



U  
N  
C

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES

# ALTERNATIVA DE FUNDACIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PICHILEUFÚ



## 2015

### PRÁCTICA SUPERVISADA

**Tutor Interno:** Ing. Pedro A. Covassi

**Tutor Externo:** Ing. Marceo A. Zeballos

**Alumna:** Gorosito Sofía I.

## **Agradecimientos**

*Agradezco a:*

*Mis padres, Graciela y Gustavo, a quienes dedico este trabajo, por haberme dado la oportunidad de cursar mis estudios brindándome siempre todo su apoyo incondicional;*

*Mi novio, Javier, por brindarme su amor en todo este tan importante y ansiado tramo de mi vida;*

*Mi hermano y amigos, quienes me acompañaron todo este tiempo e hicieron que fuera más fácil recorrer este largo camino;*

*Al Laboratorio de Geotecnia y el Laboratorio de Estructuras de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, por darme la posibilidad de realizar la Práctica Supervisada en sus instalaciones;*

*Ingenieros Pedro Covassi y Marcelo Zeballos por cumplir con su rol de supervisores en mi camino a finalizar la carrera;*

*Sofía Inés Gorosito*

## **Resumen**

El siguiente informe desarrolla las actividades realizadas por la alumna Sofía Inés Gorosito en el cumplimiento con la Práctica Supervisada de la carrera de Ingeniería Civil, la misma se basa en la propuesta de una alternativa de fundación para el puente que se ejecutará sobre el cruce de la Ruta Nacional N°23 con el Río Pichi Leufú, en la provincia de Río Negro. Se muestran los pasos seguidos para llegar a la solución final, comenzando con el análisis de antecedentes, la ejecución de ensayos de laboratorio, el análisis mismo de la alternativa. Finalmente, como con el proceso de resolución del problema planteado se busca la inserción de la alumna en el ámbito laboral, se dará una conclusión sobre la experiencia de este trabajo.

# ÍNDICE

<b>CAPITULO 1</b> .....	<b>1</b>
Introducción .....	1
<b>CAPITULO 2</b> .....	<b>5</b>
<b>Análisis de Antecedentes</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1 - Introducción</b> .....	<b>5</b>
<b>2.2 - Marco Regional</b> .....	<b>5</b>
<b>2.3 - Perfil Geológico</b> .....	<b>7</b>
<b>2.4 - Hidrología del Río Pichi Leufú</b> .....	<b>10</b>
<b>2.5 - Memoria Estructural del Puente</b> .....	<b>13</b>
<b>2.6 - Propuesta Inicial de Cimentación</b> .....	<b>19</b>
<b>2.7 - Ensayos Disponibles</b> .....	<b>25</b>
2.7.1 – <i>Ensayos Presentados por Vialidad</i> .....	25
2.7.2 - <i>Ensayos Presentados por Zeballos Consultores, ejecutados en el Laboratorio de Geotecnia de la UNC</i> .....	26
<b>2.8 - Síntesis de Datos y Conclusión</b> .....	<b>27</b>
<b>CAPITULO 3</b> .....	<b>28</b>
<b>Ensayos de Laboratorio</b> .....	<b>28</b>
<b>3.1 - Introducción</b> .....	<b>28</b>
<b>3.2 - Ensayos de Identificación</b> .....	<b>28</b>
3.2.1 - <i>Análisis Granulométrico</i> .....	29
3.2.2 - <i>Gravedad Específica (<math>G_s</math>)</i> .....	30
3.2.3 - <i>Límites de Atterberg</i> .....	30
3.2.4 - <i>Superficie Específica</i> .....	33
3.2.5 - <i>Clasificación</i> .....	34
<b>3.3 - Ensayos de Deformabilidad</b> .....	<b>35</b>
3.3.1 - <i>Compresión Unidimensional en Edómetro</i> .....	35
<b>3.4 - Ensayos de Resistencia</b> .....	<b>38</b>
3.4.1 - <i>Compresión Simple en Tobas Volcánicas</i> .....	38
3.4.2 - <i>Corte Directo en Ceniza Volcánica Interfaz Suelo-Suelo</i> .....	43
3.4.3 - <i>Corte Directo en Ceniza Volcánica, Interfaz Suelo-Hormigón</i> .....	45
3.4.4 - <i>Corte Directo en Ceniza Volcánica, Interfaz Roca-Hormigón</i> .....	48
<b>CAPITULO 4</b> .....	<b>52</b>
<b>Análisis de Alternativa</b> .....	<b>52</b>
<b>4.1 - Introducción</b> .....	<b>52</b>

<b>4.2 - Resumen de datos disponibles .....</b>	<b>52</b>
<b>4.3 - Análisis Alternativa: .....</b>	<b>55</b>
4.3.1 - <i>Análisis de Resistencias .....</i>	56
4.3.2 - <i>Análisis de Asentamientos.....</i>	69
4.3.3 - <i>Análisis de todas las Pilas del Puente .....</i>	76
<b>4.4 – Resumen de Alternativa .....</b>	<b>78</b>
<b>CAPITULO 5 .....</b>	<b>79</b>
<b>Conclusión .....</b>	<b>79</b>
<b>Bibliografía .....</b>	<b>81</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>82</b>
<b>Anexo 1: ENSAYOS DE LABORATORIO .....</b>	<b>82</b>
1.1 - <i>Análisis Granulométrico .....</i>	82
1.2 - <i>Ensayo Gravedad específica: .....</i>	83
1.3 - <i>Límites de Atterberg .....</i>	83
1.4 - <i>Ensayo de Superficie Específica: .....</i>	84
1.5 - <i>Ensayo de Compresibilidad: .....</i>	85
1.6 - <i>Ensayo de Comparación de Granulometrías antes y después del         ensayo de Compresión:.....</i>	94
1.7 - <i>Ensayo de Corte - Interfaz Suelo-Suelo, Cenizas Volcánicas.....</i>	97
1.8 - <i>Ensayo de Corte - Interfaz Hormigón-Suelo, Cenizas Volcánicas....</i>	106
1.9 - <i>Ensayo de Corte - Interfaz Hormigón-Roca. ....</i>	109
<b>Anexo 2: PLANILLAS DE CÁLCULOS .....</b>	<b>112</b>
2.1 - <i>Parámetros de los distintos estratos: .....</i>	112
2.2 - <i>Análisis de Resistencias .....</i>	113
2.3 - <i>Análisis de Asentamientos.....</i>	115

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Cuadro estratigráfico de las distintas formaciones presentes en la zona bajo estudio (adaptación de la Hoja Geológica N°4172-IV, San Carlos de Bariloche).	7
Tabla 2: Resumen de erosión en pilas y estribos.	11
Tabla 3: Clasificación de rugosidad (luego de Pells 1980).	20
Tabla 4: Resumen de capacidades de carga de Diseño y Última para pilotes de 1.5m de diámetro empotrados 2.5m en el estrato de tobas volcánicas.	23
Tabla 5: Análisis granulométrico por tamizado.	25
Tabla 6: Resumen de parámetros obtenidos en los dos ensayos triaxiales (CD).	26
Tabla 7: Resultados obtenidos del ensayo de compresión simple en las probetas de toba volcánica.	43
Tabla 8: Resumen de tensiones obtenidas para cada salto de carga ejecutado en cada ensayo de corte directo sobre distintas muestras de cenizas volcánicas, interfaz Suelo-Suelo.	44
Tabla 9: Resumen de parámetros de resistencia al corte. Ensayos de corte directo sobre muestras de cenizas volcánicas, interfaz Suelo-Suelo.	44
Tabla 10: Resumen de tensiones de corte en ensayos de corte directo de cenizas volcánicas, interfaz Suelo-Hormigón.	47
Tabla 11: Resumen de parámetros de resistencia al corte en ensayos de corte directo de cenizas volcánicas, interfaz Suelo-Hormigón.	47
Tabla 12: Resumen de tensiones de corte obtenidas en los ensayos de corte directo de tobas volcánicas, interfaz Roca-Hormigón.	50
Tabla 13: Resumen de parámetros de resistencia obtenido en los ensayos de corte directo de tobas volcánicas, interfaz Roca-Hormigón.	50
Tabla 14: Resumen de características del perfil de suelo correspondiente a la pila central.	54
Tabla 15: Resumen de datos obtenidos de la toba volcánica.	54
Tabla 16: Resumen de datos obtenidos de la ceniza volcánica.	55
Tabla 17: Resumen de resistencias de fuste de la toba volcánica por los distintos autores	61
Tabla 18: Análisis granulométrico por mallas.	82
Tabla 19: Análisis granulométrico por método del hidrómetro.	82
Tabla 20: Determinación de la gravedad específica	83
Tabla 21: Pesos de las masas y el cono.	83
Tabla 22: Método del cono, determinación de límites de Atterberg.	83
Tabla 23: Método de Casagrande, determinación de límites de Atterberg.	84
Tabla 24: Ensayo de compresibilidad para densidad de 1.13 g/cm <sup>3</sup> , Salto N° 1.	86
Tabla 25: Ensayo de compresibilidad para densidad de 1.13 g/cm <sup>3</sup> , Salto N° 2.	86
Tabla 26: Ensayo de compresibilidad para densidad de 1.13 g/cm <sup>3</sup> , Salto N° 3.	87
Tabla 27: Ensayo de compresibilidad para densidad de 1.13 g/cm <sup>3</sup> , Salto N° 4.	87
Tabla 28: Ensayo de compresibilidad para densidad de 1.13 g/cm <sup>3</sup> , Salto N° 5.	88
Tabla 29: Ensayo de compresibilidad para densidad de 1.13 g/cm <sup>3</sup> , Recarga.	88
Tabla 30: Ensayo de compresibilidad para densidad de 1.13 g/cm <sup>3</sup> , Salto N° 6.	88
Tabla 31: Tabla resumen para la densidad de 1.13 gr./cm <sup>3</sup> .	90
Tabla 32: Resumen para la densidad de 1.20 gr/cm <sup>3</sup> .	91

