.V	FACULTAD DE INGENIERÍA
--------------	-------------------------------

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 3080
--

TÍTULO:		LUGAR:	
SITUACIÓN:		N° LABORATOR	
PERFORACIÓN:	CALICATA N°	1	<u>1</u>

SONDAJE : Muestra **∓UCS)** :
MUESTRA : **Velocidad (mm/min)** :
PROFUNDIDAD : **Coef. Anillo Cr (div/kg.)** :
ESTADO :



Esf. Normal kg/cm2	Esf. Cortante kg/cm2

Resultados	

Apellidos y Nombres :	<i>Padilla Picheu Santa R.</i>
CIP :	<i>51630</i>
Grado Academico :	<i>INGENIERO</i>

SANTOS RICARDO PADILLA PICHEU
 INGENIERO CIVIL
 CIP 51630



**VALIDEZ DEL INSTRUMENTO DE EVALUACIÓN
JUICIO DE EXPERTO**

"ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES - CALLE 75 ,COMAS –LIMA, 2019"

Responsable: ARROYO RIVERA NICOLE ANTUANETTE

Instrucción: Luego de analizar y cotejar el instrumento de investigación " FORMATOS PARA ANALIZAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN" con la matriz de consistencia de la presente investigación, le solicito que en base a su criterio y experiencia profesional, valide dicho instrumento para su aplicación.

U.C.V	FACULTAD DE INGENIERÍA						
ENSAYO GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D 422)							
TÍTULO: Suelo + % cenizas de carbón							
SITUACIÓN: LUGAR: <u>calle 75, Comas</u>							
PERFORACIÓN: CALICATA <u>1</u> N° LABORATORIO <u>1</u>							
	Pesig. del						
	Tamiz US						
	Peso Retenido gr.						
	Peso Retenido gr, REAL						
	B % Pasante						
	% Mas Grueso						
	% Mas Fino						
TAMIZADO USANDO EL P.T.M.	PIEDRA O CANTOS	4					
		3					
	GRAVA	GRUESA	2 1/2				
			2				
			1 1/2				
		FINA	1				
			3/4				
			1/2				
	ARENA	GRUESA	3/8				
			1/4				
Nº 4							
Nº 8							
MEDIA		Nº 10					
		Nº 16					
		Nº 20					
		Nº 30					
		Nº 40					
		Nº 50					
FINA	Nº 60						
	Nº 80						
	Nº 100						
	Nº 200						
		P Nº 200					

MUESTRA SECA <input style="width: 80%;" type="text"/>	MUESTRA HÚMEDA <input style="width: 80%;" type="text"/>	PESO TOTAL DE LA MUESTRA (P.T.M) <input style="width: 80%;" type="text"/> gr.
CARACTERÍSTICAS DE MUESTRA ENSAYADA		

Apellidos y Nombres :	Minaya Rosario, Carlos Danilo
CIP :	50187
Grado Academico :	Magister

CARLOS DANILO MINAYA ROSARIO
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 50187

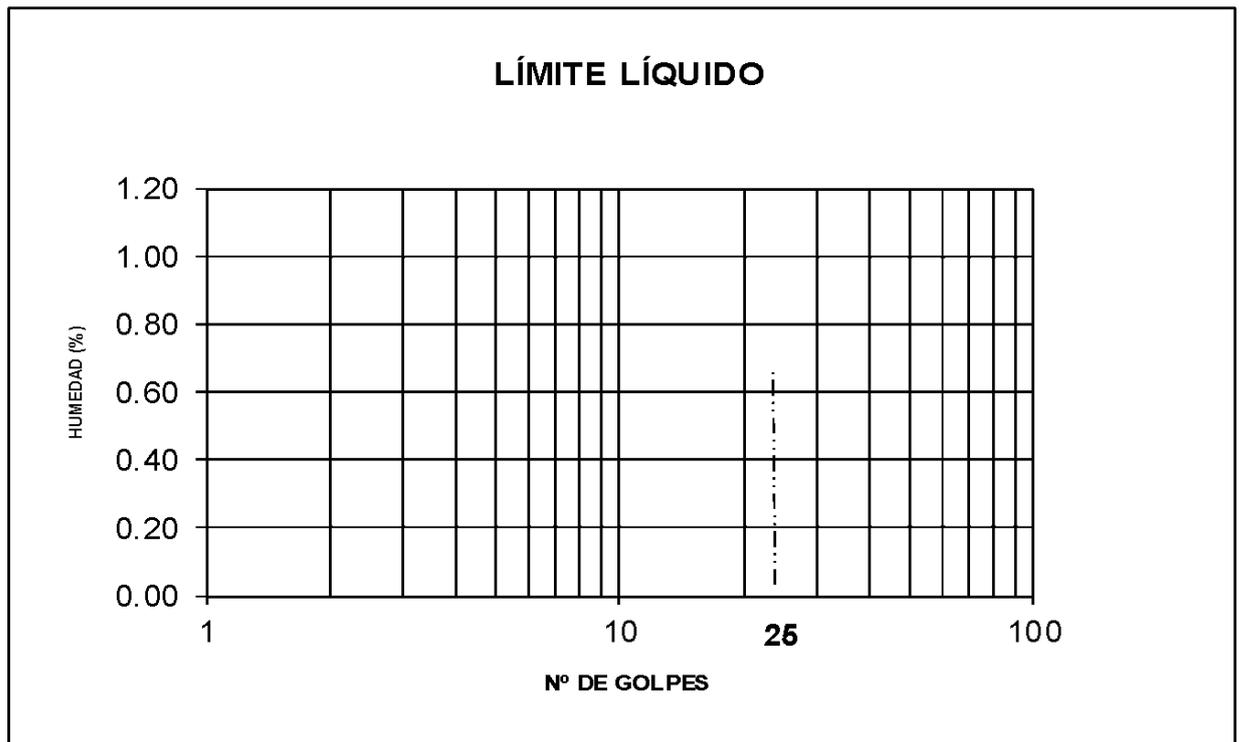


U.C.V	FACULTAD DE INGENIERÍA
LÍMITES DE CONSISTENCIA (AASHTO T89/90 Y ASTM 423/424)	
TÍTULO:	
SITUACIÓN:	LUGAR: <u>Calle 75, Comas</u>
PERFORACIÓN: <u>CALICATA 1</u> <u>1</u>	N° LABORATC <u>1</u>

LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
N° DE GOLPES					
N° DE CÁPSULA					
W _{Th} , gr					
W _{Ts} , gr					
W CÁPSULA					
W ω					
W SECO , gr					
ω , (%)					

LL:	LP:	LC:
	IP:	IC:

TIPO DE SUELO:



Apellidos y Nombres :	<u>Minaya Rosario, Carlos Danilo</u>
CIP :	<u>50187</u>
Grado Académico :	<u>Magister</u>

CARLOS DANILLO MINAYA ROSARIO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. del Colegio de Ingenieros N° 50187

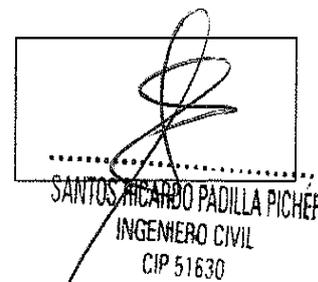
FICHA JUICIO POR EXPERTOS

APELLIDOS Y NOMBRES Arroyo Rivera Nicole Antuanette
CICLO X (Décimo)
TITULO “Estabilización con cenizas de carbón para mejorar las propiedades mecánicas del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas – Lima, 2019”

FORMATOS: Granulometría (ASTM D422) - Límites de Atterberg (AASHTO T80/90 y ASTM 423/424)- Ensayo Corte Directo esfuerzo al corte (ASTM D3080)- Ensayo corte directo Curva de resistencia (ASTM D3080)							
INDICADORES		CRITERIOS	EXCELENTE	MUY BUENO	BUENO	REGULAR	DEFICIENTE
			1	0.75	0.5	0.25	0
1	CLARIDAD	El lenguaje es apropiado		X			
2	OBJETIVIDAD	Expresado en conductas observables		X			
3	ORGANIZACIÓN	Existe relación lógica	X				
4	INTENCIONALIDAD	Adecuado para el desarrollo de capacidad cognoscitivas		X			
5	CONSISTENCIA	Basado en normas y leyes	X				
6	COHERENCIA	Relación con las dimensiones	X				
7	METODOLOGÍA	Las estrategias responden a la finalidad de la investigación	X				
TOTAL			6.25		VALIDADO		

Teniendo en cuenta el valor obtenido en el Experto 1, se procedió a tomar el promedio para su validez, el cual fue 0.89.

Apellidos y Nombres :	<i>Padilla Picheu Santa R.</i>
CIP :	<i>51630</i>
Grado Académico :	<i>MAGISTER</i>



SANTOS RICARDO PADILLA PICHEU
 INGENIERO CIVIL
 CIP 51630

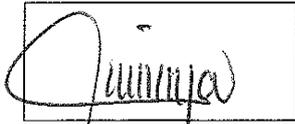
FICHA JUICIO POR EXPERTOS

APELLIDOS Y NOMBRES Arroyo Rivera Nicole Antuanette
CICLO X (Décimo)
TITULO “Estabilización con cenizas de carbón para mejorar las propiedades mecánicas del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas – Lima, 2019”

FORMATOS: Granulometría (ASTM D422) - Límites de Atterberg (AASHTO T80/90 y ASTM 423/424)- Ensayo Corte Directo esfuerzo al corte (ASTM D3080)- Ensayo corte directo Curva de resistencia (ASTM D3080)							
INDICADORES		CRITERIOS	EXCELENTE	MUY BUENO	BUENO	REGULAR	DEFICIENTE
			1	0.75	0.5	0.25	0
1	CLARIDAD	El lenguaje es apropiado		X			
2	OBJETIVIDAD	Expresado en conductas observables		X			
3	ORGANIZACIÓN	Existe relación lógica		X			
4	INTENCIONALIDAD	Adecuado para el desarrollo de capacidad cognoscitivas		X			
5	CONSISTENCIA	Basado en normas y leyes				X	
6	COHERENCIA	Relación con las dimensiones		X			
7	METODOLOGÍA	Las estrategias responden a la finalidad de la investigación		X			
TOTAL			5.00		VALIDADO		

Teniendo en cuenta el valor obtenido por el Experto 2, se procedió a tomar el promedio para su validez, el cual fue 0.71.

Apellidos y Nombres :	Minaya Rosario, Carlos Danilo
CIP :	50187
Grado Académico :	Magister



CARLOS DANILLO MINAYA ROSARIO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. del Colegio de Ingenieros N° 50187

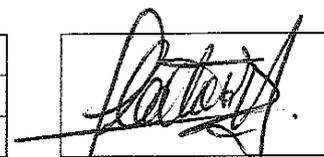
FICHA JUICIO POR EXPERTOS

APELLIDOS Y NOMBRES Arroyo Rivera Nicole Antuanette
CICLO X (Décimo)
TITULO “Estabilización con cenizas de carbón para mejorar las propiedades mecánicas del terreno fundación en cimentaciones superficiales - Calle 75, Comas – Lima, 2019”

FORMATOS: Granulometría (ASTM D422) - Límites de Atterberg (AASHTO T80/90 y ASTM 423/424)- Ensayo Corte Directo esfuerzo al corte (ASTM D3080)- Ensayo corte directo Curva de resistencia (ASTM D3080)							
INDICADORES		CRITERIOS	EXCELENTE	MUY BUENO	BUENO	REGULAR	DEFICIENTE
			1	0.75	0.5	0.25	0
1	CLARIDAD	El lenguaje es apropiado	X				
2	OBJETIVIDAD	Expresado en conductas observables		X			
3	ORGANIZACIÓN	Existe relación lógica	X				
4	INTENCIONALIDAD	Adecuado para el desarrollo de capacidad cognoscitivas	X				
5	CONSISTENCIA	Basado en normas y leyes		X			
6	COHERENCIA	Relación con las dimensiones	X				
7	METODOLOGÍA	Las estrategias responden a la finalidad de la investigación	X				
TOTAL			6.50		VALIDADO		

Teniendo en cuenta el valor obtenido por el Experto 3, se procedió a tomar el promedio para su validez, el cual fue 0.92.