Tabla 33: Resumen para la densidad de 1.20 gr/cm <sup>3</sup> .	93
Tabla 34: Resumen de coeficientes de compresibilidad	94
Tabla 35: Resumen para la densidad de 1.25 gr/cm <sup>3</sup> .	95
Tabla 36: Resumen del análisis granulométrico por tamizado antes y después del ensayo de compresibilidad.	96
Tabla 37: Planillas de deformaciones para cada salto de carga – Ensayo de corte directo interfaz Suelo-Suelo, muestra completa, Primer salto.	97
Tabla 38: Planillas de deformaciones para cada salto de carga – Ensayo de corte directo interfaz Suelo-Suelo, muestra completa, Primer salto.	98
Tabla 39: Planillas de deformaciones para cada salto de carga – Ensayo de corte directo interfaz Suelo-Suelo, muestra completa, Primer salto.	100
Tabla 40: Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra completa.	101
Tabla 41: Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra completa.	102
Tabla 42: Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Suelo-Suelo, Retenido T200.	103
Tabla 43: Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Suelo, Retenido T200.	103
Tabla 44: Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Suelo-Suelo, Pasante T200.	104
Tabla 45: Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Suelo, Pasante T200.	105
Tabla 46: Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Suelo-Hormigón Liso.	106
Tabla 47: Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Hormigón Liso.	107
Tabla 48: Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Suelo-Hormigón Rugoso.	107
Tabla 49: Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Hormigón Liso.	108
Tabla 50: Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Roca-Hormigón Liso.	109
Tabla 51: Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Roca-Hormigón Liso.	110
Tabla 52: Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Roca-Hormigón Rugoso.	110
Tabla 53: Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Roca-Hormigón Liso.	111
Tabla 54: Cálculo de datos de cenizas volcánicas.	113
Tabla 55: Resistencia de fuste en función de la profundidad de penetración en el estrato de cenizas volcánicas y de la densidad del mismo.	114
Tabla 56: Resistencia de punta en función de la profundidad de penetración en el estrato de cenizas volcánicas y de la densidad del mismo.	114
Tabla 57: Resistencia total admisible en función de la profundidad de penetración en el estrato de cenizas volcánicas y de la densidad del mismo.	115

Tabla 58: Análisis de asentamiento método Vesic.	117
Tabla 59: Análisis de asentamientos utilizando curvas de compresibilidad, densidad 1.25 gr/m <sup>3</sup> .	120
Tabla 60: Análisis de asentamientos utilizando curvas de compresibilidad, densidad 1.20 gr/m <sup>3</sup> .	120
Tabla 61: Análisis de asentamientos utilizando curvas de compresibilidad, densidad 1.13 gr/m <sup>3</sup> .	121

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Esquema de ubicación según mapa geológico (adaptación de la Hoja Geológica N°4172-IV, San Carlos de Bariloche). .....	6
Figura 2: Perfil geotécnico obtenido de la exploración geotécnica. ....	9
Figura 3: Esquema de erosión. ....	12
Figura 4: Esquema general del puente. ....	13
Figura 5: Esquema de la sección transversal de tablero. ....	14
Figura 6: Esquema de la planta del estribo. ....	15
Figura 7: Esquema de vista del estribo. ....	16
Figura 8: Esquema de cuerpo aislado, pilote delantero del estribo.....	17
Figura 9: Esquema de pilas. ....	18
Figura 10: Esquema de cuerpo aislado, pilote de estribo.....	19
Figura 11: Curvas Tensión-Deformación obtenidas en los dos ensayos de compresión triaxial (CD). ....	26
Figura 12: Curva granulométrica de la muestra de cenizas volcánicas arenosas. ....	29
Figura 13: Resultado del ensayo de límite líquido obtenido aplicando el método del cascador de Casagrande. ....	31
Figura 14: Resultados del ensayo de límite líquido utilizando el método de caída del cono.....	32
Figura 15: a) Colocación de la cápsula con muestra de suelo en el dispositivo, b) Dispositivo de ensayo método del cono.....	33
Figura 16: Resultado del ensayo de superficie específica. ....	34
Figura 17: Resumen de curvas de compresibilidad. ....	36
Figura 18: Resumen de coeficientes de compresibilidad para los pesos unitarios secos ensayados. ....	37
Figura 19: Curvas de ensayo de granulometría por tamizado. Verificación de la existencia de rotura de partículas para el mismo suelo antes y después de ser ensayado a compresión edométrica. ....	38
Figura 20: Muestra de toba volcánica confinada en el molón de hormigón. ....	39
Figura 21: Perforadora fijada al dado de hormigón, colocada sobre el molón de hormigón con muestra de toba volcánica. ....	40
Figura 22: Muestra de toba volcánica luego de la extracción de testigos. ....	40
Figura 23: Muestra de toba volcánica luego de la extracción de testigos. ....	41
Figura 24: Encintado de los testigos previo a ser cortados.....	41
Figura 25: Testigo colocado en la prensa para ser cortado con el disco. ....	42
Figura 26: Ensayo de compresión simple sobre testigo de toba volcánica.....	43
Figura 27: Resumen de curvas Tensión-Deformación. Ensayos de corte directo en muestras de cenizas volcánicas, interfaz Suelo-Suelo. ....	45
Figura 28: a) Tapones de PVC utilizados como moldes. b) Moldes de PVC con mortero de hormigón autonivelante de alta resistencia. ....	46
Figura 29: Resumen de curvas tensión de corte-desplazamiento horizontal obtenidas en los ensayos de corte directo de cenizas volcánicas, interfaz Suelo-Hormigón.....	48
Figura 30: a) Preparación del molde de plástico de alto impacto para las muestras de roca. b) Moldes completos con muestras de toba colocadas para ser hormigonadas. c) Muestras confinadas en mortero cementicio. ....	49

Figura 31: Resumen de curvas tensión de corte-Desplazamiento horizontal de los ensayos de corte directos de tobas volcánicas, interfaz roca-Hormigón.....	51
Figura 32: Resumen esquemático de los perfiles geotécnicos e hidráulicos.....	54
Figura 33: Factor de reducción para la rigidez del macizos rocosos. ....	60
Figura 34: Factor de reducción de la resistencia de fuste. ....	60
Figura 35: Esquema ilustrativo de la variación de la distribución de presiones horizontales con la profundidad en toba volcánica. ....	62
Figura 36: Resultados de ensayo de corte directo, interfaz Roca-Hormigón Liso. ....	63
Figura 37: a) Aporte de resistencia para $\tau_{ceniza} = 12.5 \text{ kN/m}^3$ , b) Aporte de resistencia para $\tau_{ceniza} = 12.0 \text{ kN/m}^3$ , c) Aporte de resistencia para $\tau_{ceniza} = 11.3 \text{ kN/m}^3$ . ....	67
Figura 38: Variación de presiones con la profundidad, en tobas y cenizas volcánicas. ....	68
Figura 39: Resultados ensayo de corte directo, interfaz Suelo-Hormigón. ....	69
Figura 40: Resultado del método Vesic, curvas Carga-Deformación. ....	71
Figura 41: Profundidad requerida de fundación en el estrato de cenizas volcánicas para un asentamiento menor a 3 cm, utilizando el método Vesic. ....	72
Figura 42: Esquema de variación de cargas concentradas con la profundidad y delimitación de fajas para el análisis. ....	74
Figura 43: Resultado del análisis mediante curvas de compresibilidad, curvas Carga-Deformación. ....	75
Figura 44: Profundidad requerida de fundación en el estrato de cenizas volcánicas para un asentamiento menor a 3 cm, utilizando curvas de consolidación. ....	76
Figura 45: Esquema de cargas en pilas y estribo del puente. ....	77
Figura 46: Gráfico de compresibilidad para densidad de $1.13 \text{ gr/cm}^3$ . ....	89
Figura 47: Grafico de compresibilidad para la densidad $1.13 \text{ gr/cm}^3$ . ....	90
Figura 48 Gráfico de compresibilidad para densidad de $1.20 \text{ gr/cm}^3$ : ....	91
Figura 49: Grafico de compresibilidad para la densidad $1.20 \text{ gr/cm}^3$ . ....	92
Figura 50: Gráfico de compresibilidad para densidad de $1.25 \text{ gr/cm}^3$ :.....	93
Figura 51: Grafico de compresibilidad para la densidad $1.25 \text{ gr/cm}^3$ . ....	94
Figura 52: Gráfico de compresibilidad para densidad de $1.25 \text{ gr/cm}^3$ . ....	95
Figura 53: Grafico de compresibilidad para la densidad $1.25 \text{ gr/cm}^3$ . ....	96
Figura 54: Ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra de suelo completo. ....	101
Figura 55: Parámetros de envolvente pico, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra completa. ....	102
Figura 56: Parámetros de envolvente residual, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra completa. ....	102
Figura 57: Ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra retenido T200.....	103
Figura 58: Parámetros de envolvente pico, Interfaz Suelo-Suelo, Retenido T200. ....	104
Figura 59: Parámetros de envolvente residual, Interfaz Suelo-Suelo, Retenido T200. ....	104
Figura 60: Ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra pasante T200.....	105
Figura 61: Parámetros de envolvente pico, Interfaz Suelo-Suelo, Pasante T200.....	105
Figura 62: Parámetros de envolvente residual, Interfaz Suelo-Suelo, Pasante T200. ....	106
Figura 63: Ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Hormigón Liso. ....	106
Figura 64: Parámetros de envolvente pico, Interfaz Suelo-Hormigón Liso. ....	107
Figura 65: Parámetros de envolvente residual, Interfaz Suelo -Hormigón Liso.....	107
Figura 66: Ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Hormigón Rugoso.....	108

Figura 67: Parámetros de envolvente pico, Interfaz Suelo-Hormigón Rugoso.....	108
Figura 68: Parámetros de envolvente residual, Interfaz Suelo-Hormigón Rugoso. ....	109
Figura 69: Ensayo de corte directo, Interfaz Roca-Hormigón Liso.....	109
Figura 70: Parámetros de envolvente pico, Interfaz Roca-Hormigón Liso.....	110
Figura 71: Parámetros de envolvente residual, Interfaz Roca-Hormigón Liso. ....	110
Figura 72: Ensayo de corte directo, Interfaz Roca-Hormigón Rugoso. ....	111
Figura 73: Parámetros de envolvente pico, Interfaz Roca-Hormigón Rugoso.....	111
Figura 74: Parámetros de envolvente residual, Interfaz Suelo-Hormigón Rugoso. ....	112
Figura 75: Curvas de asentamiento en función de la carga admisible, a) para densidad 1.25 gr/cm <sup>3</sup> , b) para densidad 1.20 gr/cm <sup>3</sup> , c) para densidad 1.13 gr/cm <sup>3</sup> .....	117
Figura 76: Curvas de asentamiento en función de la carga admisible, a) para densidad 1.25 gr/cm <sup>3</sup> , b) para densidad 1.20 gr/cm <sup>3</sup> , c) para densidad 1.13 gr/cm <sup>3</sup> .....	121

# CAPITULO 1

## Introducción

El siguiente informe presenta el desarrollo de la Práctica Supervisada realizada por la alumna Sofía Inés Gorosito, en el cumplimiento con los requerimientos de la carrera Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba. La misma se desarrolló en la empresa Zeballos Consultores de Ingeniería cuyo tutor externo designado es el Ingeniero Marcelo A. Zeballos, y en conjunto con el Laboratorio de Geotecnia de la Facultad, el tutor interno designado es el Ingeniero Pedro A. Covassi.

El objetivo general de la materia es que a partir del planteo de un problema la alumna aplique los conocimientos adquiridos durante el cursado de la carrera para su resolución y, con ello, introducirse en el ámbito laboral a partir de un caso real generando así experiencia práctica aplicada.

El problema planteado consistió en el desarrollo de una propuesta de fundación alternativa, de un puente a construirse en la Provincia de Río Negro, en el cruce de la Ruta Nacional N°23 y el Río Pichi Leufú. El mismo estaba inicialmente planificado para ser fundado sobre un estrato de tobas volcánicas, por debajo de las cuales se encuentran cenizas volcánicas arenosas no cementadas, el problema surge al desconocer el espesor del estrato de tobas, y de allí la necesidad de un plan de relevo.

Los entes que intervienen son la Dirección de Vialidad de la Nación, quienes ponen en licitación la construcción del puente y la empresa José J. Chediack SAICA, comitente. Dentro del proyecto de ingeniería se abarcan dos áreas, una referida al Análisis Estructural del puente, que fue subcontratada y realizada por la empresa Ingroup Oficina de Proyectos, y la otra referida al Análisis de Cimentación. En éste último caso inicialmente interviene la empresa Consultora de Ingeniería Mediterránea S.R.L. quien realizó un estudio de suelos, y luego la empresa de Zeballos Consultores de Ingeniería para definir, con estos datos y los que crea necesarios adicionar, el proyecto de fundación.

La propuesta principal de Cimentación realizada por la empresa Zeballos Consultores de Ingeniería se basa en una serie de pilotes cortos sobre los que apoyan las pilas y estribos del puente, los cuales se extienden hasta el estrato de tobas volcánicas (estrato firme) empotrándose en éstas una longitud de 2,5 m. sin embargo, por cuestiones operativas y limitaciones tecnológicas al momento de ejecutar las perforaciones de exploración geotécnica no se pudo definir la profundidad (ó espesor promedio) del estrato de tobas volcánicas. Asimismo, en base a antecedentes bibliográficos y observaciones realizadas durante la exploración geotécnica y diferentes visitas a obra, en el área sector del río Pichi Leufú donde se ubicará el proyecto se detectaron afloramientos de la formación de tobas (principalmente en las barrancas ubicadas en los márgenes del río), las cuales se alternan con capas de arenas de tobas (arenas de cenizas volcánicas). Las cenizas volcánicas se presentan en una composición de arena limosa no plástica de bajo peso unitario, de éste estrato tampoco se tiene datos sobre el estado en el que se encuentran debajo de la toba volcánica, se sabe que se encuentran saturadas pero se desconoce su densidad, este dato también va a ser determinado in situ en el momento de ejecución de los pilotes.

A partir de estas observaciones y de la incertidumbre en cuanto al conocimiento del espesor promedio del estrato de tobas volcánicas, se plantea entonces el objetivo de ésta práctica supervisada, donde se basa en definir una propuesta alternativa de fundación del puente teniendo en cuenta como variables tal espesor y las características del estrato de cenizas, datos que se van a conocer con certeza en el momento de ejecución de los pilotes (debido al uso de maquinarias para la ejecución de pilotes que poseen mayor capacidad de penetración por la magnitud misma de la obra), teniendo así un plan de relevo en el caso de que la profundidad de las tobas no sea la esperada y por ende la propuesta inicial no será viable.

La propuesta a la que se llegó como alternativa de fundación, comprende una curva de soluciones regidas por el criterio de deformaciones, donde se relaciona la profundidad del estrato de tobas volcánicas, el empotramiento

requerido en las cenizas volcánicas (para tener un asentamiento menor a 3 cm), y la densidad del estrato de cenizas volcánicas, las cuales son las tres variables fundamentales del problema.

Se obtuvo que para el espesor mínimo del estrato de tobas volcánicas (3.0 m obtenido mediante los sondeos), el empotramiento requerido en las cenizas volcánicas es de 3.0 m en el caso de que la cenizas se encuentren de con densidades bajas (de  $11.3 \text{ kN/m}^3$ ), valor que disminuye con el aumento de esta densidad, hasta el caso de máxima densidad que puede adoptar este suelo (obtenida mediante el ensayo proctor, de  $12.5 \text{ kN/m}^3$ ) donde el empotramiento requerido es de 0.5 m. A su vez estos valores disminuyen linealmente e inversamente proporcional al aumento del espesor de las tobas, y se hacen nulos para un espesor de 3.75 m del estrato de tobas volcánicas, en el caso de densidades sueltas de la ceniza volcánica, y para densidades altas, se hacen nulos para los 3.25 m de espesor de tobas volcánicas. En estos últimos casos el aporte de resistencia por fricción de la toba volcánica y el aporte de resistencia de punta de la ceniza volcánica son suficientes para soportar las solicitaciones y obtener un asentamiento final menor al establecido para los puentes, de 3 cm.