Apellidos y Nombres :	CASTAÑEDA VILCHEZ VICTOR
CIP :	103677
Grado Académico :	MAGISTER



Victor F. Castañeda Vilchez
 ING. CIVIL
 R. CIP. 103677

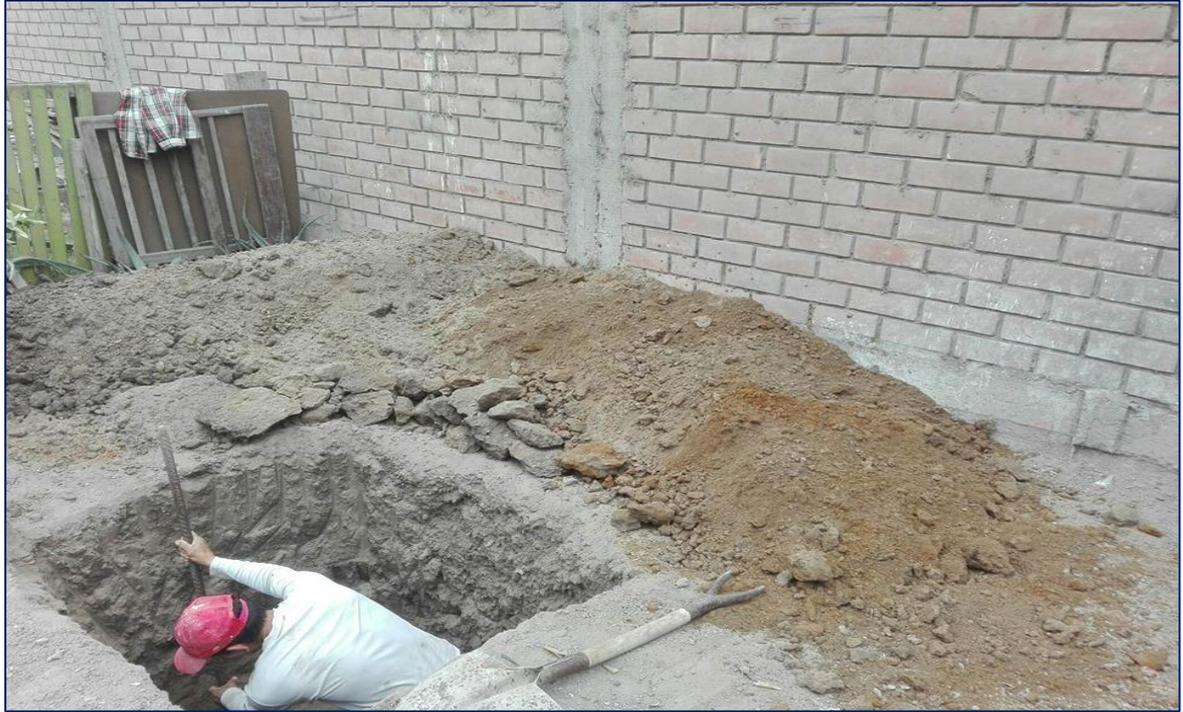
Anexo 4: Fotos de recolección y ensayos



Anexo 4. 01: Vista del terreno antes de realizar la calicata



Anexo 4.02: Vista lateral del terreno



Anexo 4.03: Recolección de la muestra



Anexo 4.04: Recolección de la muestra



Anexo 4.05: Calicata 1.55m



Anexo 4.06: Detalle del suelo a 1.45 m



Anexo 4.07: Detalle del suelo de 0 – 1.40 m



Anexo 4.08: Equipo laboratorio de suelo # 2



Anexo 4.09: Muestra en laboratorio de suelo # 2



Anexo 4.10: Muestras y cenizas laboratorio de suelo # 2



Anexo 4.11: Cenizas en laboratorio de suelo # 2



Anexo 4.12: Pesado de muestras del laboratorio de suelo # 2



Anexo 4.13: Granulometría para material Fino del laboratorio de suelo # 2



Anexo 4.14:: Granulometría de las 4 muestras en el laboratorio de suelo # 2



Anexo 4.15: Granulometría de las 4 muestras en el laboratorio de suelo # 2



Anexo 4.16: Límite Líquido y Límite Plástico en el laboratorio de suelo # 2



Anexo 4.17: Densidad Máxima y Mínima en el laboratorio de suelo # 2



Anexo 4.18: Corte directo de las muestras en el laboratorio de suelo # 2



Anexo 4.19: Corte directo de las muestras en el laboratorio de suelo # 2



Anexo 4.20: Corte directo de las muestras en el laboratorio de suelo # 2



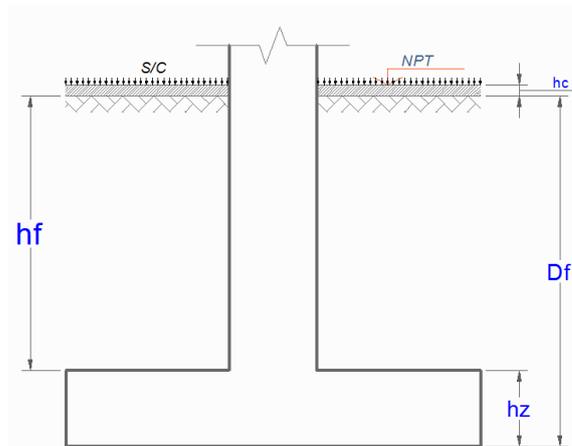
Anexo 4.21: Tamizado de las cenizas en el laboratorio de suelo # 2

Anexo 5: Diseño de Zapata

En el primer diseño se utilizó los **DATOS DE CORTE DIRECTO (SUELO NATURAL)** para poder determinar las dimensiones de la zapata, sus esfuerzos y acero.

ZAPATA CÉNTRICA (TERRENO NATURAL)

Col:	2B	
Pd =	4125.36	Kg
Pl =	3496.85	Kg
Df =	1.20	m
S/C =	500	Kg/m ²
t1 =	0.70	m
t2 =	0.25	m
hc =	0.15	m
γm =	1440	Kg/m ³
σt =	0.79	Kg/cm ²
fc =	210	Kg/cm ²
fc =	280	Kg/cm ²
fy =	4200	Kg/cm ²



1° Esfuerzo Neto del Terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_c - S/C$$

$$\sigma_n = 0.53 \text{ Kg/cm}^2$$

2° Area de la Zapata $T = S = 1.2 \times 1.2 \text{ m}^2$

$$A_{zap} = 14349.04 \text{ cm}^2 \quad 14000 \text{ cm}^2$$

Debe Cumplir que Lv1 = Lv2:

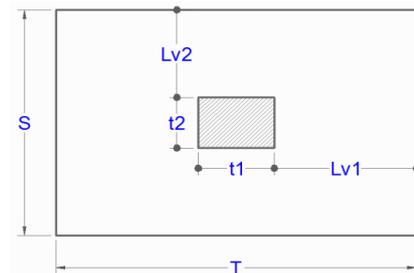
$$T = 1.43 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad 1.40 \text{ m}$$

$$S = 0.97 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad 1.00 \text{ m}$$

$$Lv1 = Lv2 = 0.350 \text{ m}$$

$$= 0.350 \text{ m}$$

Conforme



3° Reaccion Neta del Terreno

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

$$P_u = 10545.392 \text{ Kg}$$

$$A_{zap} = 14000 \text{ cm}^2$$

$$W_u = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{zap} = T \times S$$

$$P_u = 1.4 \cdot P_D + 1.7 \cdot P_L \rightarrow \text{NTE E.060}$$

$$P_u = 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L \rightarrow \text{ACI 318S - 08}$$

4° Dimensionamiento de la altura hz de la Zapata

• Por Punzonamiento

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 10545.392 - 0.75(70 + d)(25 + d)$$

$$\phi V_c = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d)$$

$$d = 3.82 \text{ cm}$$

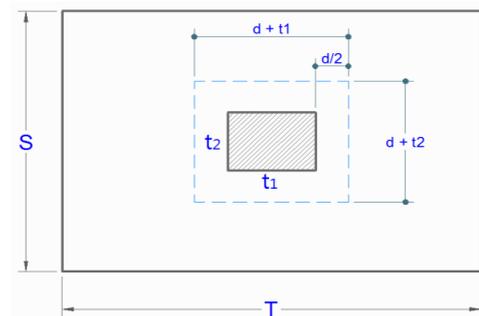
$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Diametro de Varilla } \phi : 5/8''$$

$$d_{prom} = 20.9125 \text{ cm}$$

$$h_z = 13 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_z = 30 \text{ cm}$$

$$V_u / \phi V_c = 0.06$$



• Verificación por Cortante

$$\phi = 0.75$$

$$V_{du} = 1061.13$$

$$\phi V_c = 12046.27$$

$$\phi \cdot V_c = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c}$$

$$V_{du} < \phi V_c \dots\dots\dots (\text{Conforme})$$

5° Diseño por Flexión $\phi = 0.9$

• Dirección Longitudinal

Usar 75 ϕ 5/8" @ 1.1 cm

$$R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

Mu = 461.3609 Kg - m
 Ru = 1.05 Kg/cm²
 $\rho = 0.00028$
 $\rho_{min} = 0.0018$
 As = 5.4 cm²
 Av = 1.98 cm²
 # var = 2.7
 Esp. S = 1.1 cm

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

75 varillas

• Dirección Transversal

Usar 13 ϕ 5/8" @ 10.3 cm

Ast = 7.56 cm²
 # var = 3.8
 Esp. S = 10.3 cm

13 varillas

6° Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata

• Resistencia al Aplastamiento de la Columna

$\phi_n = 0.65$

$$P_n = \frac{P_U}{\phi}$$

Sobre la Columna Pn = 16223.68 Kg
 De la Columna Pnb = 416500 Kg

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c$$

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)

Asmin = 8.8 cm²

• Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Zapata

A1 = 0.175 m²
 A2 = 0.7 m²

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2 \longrightarrow 0$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

Ao = 0 m²
 Pnb = 0 Kg

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_o$$

$P_n > P_{nb}$ (Necesita Dowels)

As = 3.9 cm²

Acero de Espera(Dowels) entre columna y Zapata As = 8.8 cm²

Usar 4 ϕ 3/4"

Diametro de la Varilla a Usar ϕ : 3/4"

Av = 2.85 cm²

Numero de Varillas : 4

7° Longitud de Desarrollo del Refuerzo en espera(Dowels) a compresión

$$l_{dc} = 0.075 \cdot \frac{f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b$$

$$l_{dc} = 0.0044 \cdot f_y \cdot d_b$$

l_{dc min} = 20 cm

• En la Columna

l_{dc} = 35.9 cm

• En la Zapata

l_{dc} = 41.4 cm Valor Predominante

$$\begin{aligned} \text{Longitud disponible para el Desarrollo de las Barras o Dowels a compresión} &= 30 - 7.5 - 3.175 - 1.905 \\ &= 18 \text{ cm} \end{aligned}$$

Aumentar la Altura de la Zapata o cambiar el Diametro de las Barras(Dowels) para garantizar el desarrollo l_{dc}

8° Longitud de Desarrollo del Refuerzo de la Zapata

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.51 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right)$$

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq 2.5$$

$$k_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{s_n}$$

$$C_b = 0.60 \quad \text{cm}$$

$$K_{tr} = 0.00 \quad \text{No hay Estribos} \quad \frac{C_b + k_{tr}}{J} \leq 0.4 \rightarrow 0.4$$

$$\Psi_t = 1$$

$$\Psi_e = 1.0 \quad \Psi_t \cdot \Psi_e = 1 < 1.7$$

$$\Psi_s = 0.8$$

$$\lambda = 1.0 \quad \text{C}^\circ \text{ de Peso Normal}$$

$$l_d = 277 \text{ cm}$$

$$l_{dmin} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de Desarrollo Disonible : } L_V - r \quad L_{V1} = \frac{T - t_1}{2} \quad \wedge \quad L_{V2} = \frac{S - t_2}{2}$$

$$L_{V1} = L_{V2} = 0.4 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de Desarrollo disponible en ambos sentidos} \quad L_d = 0.28 \text{ m}$$

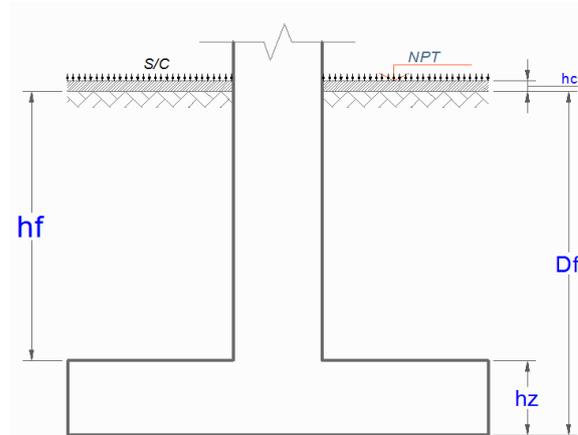
Doblar el Refuerzo hasta completar l_d

En el segundo diseo se utilizo los **DATOS DE CORTE DIRECTO (S + 20 % CC)** para poder determinar las dimensiones de la zapata, sus esfuerzos y acero.

ZAPATA CÉNTRICA (S + 20% CC)

Col: **2B**

$P_d =$	4125.36	Kg
$P_l =$	3496.85	Kg
$D_f =$	1.20	m
$S/C =$	500	Kg/m ²
$t_1 =$	0.70	m
$t_2 =$	0.25	m
$h_c =$	0.15	m
$\gamma_m =$	1450	Kg/m ³
$\sigma_t =$	1.064	Kg/cm ²
$f'_c =$	210	Kg/cm ²
$f'_c =$	280	Kg/cm ²
$f_y =$	4200	Kg/cm ²



1° Esfuerzo Neto del Terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_c - S/C$$

$$\sigma_n = 0.80 \text{ Kg/cm}^2$$

2° Area de la Zapata $T = S = 0.97 \times 0.97 \text{ m}^2$

$$A_{zap} = 9480.361 \text{ cm}^2 \quad \uparrow \quad 9000 \text{ cm}^2$$

Debe Cumplir que $L_{v1} = L_{v2}$:

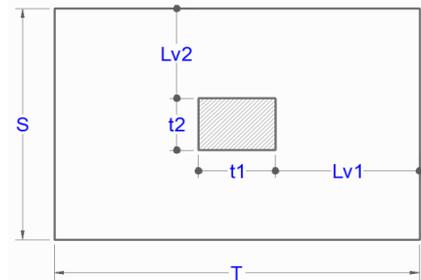
$$T = 1.2 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad 1.20 \text{ m}$$

$$S = 0.74 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad 0.75 \text{ m}$$

$$L_{v1} = L_{v2} = 0.250 \text{ m}$$

$$= 0.250 \text{ m}$$

Conforme



3° Reaccion Neta del Terreno

$$P_u = 48908.871 \text{ Kg}$$

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

$$P_u = 1.4 \cdot P_D + 1.7 \cdot P_L \rightarrow \text{NTE E.060}$$

$$P_u = 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L \rightarrow \text{ACI 318S - 08}$$

$$A_{zap} = 9000 \text{ cm}^2 \quad A_{zap} = T \times S$$

$$W_u = 5.43 \text{ Kg/cm}^2$$

4° Dimensionamiento de la altura hz de la Zapata

• Por Punzonamiento

$$V_U \leq \phi \cdot V_C$$

$$\phi = \#N/A$$

$$V_U = 48908.8707157895 - 5.43(70 + d)(25 + d)$$

$$\phi V_C = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d)$$

$$d = 13.9 \text{ cm}$$

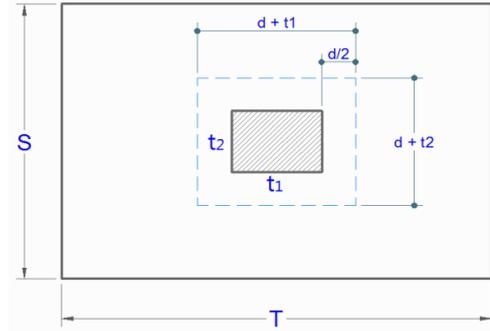
$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Diametro de Varilla } \phi : 5/8''$$

$$d_{prom} = 20.9125 \text{ cm}$$

$$h_z = 23 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_z = 30 \text{ cm}$$

$$V_U / \phi V_C = 0.05$$



• Verificación por Cortante

$$\phi = 0.75$$

$$V_{du} = 1665.958$$

$$\phi V_C = 12046.27$$

$$\phi \cdot V_C = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_{du} < \phi V_C \text{(Conforme)}$$

5° Diseño por Flexión

$$\phi = \#N/A$$

• Dirección Longitudinal

$$\text{Usar } 75 \phi 5/8'' @ 0.8 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

$$M_u = 1273.669 \text{ Kg-m}$$

$$R_u = 3.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.00104$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_s = 4.1 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ var} = 2.0 \quad \longrightarrow \quad 75 \text{ varillas}$$

$$\text{Esp. S} = 0.8 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

• Dirección Transversal

$$\text{Usar } 13 \phi 5/8'' @ 8.6 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 6.48 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ var} = 3.3 \quad \longrightarrow \quad 13 \text{ varillas}$$

$$\text{Esp. S} = 8.6 \text{ cm}$$

6° Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata

• Resistencia al Aplastamiento de la Columna

$$\phi_n =$$

$$P_n = \frac{P_U}{\phi}$$

$$\text{Sobre la Columna} \quad P_n = 3496.85 \text{ Kg}$$

$$\text{De la Columna} \quad P_{nb} = 416500 \text{ Kg}$$

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_C$$

$$P_n < P_{nb} \text{(No Necesita Dowels)}$$

$$A_{smin} = 8.8 \text{ cm}^2$$

• Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Zapata

$$A_1 = 0.175 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.51 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1.71 \quad \longrightarrow \quad 0$$

$$A_o = 0 \text{ m}^2$$

$$P_{nb} = 0 \text{ Kg}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_o$$

$P_n > P_{nb}$ (Necesita Dowels)

$$A_s = 0.8 \text{ cm}^2$$

Acero de Espera(Dowels) entre columna y Zapata $A_s = 8.8 \text{ cm}^2$

Usar 7 ϕ 1/2"

Diametro de la Varilla a Usar ϕ : 1/2"

$$A_v = 1.27 \text{ cm}^2$$

Numero de Varillas : 7

7° Longitud de Desarrollo del Refuerzo en espera(Dowels) a compresión

$$l_{dc} = 0.075 \cdot \frac{f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b \quad l_{dc} = 0.0044 \cdot f_y \cdot d_b$$

$$l_{dc \text{ min}} = 20 \text{ cm}$$

• En la Columna

$$l_{dc} = 23.9 \text{ cm}$$

• En la Zapata

$$l_{dc} = 27.6 \text{ cm} \quad \text{Valor Predominante}$$

$$\begin{aligned} \text{Longitud disponible para el Desarrollo de las Barras o Dowels a compresión} &= 30 - 7.5 - 3.175 - 1.27 \\ &= 19 \text{ cm} \end{aligned}$$

Aumentar la Altura de la Zapata o cambiar el Diametro de las Barras(Dowels) para garantizar el desarrollo l_{dc}

8° Longitud de Desarrollo del Refuerzo de la Zapata

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.51 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \quad \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \quad k_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{s_n}$$

$$C_b = 0.40 \text{ cm}$$

$$K_{tr} = 0.00 \text{ No hay Estribos}$$

$$d_b = 1.5875 \text{ cm}$$

$$\psi_t = 1$$

$$\psi_e = 1.0$$

$$\psi_s = 0.8$$

$$\lambda = 1.0 \quad \text{C}^\circ \text{ de Peso Normal}$$

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq 0.3 \rightarrow 0.3$$

$$\psi_t \cdot \psi_e = 1 < 1.7$$

$$l_d = 416 \text{ cm}$$

$$l_{d \text{ min}} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de Desarrollo Disonible: } L_V - r$$

$$L_{V1} = \frac{T - t_1}{2} \quad \wedge \quad L_{V2} = \frac{S - t_2}{2}$$

$$L_{V1} = L_{V2} = 0.3 \text{ m}$$

Longitud de Desarrollo disponible en ambos sentidos

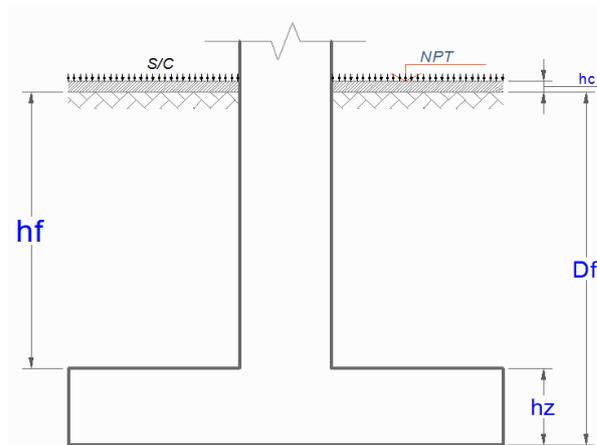
$$L_d = 0.18 \text{ m}$$

En el tercer diseño se utilizó los **DATOS DE CORTE DIRECTO (S + 25 % CC)** para poder determinar las dimensiones de la zapata, sus esfuerzos y acero.

ZAPATA CÉNTRICA (S + 25% CC)

Col: **2B**

Pd =	4125.36	Kg
Pl =	3496.85	Kg
Df =	1.20	m
S/C =	500	Kg/m ²
t1 =	0.70	m
t2 =	0.25	m
hc =	0.15	m
γm =	1460	Kg/m ³
σt =	1.130	Kg/cm ²
fc =	210	Kg/cm ²
fc =	280	Kg/cm ²
fy =	4200	Kg/cm ²



1° Esfuerzo Neto del Terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_{c-S/C}$$

$$\sigma_n = 0.87 \text{ Kg/cm}^2$$

2° Area de la Zapata $T = S = 0.94 \times 0.94 \text{ m}^2$

Azap = 8773.262 cm² 8050 cm²

Debe Cumplir que Lv1 = Lv2:

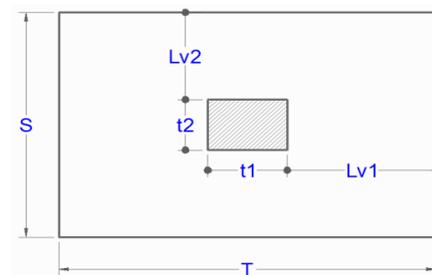
T = 1.17 m 1.15 m

S = 0.71 m 0.70 m

Lv1 = Lv2 = 0.225 m

= 0.225 m

Conforme



3° Reaccion Neta del Terreno

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

Pu = 10545.392 Kg

Azap = 8050 cm² Azap = T × S

Wu = 1.31 Kg/cm²

$P_u = 1.4 \cdot P_D + 1.7 \cdot P_L \rightarrow \text{NTE E.060}$

$P_u = 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L \rightarrow \text{ACI 318S - 08}$