Este informe se conforma de los siguientes apartados, que resumen las etapas mismas del proceso realizado para proponer la alternativa de fundación:

En el Capítulo 2 se realiza el Análisis de Antecedentes, lo que consta de un informe geológico de la región donde se va a ejecutar el puente, un estudio de crecientes del río, el estudio estructural del puente, un estudio geotécnico realizado en la zona de cimentación y la propuesta inicial de cimentación.

En el Capítulo 3, a partir del análisis de antecedentes se designaron y realizaron los ensayos adicionales requeridos para el planteo de la alternativa de cimentación. Para cumplir este objetivo particular también se trabajó en conjunto en el Laboratorio de Geotecnia y con la colaboración del Laboratorio de Estructuras de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales.

Con todos los resultados, en el Capítulo 4, a partir del análisis de diferentes autores encontrados en la bibliografía se seleccionarán y justificarán los métodos empleados para determinar la resistencia y asentamiento de las pilas, ante distintas posibilidades de profundidad de estratos.

En el Capítulo 5 se presentan las conclusiones, se realiza un resumen del escenario con la propuesta de alternativa de cimentación y recomendaciones. Finalmente, se da un cierre, a modo de conclusiones, de la experiencia obtenida durante la realización esta Práctica Supervisada.

## CAPITULO 2

### Análisis de Antecedentes

#### 2.1 - Introducción

En este capítulo se presenta un resumen de la información disponible para situar el problema en cuestión y definir las variables intervinientes. El objetivo de este análisis es delimitar el contexto en el que se está trabajando, para encaminar la solución de la alternativa de fundación. A partir del estudio de los antecedentes se definen qué variables intervienen y cuáles son los datos faltantes, y con ello se establecen los ensayos y procedimientos necesarios para determinarlos.

#### 2.2 - Marco Regional

El proyecto del puente en estudio se encuentra sobre el río Pichi Leufú, más precisamente en el cruce con la Ruta Nacional N°23, Provincia de Río Negro unos 20 km al sudeste de la localidad de San Carlos de Bariloche. La zona se encuentra dentro de la cuenca geológica del Ñirihuau (cuenca de intra-arco<sup>\*1</sup> de aproximadamente 15.000 km<sup>2</sup> en los Andes Patagónicos Septentrionales).

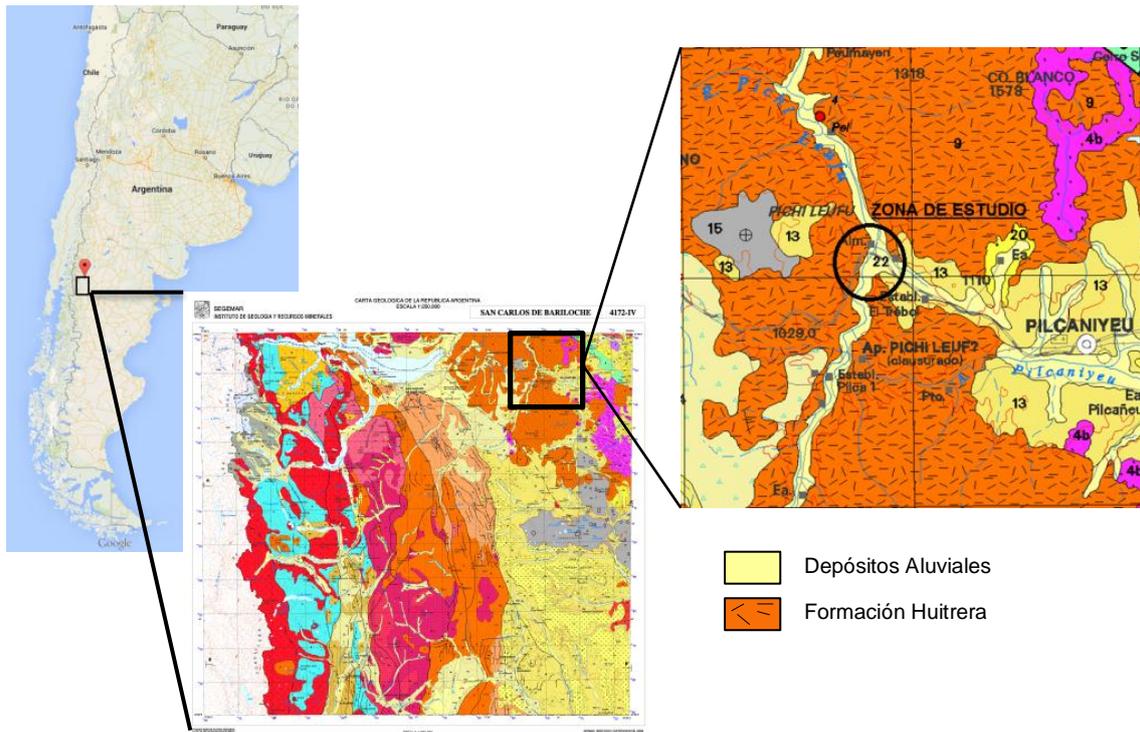
En el área donde se construirá el puente, se encuentran dos formaciones geológicas principales (Carta Geológica N°4172-IV, San Carlos de Bariloche):

- Depósitos aluviales (del holoceno, del cuaternario y del cenozoico).
- Formación Huitrera, forma parte de la serie Andesítica Paleógena, se trata de un conjunto de rocas volcánicas que afloran (con predominancia de ignimbritas riolíticas y tobas) de edad Eoceno del Paleógena (Terciario del Cenozoico -entre 50 y 57 Ma-). Se presentan en una disposición subhorizontal y están semicubiertas por depósitos glaciares y coluviales, ó depósitos aluviales en el caso de las cuencas de ríos.

---

<sup>1</sup> Cuenca sedimentaria del margen continental, donde hay actividad de subducción.

En la Figura 1 se muestra en forma esquemática la ubicación del sitio en estudio con las formaciones geológicas.



**Figura 1:** Esquema de ubicación según mapa geológico (adaptación de la Hoja Geológica N°4172-IV, San Carlos de Bariloche).

A continuación se presenta un cuadro estratigráfico con la referencia de las distintas formaciones de la zona en estudio.

**Tabla 1:** Cuadro estratigráfico de las distintas formaciones presentes en la zona bajo estudio (adaptación de la Hoja Geológica N°4172-IV, San Carlos de Bariloche).



Por último, el reglamento CIRSOC 103 (1991) le asigna a la zona de ubicación del Proyecto un grado de sismicidad 2 correspondiente a una peligrosidad sísmica “Moderada”. Los valores máximos de los espectros de respuesta elástica de pseudoaceleraciones (en fracción de g) que el reglamento asigna para esta zona, varían entre 0.40 y 0.54 para suelos Tipo I (suelos muy firmes y compactos) a Tipo III (suelos blandos) respectivamente.

### 2.3 - Perfil Geológico

En éste apartado se resumen los aspectos geotécnicos puntuales de la zona donde se va a fundar el puente, con el objeto de generar una base de datos inicial con la cual partir el análisis y, con la delimitación del problema, definir los datos faltantes lo que reducirá los ensayos requeridos.

El estudio de suelo presentado por la empresa Consultora de Ingeniería Mediterránea se basa en una campaña de exploración geotécnica in-situ y en estudios de laboratorio. En la exploración in situ se realizaron 6 perforaciones con trépano tricono y lodo bentonítico de inyección, ubicadas en los puntos especificados donde se encontrarán luego las pilas. En cada perforación se realizaron cada metro, ensayos de penetración estándar dinámica (SPT). Con

las muestras obtenidas en cada ensayo SPT se realizó la caracterización geotécnica y clasificación del suelo extraído en cada tramo (ensayos de laboratorio: identificación, granulometría y humedad) y la toma de muestras del estrato final de tobas.

A partir de los trabajos realizados en campo y ensayos de identificación y de resistencia en laboratorio se describió el siguiente perfil estratigráfico:

*Estrato I* (0 m – 1.2 m): Arenas finas limosas poco compactas y húmedas, con algunas inclusiones de gravas y gravillas aisladas ( $N_{SPT} < 10$ ).