4° Dimensionamiento de la altura hz de la Zapata

• Por Punzonamiento

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$\phi = 0.75$

$V_u = 10545.392 - 1.31(70 + d)(25 + d)$

$\phi V_c = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$

$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d)$

d = 3.39 cm

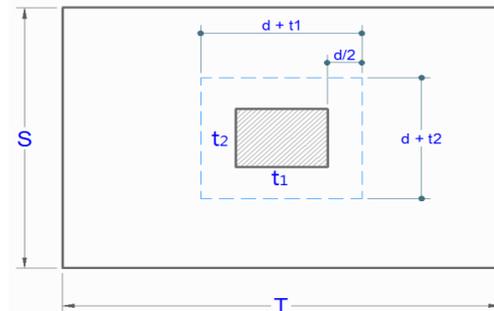
r = 7.5 cm

Diametro de Varilla ϕ : 5/8"

d_{prom} = 20.9125 cm

hz = 12 cm hz = 30 cm

$V_u / \phi V_c = -0.01$



• Verificación por Cortante

$\phi = 0.75$

Vdu = 145.5723

$\phi V_c = 8432.392$

$\phi \cdot V_c = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c}$

$V_{du} < \phi V_c \dots \dots \dots (\text{Conforme})$

5° Diseño por Flexión $\phi = 0.9$

• Dirección Longitudinal

Usar 75 ϕ 5/8" @ 0.7 cm

$R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

Ru = 0.76 Kg/cm²
 ρ = 0.0002011
 ρ_{min} = 0.0018
 As = 3.8 cm²
 Av = 1.98 cm²
 # var = 1.9 → 75 varillas
 Esp. S = 0.7 cm

• **Dirección Transversal Usar 13 φ 5/8" @ 8.2 cm**

Ast = 6.21 cm²
 # var = 3.1 → 13 varillas
 Esp. S = 8.2 cm

6° **Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata**

• **Resistencia al Aplastamiento de la Columna** $\phi_n = 0.65$ $P_n = \frac{P_U}{\phi}$

Sobre la Columna P_n = 16223.7 Kg
 De la Columna P_{nb} = 416500 Kg $P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_C$

P_n < P_{nb}(No Necesita Dowels)
As_{min} = 8.8 cm²

• **Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Zapata**

A₁ = 0.175 m²
 A₂ = 0.47 m²
 $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1.64 \rightarrow 0$
 A_o = 0 m²
 P_{nb} = 0 Kg $P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_o$

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$

P_n > P_{nb}(Necesita Dowels)
As = 3.9 cm²

Acero de Espera(Dowels) entre columna y Zapata As = 8.8 cm² **Usar 7 φ 1/2"**
 Diametro de la Varilla a Usar φ: 1/2" Av = 1.27 cm²
 Numero de Varillas: 7

7° **Longitud de Desarrollo del Refuerzo en espera(Dowels) a compresión**

$$l_{dc} = 0.075 \cdot \frac{f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b \quad l_{dc} = 0.0044 \cdot f_y \cdot d_b$$

- En la Columna **ldc = 23.9 cm**
- En la Zapata **ldc = 27.6 cm Valor Predominante**

Longitud disponible para el Desarrollo de las Barras o Dowels a compresión = 30 - 7.5 - 3.175 - 1.27 = **19 cm**

Aumentar la Altura de la Zapata o cambiar el Diamtro de las Barras(Dowels) para qarantizar el desarrollo ldc

8° **Longitud de Desarrollo del Refuerzo de la Zapata**

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.51 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \quad \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \quad k_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{s_n}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= 0.40 \text{ cm} \\
 K_{tr} &= 0.00 \text{ No hay Estribos} \\
 d_b &= 1.5875 \text{ cm} \\
 \psi_t &= 1 \\
 \psi_e &= 1.0 \\
 \psi_s &= 0.8 \\
 \lambda &= 1.0 \text{ C° de Peso Normal}
 \end{aligned}
 \quad
 \frac{C_b + k_{tr}}{d_b} \leq 0.3 \rightarrow 0.3$$

$$\begin{aligned}
 l_d &= \text{### cm} \\
 l_{dmin} &= 30 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

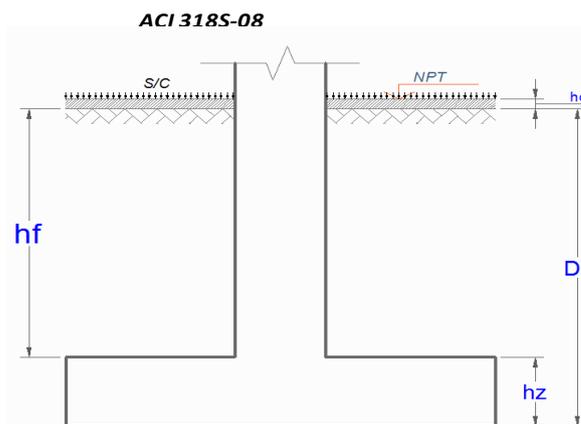
$$\begin{aligned}
 \text{Longitud de Desarrollo Disonible: } L_V - r & \quad L_{V1} = \frac{T - t_1}{2} \quad \wedge \quad L_{V2} = \frac{S - t_2}{2} \\
 L_{V1} = L_{V2} = 0.2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Longitud de Desarrollo disponible en ambos sentidos} \quad L_d = 0.15 \text{ m}$$

En el último diseño se utilizó los datos de corte directo (S + 30 % CC) para poder determinar las dimensiones de la zapata, sus esfuerzos y acero.

ZAPATA CÉNTRICA (S + 20% CC)

Col:	2B	
Pd =	4125.36	Kg
Pl =	3496.85	Kg
Df =	1.20	m
S/C =	500	Kg/m ²
t1 =	0.70	m
t2 =	0.25	m
hc =	0.15	m
γm =	1470	Kg/m ³
σt =	1.28	Kg/cm ²
f'c =	210	Kg/cm ²
f'c =	280	Kg/cm ²
fy =	4200	Kg/cm ²



1° Esfuerzo Neto del Terreno

$$\sigma_n = 1.02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_c - S/C$$

2° Area de la Zapata

$$T = S = 0.86 \times 0.86 \text{ m}^2$$

$$A_{zap} = 7468.362 \text{ cm}^2$$

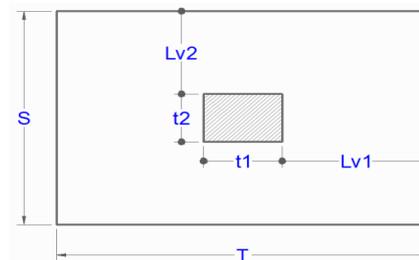
$$7150 \text{ cm}^2$$

Debe Cumplir que $L_{v1} = L_{v2}$:

$$\begin{aligned}
 T = 1.09 \text{ m} & \rightarrow 1.10 \text{ m} \\
 S = 0.63 \text{ m} & \rightarrow 0.65 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_{v1} = L_{v2} &= 0.200 \text{ m} \\
 &= 0.200 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Conforme



3° Reaccion Neta del Terreno

$$\begin{aligned}
 P_u &= 10545.39 \text{ Kg} \\
 A_{zap} &= 7150 \text{ cm}^2 \\
 W_u &= 1.47 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_u &= \frac{P_u}{A_{zap}} \\
 A_{zap} &= T \times S
 \end{aligned}$$

$$P_u = 1.4 \cdot P_D + 1.7 \cdot P_L \rightarrow \text{NTE E.060}$$

$$P_u = 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L \rightarrow \text{ACI 318S - 08}$$



4° Dimensionamiento de la altura hz de la Zapata

• Por Punzonamiento

$$V_U \leq \phi \cdot V_C$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 10545.392 - 1.47(70 + d)(25 + d)$$

$$\phi V_C = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

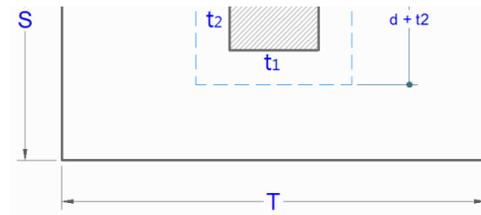
$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d)$$

$$d = 3.26 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Diametro de Varilla } \phi : 5/8''$$

$$d_{prom} = 20.9125 \text{ cm}$$



$$h_z = 12 \text{ cm} \longrightarrow h_z = 30 \text{ cm}$$

$$V_u / \phi V_C = -0.03$$

• Verificación por Cortante

$$\phi \cdot V_C = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_{du} = -87.4788$$

$$\phi V_C = 7830.078$$

$$V_{du} < \phi V_C \text{(Conforme)}$$

5° Diseño por Flexión

$$\phi = 0.9$$

• Dirección Longitudinal

Usar 75 ϕ 5/8" @ 0.7 cm

$$R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

$$M_u = 191.7344 \text{ Kg-m}$$

$$R_u = 0.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.000179$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_s = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ var} = 1.8 \longrightarrow 75 \text{ varillas}$$

$$\text{Esp. S} = 0.7 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

• Dirección Transversal

Usar 13 ϕ 5/8" @ 7.8 cm

$$A_{st} = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ var} = 3.0 \longrightarrow 13 \text{ varillas}$$

$$\text{Esp. S} = 7.8 \text{ cm}$$

6° Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata

• Resistencia al Aplastamiento de la Columna

$$\phi_n = 0.65$$

$$P_n = \frac{P_U}{\phi}$$

$$\text{Sobre la Columna } P_n = 16223.7 \text{ Kg}$$

$$\text{De la Columna } P_{nb} = 416500 \text{ Kg}$$

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_C$$

$$P_n < P_{nb} \text{(No Necesita Dowels)}$$

$$A_{smin} = 8.8 \text{ cm}^2$$

• Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Zapata

$$A_1 = 0.175 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.43 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1.57 \longrightarrow 0$$

$$A_o = 0 \text{ m}^2$$

$$P_{nb} = 0 \text{ Kg}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_o$$

$$P_n > P_{nb} \text{(Necesita Dowels)}$$

$$A_s = 3.9 \text{ cm}^2$$

Acero de Espera(Dowels) entre columna y Zapata $A_s = 8.8 \text{ cm}^2$

Usar 7 $\phi 1/2''$

Diametro de la Varilla a Usar $\phi: 1/2''$

$A_v = 1.27 \text{ cm}^2$

Numero de Varillas : 7

7° Longitud de Desarrollo del Refuerzo en espera(Dowels) a compresión

$$l_{dc} = 0.075 \cdot \frac{f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b \quad l_{dc} = 0.0044 \cdot f_y \cdot d_b$$

$l_{dc \text{ min}} = 20 \text{ cm}$

• En la Columna

$l_{dc} = 23.9 \text{ cm}$

• En la Zapata

$l_{dc} = 27.6 \text{ cm}$ Valor Predominante

Longitud disponible para el Desarrollo de las Barras o Dowels a compresión = $30 - 7.5 - 3.175 - 1.27 = 19 \text{ cm}$

Aumentar la Altura de la Zapata o cambiar el Diamtro de las Barras(Dowels) para garantizar el desarrollo l_{dc}

8° Longitud de Desarrollo del Refuerzo de la Zapata

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.51 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \quad \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \quad k_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{s_n}$$

$C_b = 0.30 \text{ cm}$

$K_{tr} = 0.00$ No hay Estribos

$d_b = 1.5875 \text{ cm}$

$\psi_t = 1$

$\psi_e = 1.0$

$\psi_s = 0.8$

$\lambda = 1.0$ C° de Peso Normal

$$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq 0.2 \rightarrow 0.2$$

$$\psi_t \cdot \psi_e = 1 < 1.7$$

$l_d = \text{### cm}$

$l_{d \text{ min}} = 30 \text{ cm}$

Longitud de Desarrollo Disonible : $L_V - r$

$$L_{V1} = \frac{T - t_1}{2} \quad \wedge \quad L_{V2} = \frac{S - t_2}{2}$$

$$L_{V1} = L_{V2} = 0.2 \text{ m}$$

Longitud de Desarrollo disponible en ambos sentidos

$$L_d = 0.13 \text{ m}$$

Anexo 6: (Presupuesto para Construcción de Zapata) Luego de haber obtenido las profundidades de corte se procedió a organizarlas de la siguiente manera: Respetando la dimensión de la zapata original (1.40 x 1.00 m)

Tabla 51: Profundidad de corte Resumen (1.40m x 0.90 m)

	L	A	H	Volumen (m3)
Terreno Natural	1.40	1.00	1.20	1.68
S +20 % Cc	1.40	1.00	1.56	2.184
S +25 % Cc	1.40	1.00	1.548	2.167
S +30 % Cc	1.40	1.00	1.533	2.146

Fuente: Elaboración Propia

De igual manera, se organizó la siguiente tabla con las dimensiones de zapata obtenidas según el porcentaje de cenizas de carbón agregados (Terreno natural, S +20 % Cc, S +25% Cc, S +30 % Cc).