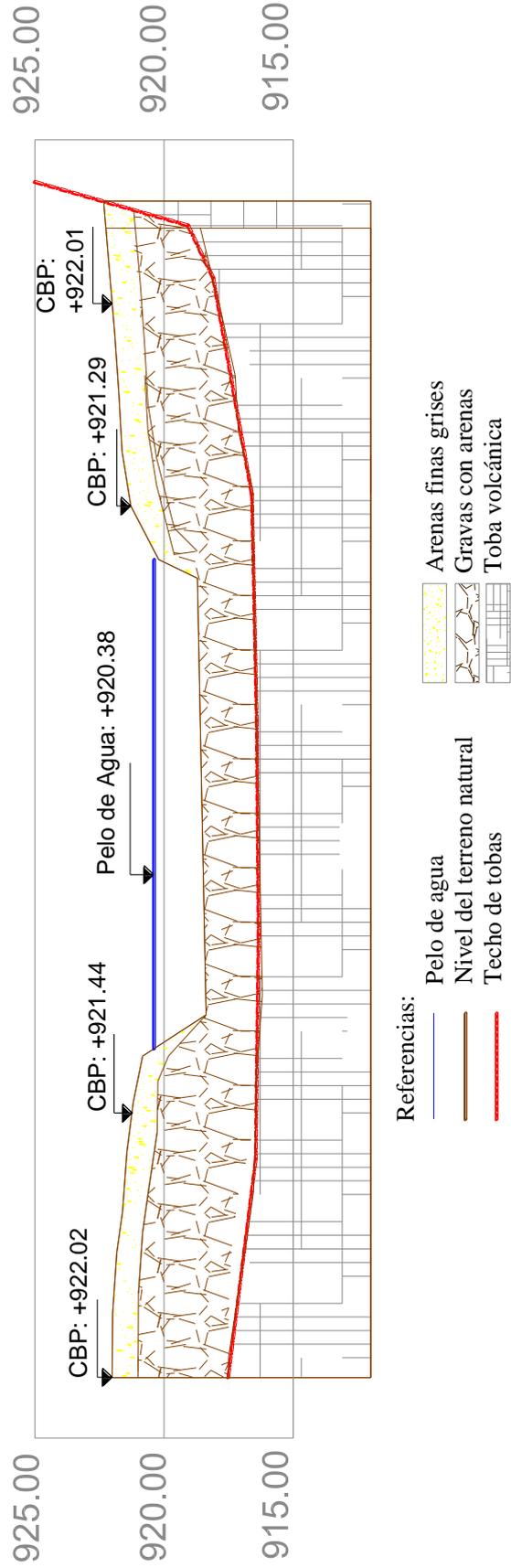
*Estrato II* (1.2 m – 4.0 m): Gravas y rodados cuyas dimensiones aumentan con la profundidad, hasta 60cm de diámetro. Permeabilidad alta ( $N_{SPT} \approx 15$ ).

*Estrato III* (4.0 m – 7.0 m): Toba volcánica. Roca ígnea volcánica ligera de consistencia porosa, de muy baja densidad ( $\delta_{ss} = 1,50 \text{ gr/cm}^3$ ),  $H_{nat} = 20\%$ ,  $\sigma_c > 40 \text{ kg/cm}^2$ . Ligeramente meteorizada (Grado II dentro de la clasificación de IRAM) ( $N_{SPT} = \text{rechazo}$ ).

*Estrato IV* (profundidad indeterminada): Ceniza volcánica arenosa.

De las perforaciones se obtuvieron los datos para armar el perfil de suelo presentado en la Figura 2.

La maquinaria utilizada para realizar la excavación durante la exploración geotécnica, no pudo penetrar más allá de los 3 m dentro del estrato de tobas por empastarse y perder capacidad de avance, por lo que se desconoce la profundidad total del estrato. A partir de observaciones en campo se pudo visualizar que la toba aflora en las márgenes del río, y se identificó a continuación un manto de ceniza volcánica arenosa, lo que llevó a plantear la hipótesis de que este manto es el que continúa por debajo de la toba volcánica sin saber a qué profundidad. Así mismo estas observaciones se ven reforzadas por antecedentes geológicos (Bechis, 2004 y Hoja Geológica N°4172-IV, San Carlos de Bariloche).



**Figura 2:** Perfil geotécnico obtenido de la exploración geotécnica.

Por otro lado, el pliego de especificaciones técnicas de la obra aclara que al momento de ejecutar los pilotes, para el pilote central de la pila central se debe extender la excavación hasta los 8 m de profundidad, y si en ese tramo existe cambio de estrato, se debe generar un plan alternativo de fundación teniendo en cuenta tal cambio. Como sólo se podrá realizar esta verificación en el momento mismo de ejecución de los pilotes de fundación, por los requerimientos tecnológicos que esto supone, aparece la necesidad de un plan alternativo de respaldo que se pueda llevar a cabo mientras se este generando tal excavación, en caso de que el estrato de tobas volcánicas posea un espesor menor a los 8 m, con el objetivo de aprovechar la perforación y no generar pérdidas de tiempo para seguir con el resto de las fundaciones.

Del afloramiento de cenizas arenosas volcánicas se extrajo una muestra y se la llevó al Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, para su posterior análisis.

#### **2.4 - Hidrología del Río Pichi Leufú**

El aporte de éste informe es la determinación de la línea de erosión del río Pichi Leufú y la cota máxima de agua. Estos valores sirven para definir las características geométricas del puente y las solicitaciones debidas al empuje del agua. Se utiliza el método Gumbel con una recurrencia de 100 años (período de cálculo del puente) para determinar la lluvia máxima diaria anual correspondiente al área de la cuenca:

$$P_{100} = 123,64 \text{ mm}$$

A partir de este valor se obtiene el caudal máximo aplicando el método del Hidrograma Unitario Sintético de F. Snyder teniendo en cuenta las pérdidas de la cuenca:

$$Q_p = 662 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con estos datos se determina la cota máxima del nivel del río para  $Q_{100}$ , teniendo en cuenta las pérdidas de altura por fricción utilizando el método energético:

$$\text{Cota}_{Q_{100}} = 2,70 \text{ m}$$

Con este valor y la topografía del área del río, se define el gálibo y luz del puente requeridas.

Gálibo o Altura Libre: 4,45 m

Luz entre estribos: 125 m

Finalmente dan la cota de erosión del lecho del río tanto en pilas como en estribos, la cual es el resultado de la suma de la socavación general y la respectiva socavación local ya sea en pila o en estribo. De este análisis se obtiene que en ambos los estribos no se llega a producir erosión, pero si en las pilas, siendo las intermedias las más críticas, lo cual se puede visualizar en la Tabla 2.

**Tabla 2:** Resumen de erosión en pilas y estribos.

Estructura	Hs	Hs-Ho
Pila 1	2,47	1,3
Pila 2	7,3	4,51
Pila 3	6,31	3,83
Pila 4	2,76	1,48
Estribo 1	-	0
Estribo 2	-	0

En la Figura 3 se presenta un diagrama ilustrativo del perfil del suelo con la línea de erosión marcada según lo analizado en el estudio hidrológico.