Tabla 52: Profundidad de corte Resumen (Dimensiones obtenidas en los diseños)

	L	A	H	Volumen (m3)
Terreno Natural	1.40	1.00	1.20	1.68
S +20 % Cc	1.20	0.75	1.65	1.483
S +25 % Cc	1.15	0.70	1.661	1.337
S +30 % Cc	1.10	0.65	1.657	1.185

Fuente: Elaboración Propia

Teniendo en cuenta las dos tablas anteriores, se organizó una nueva tabla con las dimensiones de zapata obtenidas y al no haber diferencia significativa en las profundidades conservando la dimensión original de la zapata (1.40 m x 1.00 m) contra las nuevas dimensiones obtenidas según el porcentaje de cenizas de carbón agregados (Terreno natural, S +20 % Cc, S +25% Cc, S +30 % Cc).

Tabla 53: Profundidad de corte Resumen (Definitivo)

	L	A	H	Volumen (m3)
Terreno Natural	1.40	1.00	1.20	1.68
S +20 % Cc	1.20	0.75	1.70	1.530
S +25 % Cc	1.15	0.70	1.700	1.369
S +30 % Cc	1.10	0.65	1.700	1.216

Fuente: Elaboración Propia

Se obtuvo los volúmenes de corte para cada muestra (Terreno natural, S +20 % Cc, S +25% Cc, S +30 % Cc), de esta manera se procedió a realizar el análisis de precios unitarios.

Tabla 54: Análisis de precios unitarios (Excavación h=1.60 m)

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIOS					
SUBPRESUPUESTO	ESTRUCTURAS				
PARTIDA	Excavación para zapatas h = 1.60 m				
Ren/DIA	m3/dia	MO	3.00	EQ	3.00
DESCRIPCIÓN DEL RECURSO			Costo Unitario Directo por: m3		55.65
MANO DE OBRA	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL
Capataz	hh	0.2000	0.5333	21.50	11.47
Peón	hh	1.0000	2.6667	15.96	42.56
					54.03
MATERIALES					
					0.00
EQUIPOS					
Herramientas manuales	%MO		3%	54.03	1.62
					1.62

Fuente: Elaboración propia

Del análisis de precios unitarios, se realizó el costo de la excavación en este primer caso para una zapata de dimensiones (1.40 m x 1.00 m) con una profundidad de corte inalterada respetando su $D_f = 1.20$ m.

Tabla 55: Precio de excavación para zapata (T. Natural)

Volumen		Precio	
1.00	m3	55.65	Soles
1.68	m3	93.49	Soles

Fuente: Elaboración propia

Del análisis de precios unitarios, se realizó el costo de la excavación en este segundo caso para una zapata de dimensiones (1.20 m x 0.75 m) con una profundidad de corte inalterada respetando su $D_f = 1.20$ m.

Tabla 56: Precio de excavación para zapata (S + 20 % Cc)

Volumen		Precio	
1.00	m3	55.65	Soles
1.53	m3	85.14	Soles

Fuente: Elaboración propia

Del análisis de precios unitarios, se realizó el costo de la excavación en este segundo caso para una zapata de dimensiones (1.15 m x 0.70 m) con una profundidad de corte inalterada respetando su Df= 1.70 m.

Tabla 57: Precio de excavación para zapata (S + 25 % Cc)

Volumen		Precio	
1.00	m3	55.65	Soles
1.37	m3	76.15	Soles

Fuente: Elaboración propia

Del análisis de precios unitarios, se realizó el costo de la excavación en este segundo caso para una zapata de dimensiones (1.10 m x 0.65 m) con una profundidad de corte inalterada respetando su Df= 1.70 m.

Tabla 58: Precio de excavación para zapata (S + 30 % Cc)

Volumen		Precio	
1.00	m3	55.65	Soles
1.22	m3	67.64	Soles

Fuente: Elaboración Propia

Al precisar las profundidades se procedió a realizar el cálculo del concreto para cada zapata:

Tabla 59: Volumen Total de Concreto

Muestra	Volumen de base zapata (LxAxH)	Volumen extra (LxAxH)	Volumen Total	
T. Natural	0.420	0.1575	0.578	m3
S+20 % Cc	0.399	0.1925	0.592	m3
S+25 % Cc	0.391	0.1925	0.583	m3
S+30 % Cc	0.378	0.1925	0.571	m3

Fuente: Elaboración propia

Teniendo en cuenta los volúmenes de la tabla anteriormente mostrada, se realizó el análisis de precios unitarios para el concreto:

Tabla 60: Análisis de precios unitarios (Concreto F'c= 280 kg/cm2)

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIOS					
SUBPRESUPUESTO	ESTRUCTURAS				
PARTIDA	Concreto para Zapatas Aisladas F'c= 280kg/cm2				
Ren/DIA	m3/dia	MO	12.00	EQ	12.00

DESCRIPCIÓN DEL RECURSO	UND	CUADRILLA	Costo Unitario Directo por:		411.47
			m3		
Mano de Obra			CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL
Capataz	HH	0.20	0.133	21.50	2.87
Operario	HH	1.00	0.667	19.18	12.79
Operador equipo liviano	HH	1.00	0.667	19.18	12.79
Oficial	HH	1.00	0.667	15.90	10.60
Peón	HH	8.00	5.333	14.30	76.27
					115.31
Materiales					
Cemento Portland Tipo MS (42.5 Kg)	Bls		9.182	26.00	238.73
Arena Gruesa	m3		0.729	35.00	25.51
Agua	m3		0.210	10.00	2.10
Aceite para Motor SAE - 30	Gln		0.003	5.40	0.02
Gasolina 84 Octanos	Gln		0.200	11.00	2.20
					268.55
Equipos & Herramientas					
Mezcladora de Concreto de 9 -11p3; 18 HP	hm	1.00	0.667	21.24	14.16
Vibrador de Cº a Gasol. 1" - 2.50 "; 4 HP.	hm	1.00	0.667	15.00	10.00
Herramientas Manuales	%MO		0.030	115.31	3.46
					27.62

Fuente: Elaboración propia

Por lo cual se obtuvo un precio de S/. 411.47 por metro cúbico de concreto, entonces con ello se reemplazó la tabla y se consiguió el costo de las zapatas, en este caso la (ZAPATA T. NATURAL).

Tabla 61: Precio de Concreto (1.40 m x 1.00 m)

Volumen		Precio	
1.00	m3	411.47	Soles
0.58	m3	237.63	Soles

Fuente: Elaboración propia

Continuando, para la segunda muestra (S +20 % Cc), se resalta un volumen de 0.46 m3 por lo cual su costo sería el siguiente:

Tabla 62: Precio de Concreto (1.20 m x 0.75 m)

Volumen		Precio	
1.00	m3	411.47	Soles
0.46	m3	190.31	Soles

Fuente: Elaboración propia

En tercer lugar, se tiene la muestra (S +25 % Cc), se resalta un volumen de 0.43 m³ por lo cual su costo sería el siguiente:

Tabla 63: Precio de Concreto (1.15 m x 0.70 m)

Volumen		Precio	
1.00	m ³	411.47	Soles
0.43	m ³	178.58	Soles

Fuente: Elaboración propia

Por último, se tiene la muestra (S +30 % Cc), se resalta un volumen de 0.41 m³ por lo cual su costo sería el siguiente:

Tabla 64: Precio de Concreto (1.10 m x 0.65 m)

Volumen		Precio	
1.00	m ³	411.47	Soles
0.41	m ³	167.47	Soles

Fuente: Elaboración propia

Contando con el matrado y precio de Excavación, Concreto, se optó por elaborar el APU como se muestra a continuación:

Tabla 65: Análisis de Precios Unitarios de Encofrado y Desencofrado de Zapatas

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIOS					
SUBPRESUPUESTO	ESTRUCTURAS				
PARTIDA	Encofrado y Desencofrado de Zapatas Asiladas				
Ren/DIA	m ² /dia	MO	40.00	EQ	40.00
DESCRIPCIÓN DEL RECURSO			Costo Unitario Directo por:		23.13
			m ²		
<u>Mano de Obra</u>	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL
Capataz	HH	0.10	0.020	21.50	0.43
Operario	HH	1.00	0.200	19.18	3.84
Oficial	HH	1.00	0.200	15.90	3.18
					7.45
<u>Materiales</u>					
Clavos con cabeza (21/2" , 3" , 4")	Bls		0.150	3.35	0.50
Madera Tornillo	m ³		3.400	4.40	14.96
					15.46
<u>Equipos & Herramientas</u>					

Herramientas Manuales	%MO		0.030	7.45	0.22
					0.22

Fuente: Elaboración propia

Tabla 66: Resumen de Metrados de Encofrado y Desencofrado

Muestra	Metrado	
T. Natural	1.065	m2
S+20 % Cc	1.070	m2
S+25 % Cc	1.040	m2
S+30 % Cc	1.010	m2

Fuente: Elaboración propia

Por lo cual se obtuvo un precio de S/. 23.13 por metro cuadrado de encofrado, entonces con ello se reemplazó la tabla y se consiguió el costo, en este caso la (ZAPATA T. NATURAL).

Tabla 67: Precio de Encofrado (1.40 m x 1.00 m)

Metrado		Precio	
1.00	m2	23.13	Soles
1.065	m2	24.64	Soles

Fuente: Elaboración propia

Continuando, para la segunda muestra (S +20 % Cc), se obtuvo un metrado de 1.07 m3 por lo cual su costo sería el siguiente:

Tabla 68: Precio de Encofrado (1.20 m x 0.75 m)

Metrado		Precio	
1.00	m2	23.13	Soles
1.07	m2	24.75	Soles

Fuente: Elaboración propia

En tercer lugar, se tiene la muestra (S +25 % Cc), se obtuvo un metrado de 1.04 m3 por lo cual su costo sería el siguiente:

Tabla 69: Precio de Encofrado (1.15 m x 0.70 m)

Metrado		Precio	
1.00	m2	23.13	Soles
1.04	m2	24.06	Soles

Fuente: Elaboración propia

Por último, se tiene la muestra (S +30 % Cc), se obtuvo un metrado de 1.010 m3 por lo cual su costo sería el siguiente:

Tabla 70: Precio de Encofrado (1.10 m x 0.65 m)

Metrado		Precio	
1.00	m2	23.13	Soles
1.010	m2	23.36	Soles

Fuente: Elaboración propia

Contando con los metrados, y precios de Excavación, Concreto, Encofrado se procedió a calcular el acero por medio de elaborar el APU y metrado, como se muestra a continuación:

Tabla 71: Análisis de Precios Unitarios de Acero Corrugado

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIOS					
SUBPRESUPUESTO	ESTRUCTURAS				
PARTIDA	Acero corrugado Fy = 4200 kg/cm2 - Zapatas Aisladas				
Ren/DIA	Kg/dia	MO	250.00	EQ	250.00
DESCRIPCIÓN DEL RECURSO			Costo Unitario Directo por: Kg		4.27
<u>Mano de Obra</u>	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL
Capataz	HH	0.10	0.003	21.50	0.07
Operario	HH	1.00	0.032	19.18	0.61
Oficial	HH	1.00	0.032	15.90	0.51
					1.19
<u>Materiales</u>					
Alambre recogido numero 16	Bls		0.020	4.00	0.08
Acero corrugado Fy = 4200 Kg/cm2 grado 60	m3		1.020	2.90	2.96
					3.04
<u>Equipos & Herramientas</u>					
Herramientas Manuales	%MO		0.030	1.19	0.04
					0.04

Fuente: Elaboración propia

Tabla 72: Resumen de Metrado de Acero

Muestra	Kilos Total
T. Natural	49.575 kg
S+20 % Cc	47.505 kg
S+25 % Cc	46.477 kg
S+30 % Cc	45.435 kg

Fuente: Elaboración propia

Por lo cual, se obtuvo un precio de S/. 4.27 por metro cuadrado de encofrado, entonces con ello se reemplazó la tabla y se consiguió el costo, en este caso la (ZAPATA T. NATURAL).