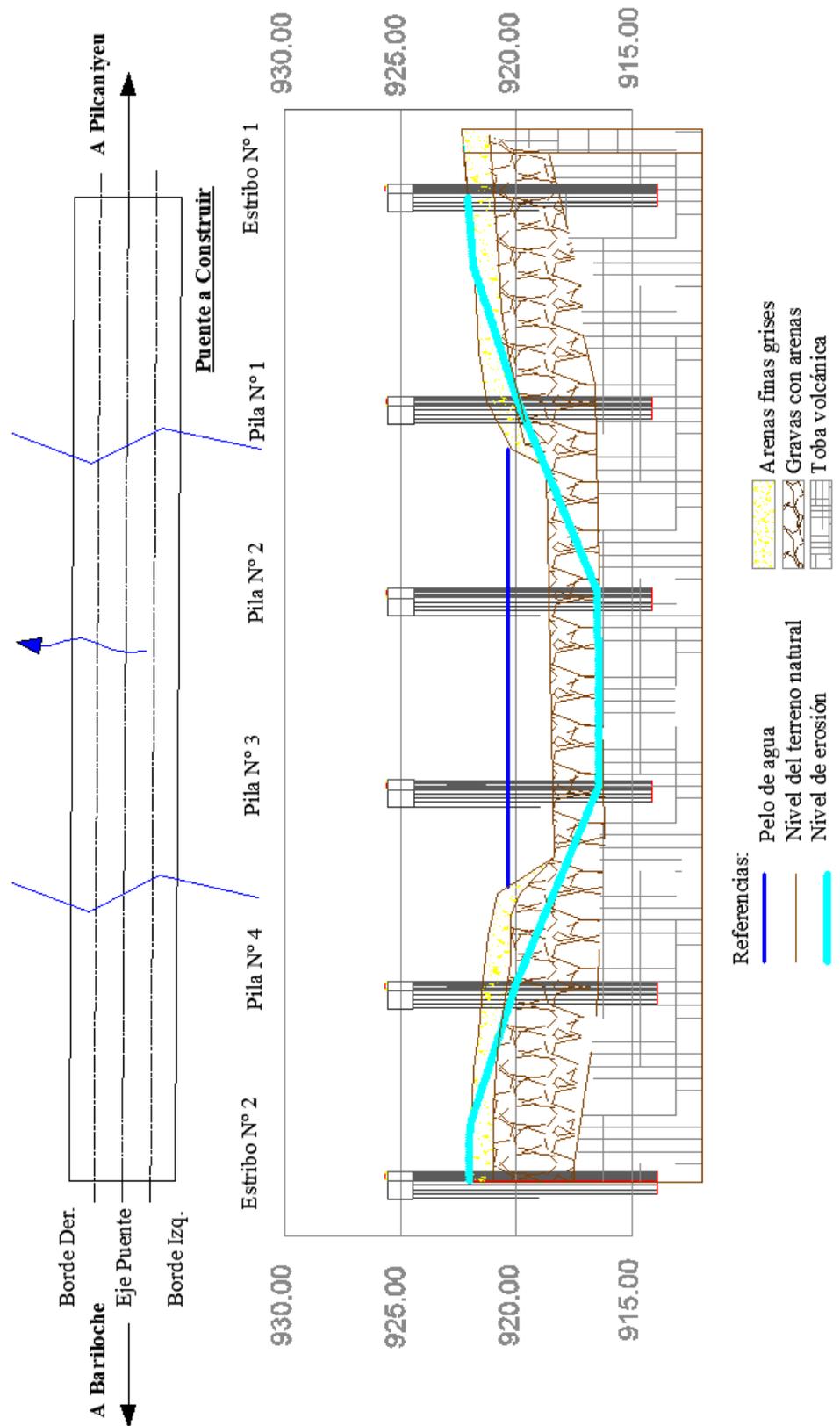


Figura 3: Esquema de erosión.

## 2.5 - Memoria Estructural del Puente

El objetivo de este análisis es resumir las características principales de la estructura, y obtener las cargas máximas de trabajo y última que la misma genera, para con ello diseñar la fundación.

El puente a construirse es de destino carretero, se definió que la estructura será aperticada y el tablero se construirá de hormigón pretensado. En este caso se trata de un puente con un radio de curvatura leve de aproximadamente 630 m (Figura 4).

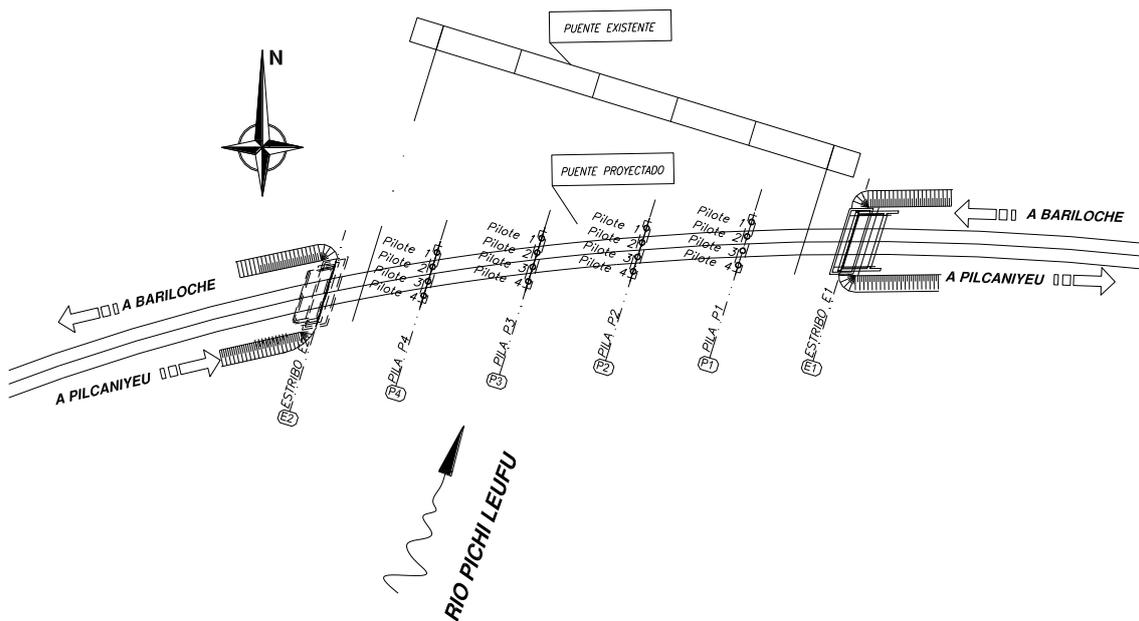


Figura 4: Esquema general del puente.

La superestructura se conforma por el tablero, vigas longitudinales y transversales. El tablero se compone por 5 luces parciales de longitud variable, entre 25.73 m y 25.99 m y dos voladizos, uno en cada extremo de 6.00 m aproximadamente, siendo la longitud total del puente de 128.95 m. La losa que conforman los voladizos tiene un espesor de 0.20 m. El ancho de calzada es de 13.90 m, con dos guardarruedas laterales de hormigón armado de 0.55 m, lo que hace un ancho total de 15 m, finalizando con defensas metálicas tipo *Flex Beam*. El puente, además posee juntas de dilatación elástica en los extremos y en todas las pilas.

El tablero apoya sobre 6 vigas longitudinales de hormigón premoldeadas y postensadas en obra de 1.35 m de altura, y apoyan sobre vigas transversales también postensadas de 1.00 m de altura.

La carpeta de rodamiento es de cemento asfáltico de 5 cm de espesor constante con desagües de calzada de caños de 100 mm de H<sup>0</sup>G<sup>0</sup> y desagües extremos. En la Figura 5 se presenta un esquema del tablero del puente.

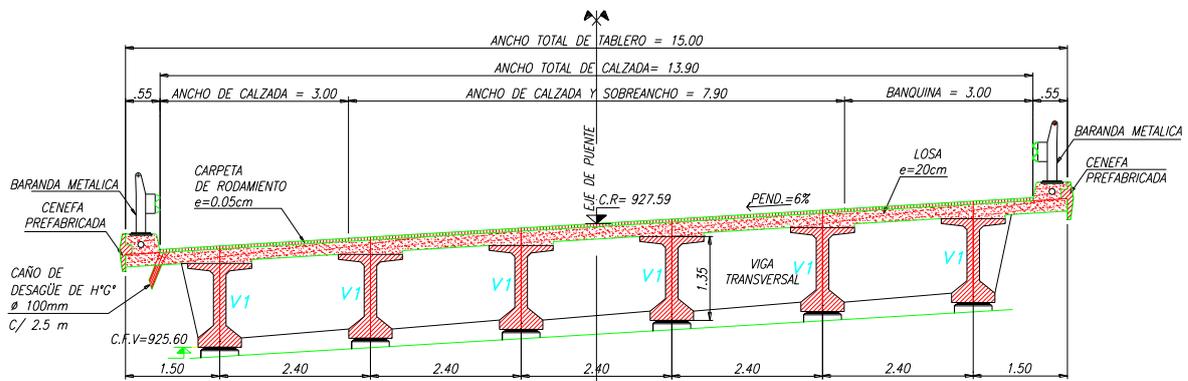


Figura 5: Esquema de la sección transversal de tablero.

El gálibo adoptado es de 4.18 m, donde la cota rasante del puente es de 927.59 m, la cota de fondo de viga es de 925.60 m y la cota máxima que el río puede alcanzar según el estudio hidráulico es de 921.13 m.

La superestructura está verificada según las acciones propuestas (para este ítem, solo verticales) en el Reglamento de Puentes de la D.N.V., que son:

- Peso Propio (Carga Estática).
- Sobrecarga Móvil (Carga Dinámica, sobre calzada y vereda), se usaron dos aplanadoras tipo A30.

Aplicando las combinaciones de estados de carga que ésta norma recomienda.

Además se realizó el análisis de tensión de postensado, en todas las vigas a postensar (longitudinales y transversales), teniendo en cuenta las pérdidas de carga de postensado de acuerdo a lo establecido en el CIRSOC 201 (pérdidas por retracción, por fluencia lenta, por relajación del acero y por deformación instantánea del hormigón).

La infraestructura está conformada por estribos y pilas que apoyan sobre pilotes cortos de 1.50 m de diámetro en todos los casos.

Los estribos son del tipo cerrado de gravedad con muros aletas, que contienen el terraplén de acceso al puente y sobre el que apoyan los tableros en voladizo. La fundación de los estribos está diseñada con 6 pilotes cortos de 1.50 m de diámetro, dos traseros y cuatro delanteros vinculados a la viga cabezal con forma de U con una sección de 2.00 m de ancho y 1.40 m de altura, y una riostra trasera de 0.80 m de ancho y 1.40 m de altura. Los muros aletas que contienen el terraplén de acceso tienen un espesor de 0.40 m.

En la Figura 6 se presenta un esquema de la planta de la estructura de los estribos, y en la Figura 7 un esquema en vista del mismo.

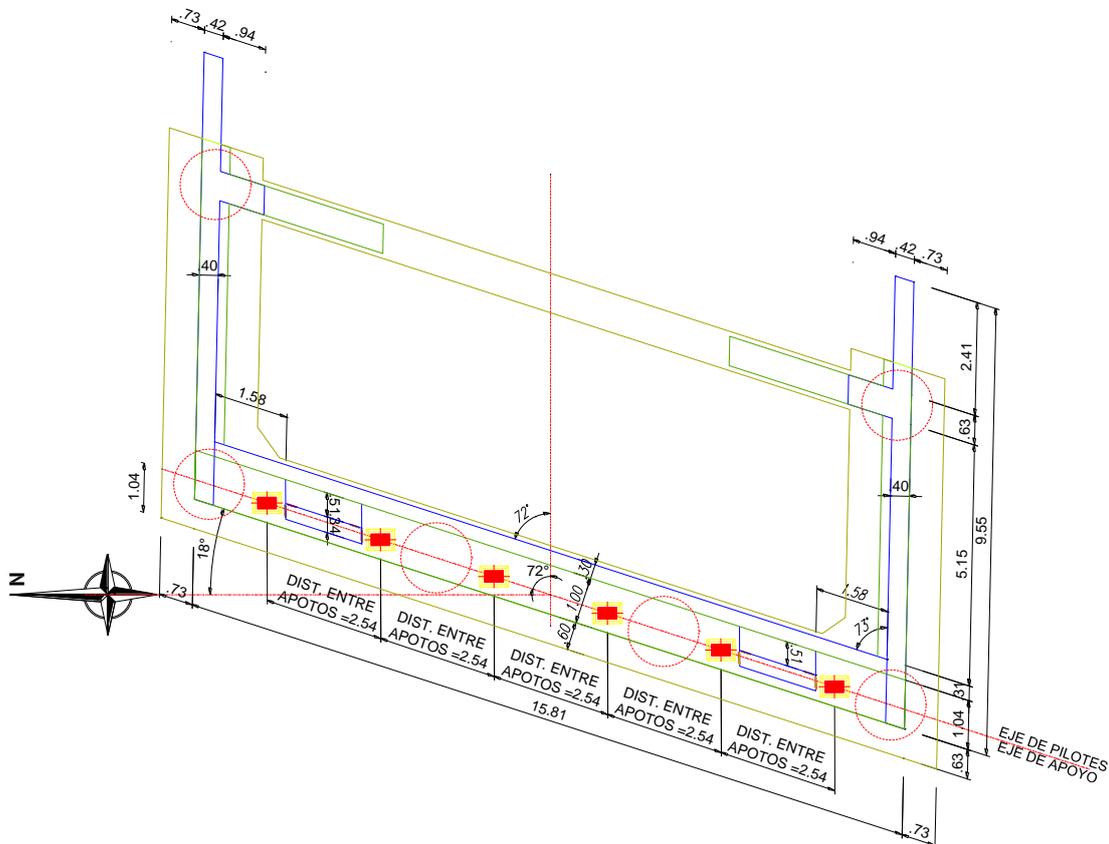


Figura 6: Esquema de la planta del estribo.

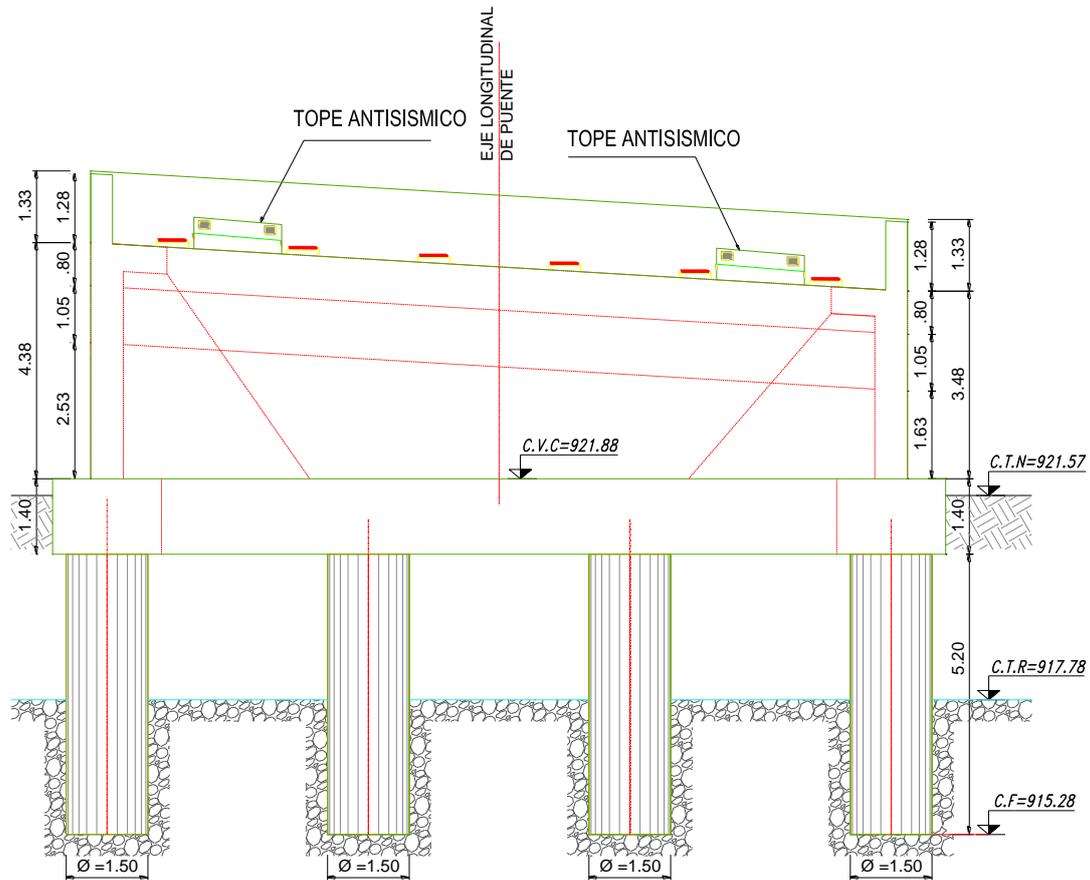


Figura 7: Esquema de vista del estribo.

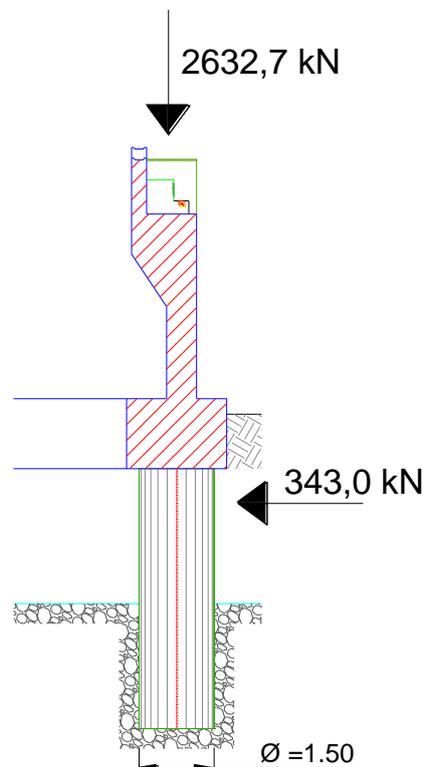
En el análisis de cargas sobre los estribos se analizan acciones verticales y horizontales con las combinaciones de cargas según recomendación de norma, las verticales incluyen:

- Cargas permanentes distribuidas (peso propio de losa, carpeta de rodamiento, vigas transversales concentradas, vigas longitudinales, baranda y defensas de H<sup>0</sup>A<sup>0</sup>).
- Cargas permanentes concentradas (vigas transversales extremas).
- Sobrecargas móviles distribuidas (multitud compacta en calzada y sobrecarga en vereda).
- Sobrecargas móviles concentradas (aplanadora tipo A30).
- Cargas de losas de aproximación.

En cuanto a las acciones horizontales:

- Fuerza de frenado (según reglamento de puentes DNV).
- Fuerza de viento (para puente vacío y cargado).
- Fuerza por movimientos lentos.
- Fuerza de sismo (según NNA 80, zona sísmica 2) en dirección longitudinal y transversal.
- Empuje del suelo (empuje activo y pasivo, ángulo de fricción  $36^\circ$  y  $\gamma_{\text{suelo}} = 19.0 \text{ kN/m}^3$ ).

Del análisis final se obtienen los esfuerzos resultantes. En la Figura 8 se presenta un esquema ilustrativo de las cargas más desfavorables, que en este caso actúan sobre el pilote delantero del estribo.