Tabla 73: Precio de Acero (1.40 m x 1.00 m)

Metrado		Precio	
1.00	kg	4.27	Soles
49.58	kg	211.44	Soles

Fuente: Elaboración propia

Continuando, para la segunda muestra (S +20 % Cc), se resalta un metrado de 47.51 kg por lo cual su costo sería el siguiente:

Tabla 74: Precio de Acero (1.20 m x 0.75 m)

Metrado		Precio	
1.00	kg	4.27	Soles
47.51	kg	202.61	Soles

Fuente: Elaboración propia

En tercer lugar, se tiene la muestra (S +25 % Cc), se resalta un metrado de 46.48 kg por lo cual su costo sería el siguiente:

Tabla 75: Precio de Acero (1.15 m x 0.70 m)

Metrado		Precio	
1.00	kg	4.27	Soles
46.48	kg	198.23	Soles

Fuente: Elaboración propia

Por último, se tiene la muestra (S +30 % Cc), se resalta un metrado de 45.44 kg por lo cual su costo sería el siguiente:

Tabla 76: Precio de Acero (1.10 m x 0.65 m)

Metrado		Precio	
1.00	kg	4.27	Soles
45.44	kg	193.78	Soles

Fuente: Elaboración propia

Para terminar, juntamos los datos obtenidos de los precios para comparar los presupuestos considerando que el Df del terreno natural es de 1.20 m como se muestra en el plano (Anexo 6), y los demás son Df= 1.70 m y con diferentes dimensiones de zapatas:

Tabla 77: Presupuesto Terreno Natural (1.40 m x 1.00 m)

PRESUPUESTO TERRENO NATURAL (1.40 m x 1.00 m)					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	ESTRUTURAS				567.19
1.01	EXCAVACIÓN				93.49
1.01.01	Excavación para zapatas h = 1.20 m	m3	1.68	55.65	93.49
1.02	CONCRETO ARMADO			-	473.70
01.01.01	Concreto para Zapatas Aisladas F`c= 280kg/cm2	m3	0.58	411.47	237.63
01.01.02	Encofrado y Desencofrado de Zapatas	m2	1.07	23.13	24.64
01.01.03	Acero corrugado Fy = 4200 kg/cm2 - Zapatas Aisladas	kg	49.58	4.27	211.44

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 78: Presupuesto S + 20 % Cc (1.20 m x 0.75 m)

PRESUPUESTO S +20 % Cc (1.20 m x 0.75 m)					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	ESTRUTURAS				503.04
1.01	EXCAVACIÓN				85.14
1.01.01	Excavación para zapatas h = 1.60 m	m3	1.53	55.65	85.14
1.02	CONCRETO ARMADO				417.90
01.01.01	Concreto para Zapatas Aisladas F`c= 280kg/cm2	m3	0.46	411.47	190.30
01.01.02	Encofrado y Desencofrado de Zapatas	m2	1.07	23.13	24.75
01.01.03	Acero corrugado Fy = 4200 kg/cm2 - Zapatas Aisladas	kg	47.51	4.27	202.85

Fuente: Elaboración propia

Tabla 79: Presupuesto S + 25 % Cc (1.15 m x 0.70 m)

PRESUPUESTO S +25 % Cc (1.15 m x 0.70 m)					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	ESTRUTURAS				477.25
1.01	EXCAVACIÓN				76.16
1.01.01	Excavación para zapatas h = 1.60 m	m3	1.37	55.65	76.16
1.02	CONCRETO ARMADO				401.09
01.01.01	Concreto para Zapatas Aisladas F`c= 280kg/cm2	m3	0.43	411.47	178.58
01.01.02	Encofrado y Desencofrado de Zapatas	m2	1.04	23.13	24.06
01.01.03	Acero corrugado Fy = 4200 kg/cm2 - Zapatas Aisladas	kg	46.48	4.27	198.46

Fuente: Elaboración propia

Tabla 80: Presupuesto S + 30 % Cc (1.10 m x 0.65 m)

PRESUPUESTO S +25 % Cc (1.10 m x 0.65 m)					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	ESTRUTURAS				452.48
1.01	EXCAVACIÓN				67.64
1.01.01	Excavación para zapatas h = 1.60 m	m3	1.22	55.65	67.64
1.02	CONCRETO ARMADO				384.84
01.01.01	Concreto para Zapatas Aisladas F'c= 280kg/cm2	m3	0.41	411.47	167.47
01.01.02	Encofrado y Desencofrado de Zapatas	m2	1.01	23.13	23.36
01.01.03	Acero corrugado Fy = 4200 kg/cm2 - Zapatas Aisladas	kg	45.44	4.27	194.01

Fuente: Elaboración propia

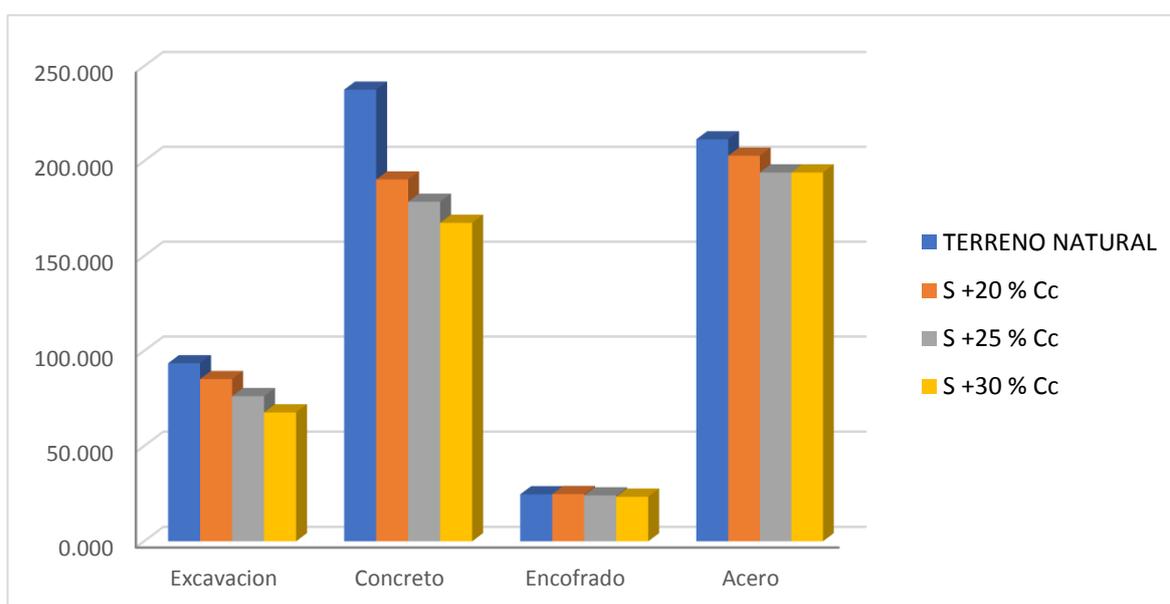


Figura 56: Resumen Precios por Zapata

Tabla 81: Precio total por Zapata

	TOTAL
TERRENO NATURAL	567.19
S +20 % Cc	503.04
S +25 % Cc	472.80
S +30 % Cc	452.48

Fuente: Elaboración propia

Luego de haber realizado los Análisis de Precios Unitarios y calculado los precios para cada dimensión de Zapata por partida (Excavación, Concreto, Encofrado y Acero), obteniendo una disminución significativa con respecto al costo constructivo.

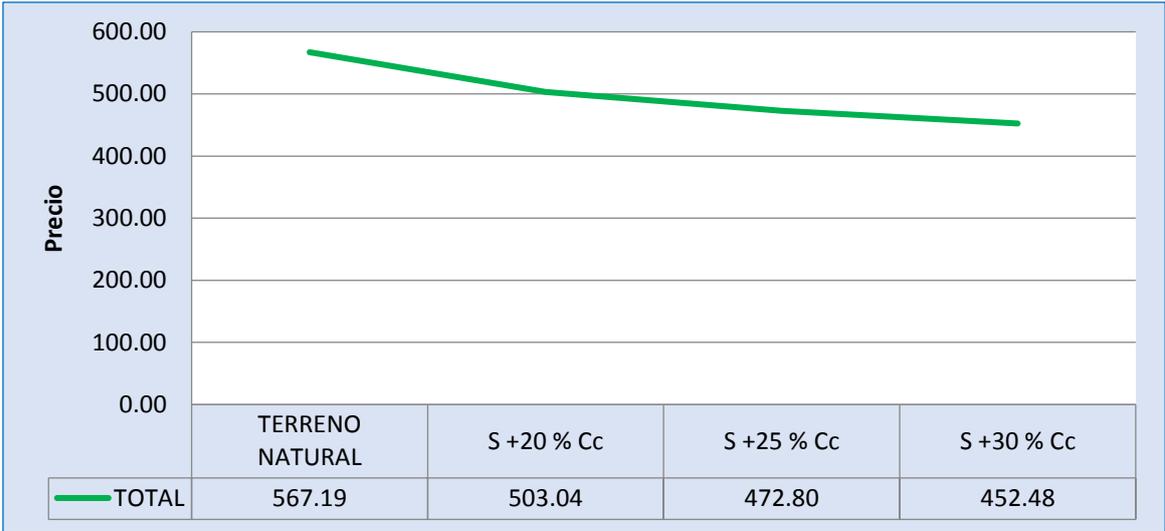


Figura 57: Curva de variación de precio

Anexo 7A: Carta de presentación para ingreso a laboratorio



Lima, 23 de septiembre del 2019

CARTA DE PRESENTACIÓN N°122-2019-UCV-L-DA-ING-CIV/DE

Señora Ing.
Luisa Esther Shuan Lucas
Jefa de laboratorio n°02-mecánica de suelos
Universidad Nacional de Ingeniería

De mi especial consideración:

Es grato dirigirme a usted para expresarle nuestro cordial saludo a nombre de la Universidad César Vallejo Lima Norte y en especial de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, y a la vez presentarle a la estudiante ARROYO RIVERA, NICOLE ANTUANETTE con código de estudiante N°6700284125, con 76754456.

Quien se encuentra matriculada en X ciclo del año académico 2019-II de la carrera de Ingeniería Civil.

La indicada estudiante solicita ingresar a las instalaciones del laboratorio n° 02 de mecánica de suelos para realizar ensayos de suelos el cual servirá para el desarrollo de su tesis titula "Estabilización con cenizas de carbón para mejorar las propiedades mecánicas de terreno fundación en cimentaciones superficiales".

Esperando contar con su apoyo a la formación profesional de nuestros estudiantes, quedo de usted.

Cordialmente,



Mg. Lilia Rosa Carbajal Reyes
Coordinadora de la
EP de Ingeniería Civil

Somos la universidad de los
que quieren salir adelante.



ucv.edu.pe

Anexo 7B: Certificados de Laboratorio (UNI)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA Nº 009550

Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 917-1-1

SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
 PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
 UBICACIÓN : COMAS - LIMA
 FECHA : 07 DE OCTUBRE 2019

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Muestra : Suelo natural

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D6913 / D6913M
 Procedimiento interno AT-PR.4 - Método "B"

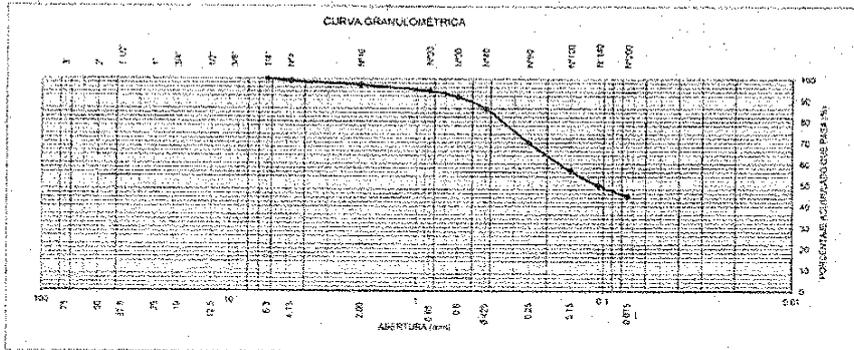
Tamiz	Abertura (mm)	Parcial Retenido (%)	Acumulado (%)	
			Retenido	Pasa
3"	75.000	-	-	-
2"	50.000	-	-	-
1 1/2"	37.500	-	-	-
1"	25.000	-	-	-
3/4"	19.000	-	-	-
1/2"	12.500	-	-	-
3/8"	9.500	-	-	-
1/4"	6.300	-	-	100.0
N°4	4.750	0.9	0.9	99.1
N°10	2.000	1.8	2.7	97.3
N°20	0.850	2.8	5.5	94.5
N°30	0.600	2.9	8.4	91.6
N°40	0.425	5.6	14.0	85.0
N°60	0.250	15.0	30.0	70.0
N°100	0.150	13.2	43.2	56.8
N°140	0.106	6.9	50.1	49.9
N°200	0.075	6.2	55.3	44.7
FONDO		44.7		

% Grava	0.9
% Arena	54.4
% Finos	44.7

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318

Procedimiento interno AT-PR.5	
Límite Líquido	21
Límite Plástico	18
Índice Plástico	3

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SM



Nota:
 Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
 Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. W. Obillos H.
 Aprobación : Ing. D. Basurto R. / Ing. B. Ramírez P.



[Firma manuscrita]

Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
 Jefa (a) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
 Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
 Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
 e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
 Technology
 Accreditation
 Commission



Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 917-2

SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
 PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
 UBICACIÓN : COMAS - LIMA
 FECHA : 09 DE OCTUBRE 2019

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Muestra : Suelo natural + 20% Ceniza

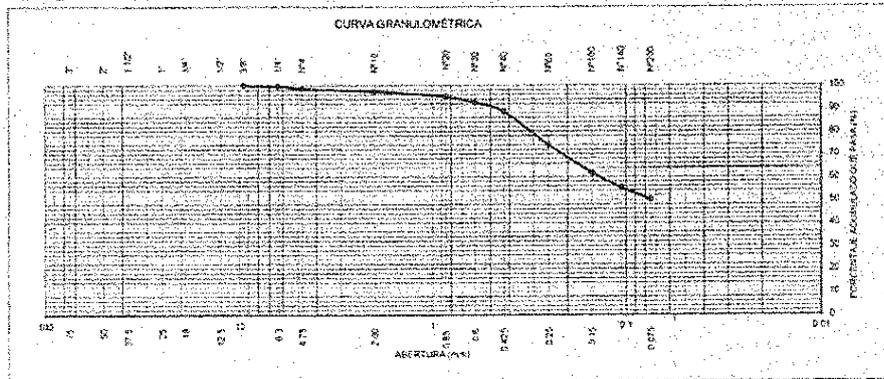
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D6913 / D6913M
 Procedimiento interno AT-PR.4 - Método "B"

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Acumulado	
		Parcial Retenido	Pass
3"	75.000	-	-
2"	50.000	-	-
1 1/2"	37.500	-	-
1"	25.000	-	-
3/4"	19.000	-	-
1/2"	12.500	-	-
3/8"	9.500	-	100.0
1/4"	6.303	0.4	99.6
N°4	4.750	0.9	98.6
N°10	2.000	1.2	97.4
N°20	0.850	2.2	95.2
N°30	0.600	2.7	92.5
N°40	0.425	3.9	88.6
N°60	0.250	14.6	74.0
N°100	0.150	12.1	61.9
N°140	0.106	6.5	55.4
N°200	0.075	5.1	49.7
FONDO		50.3	

% Grava	1.4
% Arena	48.4
% Finos	50.3

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Procedimiento interno AT-PR.5	
Límite Líquido	20
Límite Plástico	16
Índice Plástico	4

Clasificación SUCS ASTM D2487 : ML



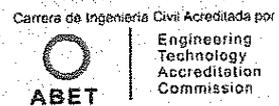
Nota
 Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente
 Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. W. Obías H.
 Aprobación : Ing. D. Basurto R. / Ing. B. Ramirez P.



J. Sull
 MSc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
 Jefa (e) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
 Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
 Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
 e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe





Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 917-3

SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
 PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
 UBICACIÓN : COMAS - LIMA
 FECHA : 09 DE OCTUBRE 2019

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Muestra : Suelo natural + 25% Ceniza

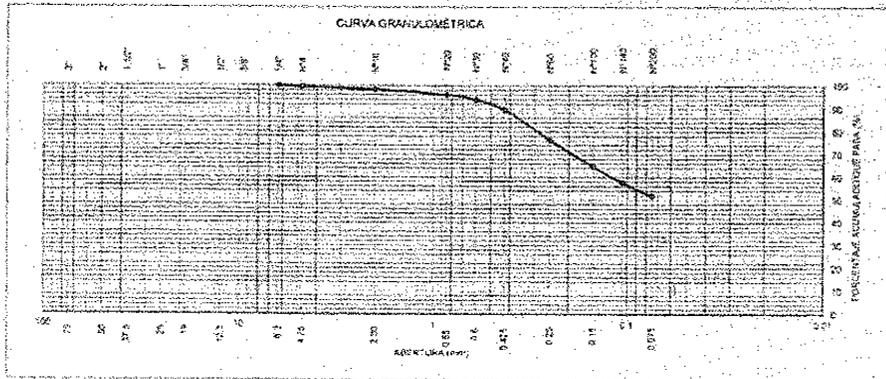
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D5913 / D6913M
 Procedimiento interno AT-PR.4 - Método "B"

Tamiz	Aberlura (mm)	(%) Acumulado	
		Parcial Retenido	Pasa
3"	75.000	-	-
2"	50.000	-	-
1 1/2"	37.500	-	-
1"	25.000	-	-
3/4"	18.000	-	-
1/2"	12.500	-	-
3/8"	9.500	-	-
1/4"	6.300	-	100.0
N°4	4.750	0.5	99.5
N°10	2.000	1.1	98.4
N°20	0.850	2.3	96.1
N°30	0.600	2.1	94.0
N°40	0.425	4.6	89.4
N°60	0.250	13.6	76.4
N°100	0.150	11.7	64.7
N°140	0.106	7.0	57.7
N°200	0.075	5.9	51.7
FONDO		51.7	

% Grava	0.5
% Arena	47.7
% Finos	51.7

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Procedimiento interno AT-PR.5	
Límite Líquido	19
Límite Plástico	15
Índice Plástico	4

Clasificación SUCS ASTM D2487 : ML



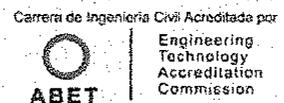
Nota
 Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
 Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Tec. W. Obispo H.
 Acreditación : Ing. D. Basurto R. / Ing. B. Ramirez R.



[Signature]
 Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
 Jefa (a) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
 Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
 Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
 e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe





Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 917-4

SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
 PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
 UBICACIÓN : COMAS - LIMA
 FECHA : 09 DE OCTUBRE 2019

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Muestra : Suelo natural + 30% Ceniza

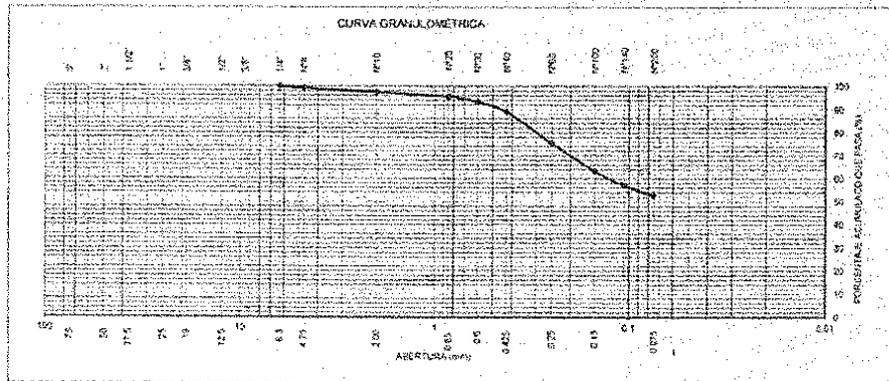
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D6913 / D6913M
 Procedimiento interno AT-PR.4 - Método "B"

Tamiz	Abertura (mm)	Parcial Retenido (%)	Parcial Acumulado (%)	
			Retenido	Pasa
3"	75.000	-	-	-
2"	50.000	-	-	-
1 1/2"	37.500	-	-	-
1"	25.000	-	-	-
3/4"	19.000	-	-	-
1/2"	12.500	-	-	-
3/8"	9.500	-	-	-
1/4"	6.300	-	-	100.0
N°4	4.750	0.8	0.8	99.2
N°10	2.000	1.7	2.5	97.5
N°20	0.850	1.9	4.4	95.6
N°30	0.600	2.2	6.6	93.4
N°40	0.425	4.5	11.1	88.9
N°60	0.250	13.4	24.6	75.4
N°100	0.150	12.2	36.7	63.3
N°140	0.106	6.2	42.9	57.1
N°200	0.075	4.4	47.3	52.7
FONDO		52.7		

% Grava	0.8
% Arena	46.5
% Finos	52.7

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318 Procedimiento interno AT-PR.5	
Límite Líquido	19
Límite Plástico	14
Índice Plástico	5

Clasificación SUCS ASTM D2487 : ML



Nota:
 Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
 Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.
 Ejecución : Tec. W. Ochoa H.
 Aprobación : Ing. D. Basurto R. / Ing. B. Ramirez P.



Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
 Jefa (e) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
 Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
 Technology
 Accreditation
 Commission

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
 Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
 e-mail: ims_fic@uni.edu.pe, ims.servicios@uni.edu.pe



Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 917-1-2

SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES
MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
UBICACIÓN : COMAS - LIMA
FECHA : 07 DE OCTUBRE 2019

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Muestra Suelo natural

MATERIAL QUE PASA LA MALLA N° 4

DENSIDAD MÁXIMA NLT-205

Densidad máxima (g/cm³) : 1.679

DENSIDAD MÍNIMA NLT-204

Densidad mínima (g/cm³) : 1.137

Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Tec. W. Ochoa H

Aprobación : Ing. D. Basurto R. / Ing. B. Ramirez P.




Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
Jefa (a) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
Facultad de Ingeniería Civil - UNI



Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 917-1-1

SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
 PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
 UBICACIÓN : COMAS - LIMA
 FECHA : 07 DE OCTUBRE 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
 Muestra : Suelo natural

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	5.95	5.95	5.95
Altura Inicial de la muestra (cm)	1.81	1.81	1.81
Densidad húmeda inicial (g/cm ³)	1.578	1.578	1.578
Densidad seca inicial (g/cm ³)	1.408	1.408	1.408
Cont. de humedad inicial (%)	12.0	12.0	12.0
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	1.79	1.77	1.75
Altura final de la muestra (cm)	1.78	1.76	1.75
Densidad húmeda final (g/cm ³)	1.954	1.967	1.971
Densidad seca final (g/cm ³)	1.430	1.449	1.457
Cont. de humedad final (%)	36.6	35.7	35.3
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	2.0
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.354	0.698	1.393
Angulo de fricción interna :	34.7 °		
Cohesión (kg/cm ²) :	0.01		

Nota:

Los especímenes se remoldearon con la densidad seca promedio de las densidades máxima - mínima y la humedad natural de la muestra.

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Tec. W. Obilias H.

Aprobación : Ing. D. Basurto R / Ing. B. Ramirez P.



Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
 Jefa (e) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
 Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
 Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
 e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
 Technology
 Accreditation
 Commission



Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 917-1-1

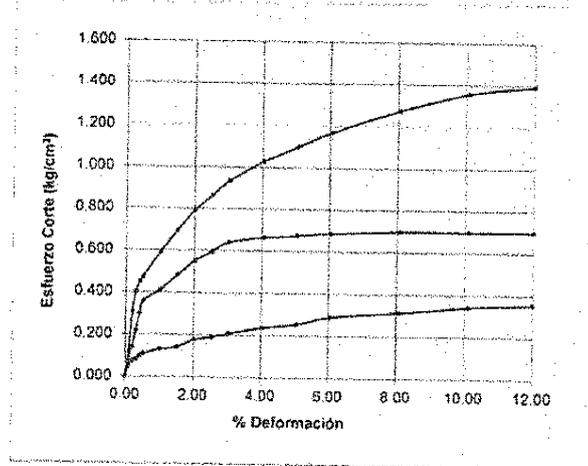
SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
UBICACIÓN : COMAS - LIMA
FECHA : 07 DE OCTUBRE 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

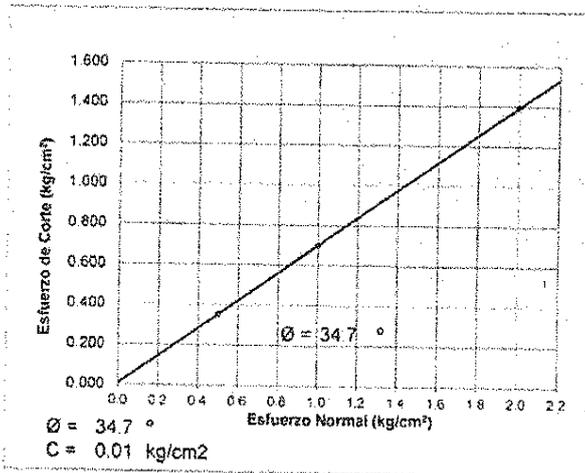
Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : Suelo natural

% DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering Technology Accreditation Commission



Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 917-2

SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
 PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
 UBICACIÓN : COMAS - LIMA
 FECHA : 07 DE OCTUBRE 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080
Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
 Muestra : Suelo natural + 20% Ceniza

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	5.95	5.95	5.95
Altura inicial de la muestra (cm)	1.81	1.81	1.81
Densidad húmeda inicial (g/cm ³)	1.578	1.578	1.578
Densidad seca inicial (g/cm ³)	1.424	1.424	1.424
Cont. de humedad inicial (%)	10.8	10.8	10.8
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	1.80	1.78	1.76
Altura final de la muestra (cm)	1.78	1.77	1.75
Densidad húmeda final (g/cm ³)	1.979	1.983	1.977
Densidad seca final (g/cm ³)	1.443	1.456	1.471
Cont. de humedad final (%)	37.2	36.2	34.4
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	2.0
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.366	0.708	1.381
Angulo de fricción interna :	34.1 °		
Cohesión (kg/cm ²) :	0.03		

Nota.

Los especímenes se remoldearon con la densidad seca promedio de las densidades máxima - mínima del informe S19-917-1-2.
 Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
 Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. W. Obillas H.
 Aprobación : Ing. D. Basurto R. / Ing. B. Ramirez P.



L. E. Shuan Lucas
 Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
 Jefa (e) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
 Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
 Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
 e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe



Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 917-2

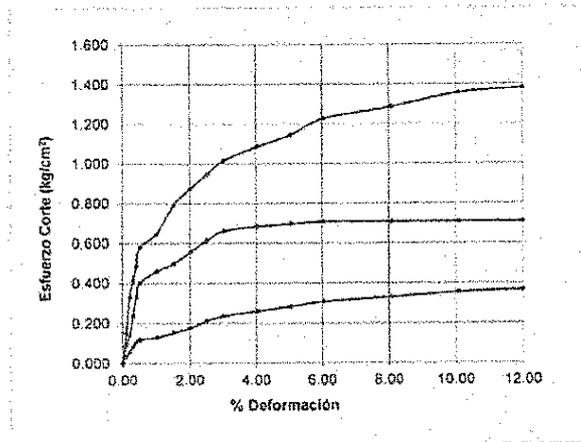
SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
UBICACIÓN : COMAS - LIMA
FECHA : 07 DE OCTUBRE 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

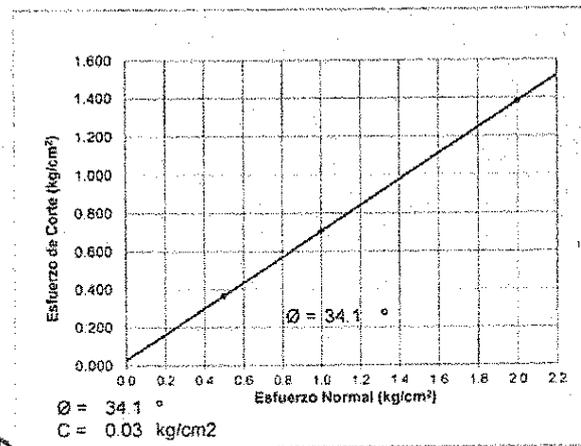
Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : Suelo natural + 20% Ceniza

% DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Camera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering Technology Accreditation Commission

**Facultad de Ingeniería Civil**

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 917-3

SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
 PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
 UBICACIÓN : COMAS - LIMA
 FECHA : 07 DE OCTUBRE 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
 Muestra : Suelo natural + 25% Ceniza

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	5.95	5.95	5.95
Altura Inicial de la muestra (cm)	1.81	1.81	1.81
Densidad húmeda inicial (g/cm ³)	1.578	1.578	1.578
Densidad seca inicial (g/cm ³)	1.430	1.430	1.430
Cont. de humedad inicial (%)	10.3	10.3	10.3
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	1.80	1.78	1.76
Altura final de la muestra (cm)	1.79	1.77	1.76
Densidad húmeda final (g/cm ³)	1.982	1.985	1.991
Densidad seca final (g/cm ³)	1.446	1.458	1.471
Cont. de humedad final (%)	37.0	36.1	35.4
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	2.0
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.359	0.687	1.357
Angulo de fricción interna :	33.7 °		
Cohesión (kg/cm ²) :	0.03		

Nota:

Los especímenes se remoldearon con la densidad seca promedio de las densidades máxima - mínima del informe S19-917-1-2.

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. W. Obillos H.

Aprobación : Ing. D. Basurto R. / Ing. B. Ramirez P.



Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
 Jefa (e) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
 Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
 Technology
 Accreditation
 Commission

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
 Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
 e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe



Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

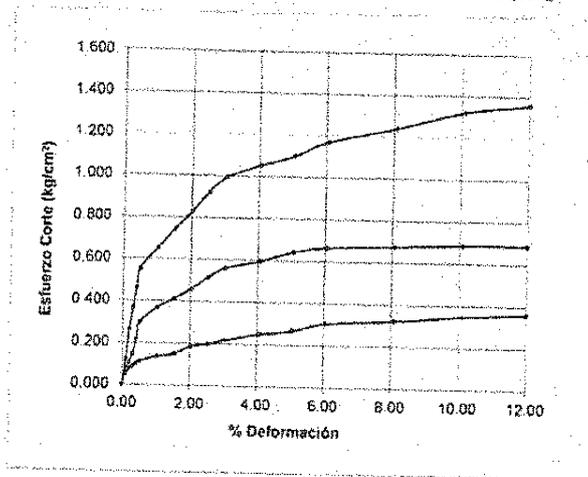
INFORME N° S19 - 917-3

SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
PROYECTO : ESTABILIZACION CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
UBICACIÓN : COMAS - LIMA
FECHA : 07 DE OCTUBRE 2019

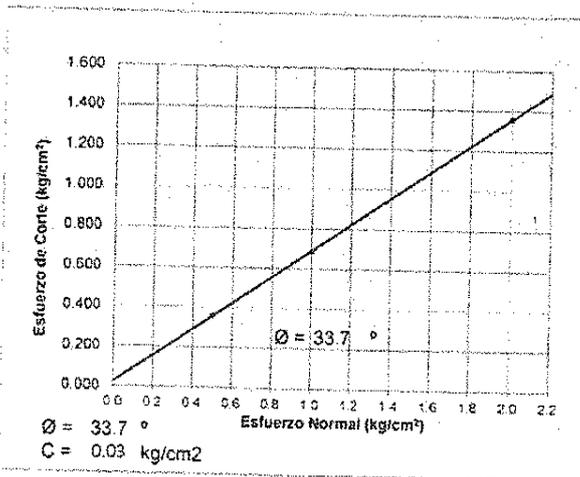
ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080
Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : Suelo natural + 25% Ceniza

% DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission

**Facultad de Ingeniería Civil**

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 917-4

SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
 PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
 UBICACIÓN : COMAS - LIMA
 FECHA : 07 DE OCTUBRE 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
 Muestra : Suelo natural + 30% Ceniza

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	5.95	5.95	5.95
Altura inicial de la muestra (cm)	1.81	1.81	1.81
Densidad húmeda inicial (g/cm ³)	1.578	1.578	1.578
Densidad seca inicial (g/cm ³)	1.438	1.438	1.438
Cont. de humedad inicial (%)	9.7	9.7	9.7
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	1.80	1.79	1.79
Altura final de la muestra (cm)	1.79	1.78	1.77
Densidad húmeda final (g/cm ³)	2.003	2.001	1.987
Densidad seca final (g/cm ³)	1.450	1.459	1.466
Cont. de humedad final (%)	38.1	37.1	35.5
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	2.0
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.366	0.696	1.352
Angulo de fricción interna :	33.3 °		
Cohesión (kg/cm ²) :	0.04		

Nota:

Los especímenes se remoldearon con la densidad seca promedio de las densidades máxima - mínima del informe S19-917-1-2.

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. W. Oblitas H.

Aprobación : Ing. D. Basurto R. / Ing. B. Ramirez P.



Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
 Jefa (e) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
 Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Cámara de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
 Technology
 Accreditation
 Commission

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
 Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
 e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe



Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 917-4

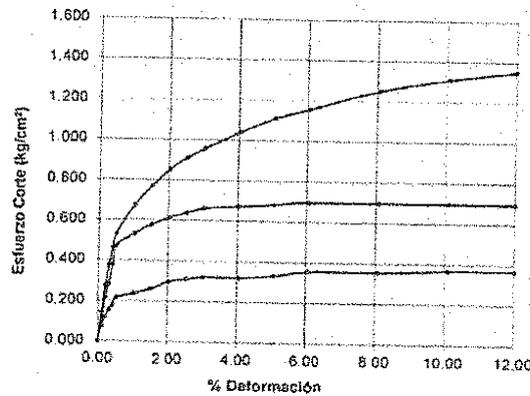
SOLICITANTE : NICOLE ANTUANETTE ARROYO RIVERA
PROYECTO : ESTABILIZACIÓN CON CENIZAS DE CARBÓN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TERRENO FUNDACIÓN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES
UBICACIÓN : COMAS - LIMA
FECHA : 07 DE OCTUBRE 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

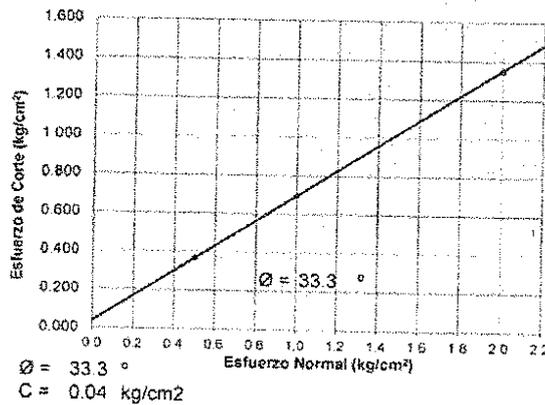
Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : Suelo natural + 30% Ceniza

% DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



Av. Túpac Amaru 210, Lima 25. Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering Technology Accreditation Commission