**Figura 8:** Esquema de cuerpo aislado, pilote delantero del estribo.

Las pilas se disponen de a grupos de cuatro con una separación de 2.54 m entre ejes, sobre las que apoyan las vigas transversales. Las mismas poseen un diámetro de 1.20 m y descargan sobre los respectivos pilotes 1.50 m de

diámetro. En la Figura 9 se presenta un esquema representativo de las pilas con todos sus elementos estructurales.

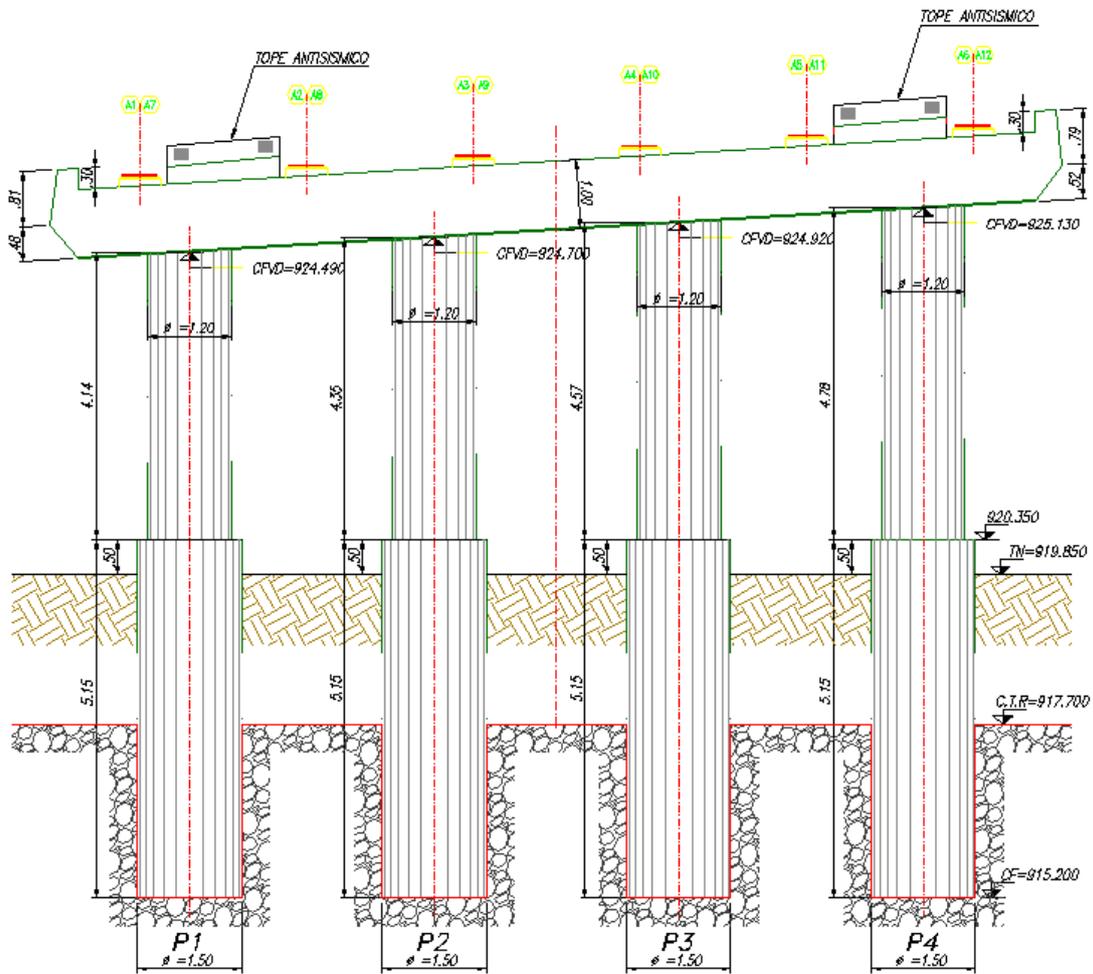
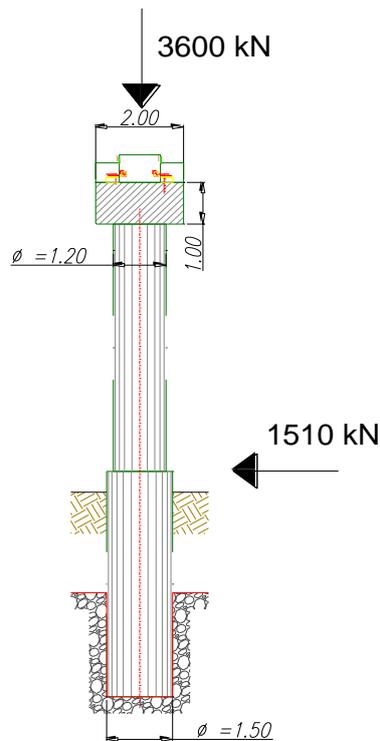


Figura 9: Esquema de pilas.

El análisis de cargas de las pilas incluyen las mismas acciones intervinientes en los estribos, solo que varían las magnitudes de las cargas que toma cada pila y por ende la carga que llega a los pilotes. El diagrama de cuerpo aislado resultante en este caso, y para la pila más solicitada es el presentado en la Figura 10.



**Figura 10:** Esquema de cuerpo aislado, pilote de estribo.

## 2.6 - Propuesta Inicial de Cimentación

En éste apartado se analiza la propuesta de fundación presentada por la empresa Zeballos Consultores de Ingeniería, se busca resumir el método empleado y definir las condiciones fijas y variables que van a intervenir en la elaboración de la segunda alternativa.

La propuesta de fundación se basa en los datos anteriores mencionados. A partir de pruebas in situ realizadas y del análisis de erosión se concluye que por la inestabilidad de los estratos superiores y la magnitud del caudal de agua, se debe descartar el uso de cimentación superficial debido a la erosión considerable del río. Asimismo, por razones económicas se descarta también el uso de sistemas de bombeo para la ejecución de las excavaciones de la fundación.

Se propone entonces el uso de pilotes cortos empotrados en la toba volcánica, ejecutados mediante un sistema de encamisado metálico el cual se lo introduce por acción dinámica mediante vibración en el manto aluvial hasta penetrar unos centímetros en el lecho de roca, para con ello garantizar una baja infiltración de

agua dentro de la camisa, y así poder perforar la roca mediante cinceles hasta obtener las dimensiones requeridas por el proyecto. Una vez logrado esto, se procede a bajar las armaduras y al posterior colado del hormigón.

Como la fundación se trata de pilotes embebidos (“*socketed piles*”) en roca, para la verificación de la capacidad de carga utilizaron los criterios reportados en las publicaciones de Rowe y Armitage (1987) y Pells (1990).

Rowe y Armitage (1987) proponen un procedimiento para definir los parámetros de diseño de pilas perforadas en roca blanda, tal como sería el caso a analizar en éste informe, donde se basa en el criterio de asentamientos teniendo en cuenta un factor de seguridad adecuado, ante la posibilidad de colapso. El artículo especifica los rangos de aplicabilidad del método, en los cuales se encuadra nuestro problema, definiendo así también que casos no deben ser aplicados por el método descripto.

Pells (1990), al igual que el artículo anterior, presenta un resumen de distintas publicaciones referidas a métodos y aportes al estudio de fundaciones con pilotes en roca. En este trabajo, habla de rocas en general sin especificar el caso de rocas blandas.

La resistencia al corte lateral, se la puede evaluar a partir de la clase de rugosidad superficial que posean las paredes de la perforación para el pilote, para lo cual se utilizó la clasificación de rugosidad propuesta por Pells (1980).

**Tabla 3:** Clasificación de rugosidad (luego de Pells 1980).

Clase de Rugosidad	Descripción
R1	Excavación lisa y plana en sus lados, con ranuras o hendiduras de profundidad menor a 1.00 mm.
R2	Ranuras de profundidad de 1 a 4 mm, de ancho mayor a 2 mm y espaciado entre 50 a 200 mm.
R3	Ranuras de profundidad de 4 a 10 mm, de ancho mayor a 5 mm y espaciado entre 50 a 200 mm.
R4	Ranuras u ondulaciones de profundidad mayores a 10 mm, de ancho mayor a 10 mm y espaciado entre 50 a 200 mm.

Entonces la resistencia al corte en la interfaz roca-hormigón ( $\bar{\tau}$ ) se obtiene a partir de las siguientes expresiones:

$$\bar{\tau} = 0.45\sqrt{\sigma_c} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Para excavaciones limpias regulares de rugosidad R1, R2 o R3.

$$\bar{\tau} = 0.6\sqrt{\sigma_c} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Para rugosidades limpias tipo R4.

Donde  $\bar{\tau}$  es la resistencia estimada al corte lateral [MPa] y  $\sigma_c$  es la tensión de compresión promedio simple de la roca en [MPa].

En éste caso la excavación para el pilote se asume con una rugosidad tipo R2. Teniendo en cuenta los ensayos ejecutados por Consultores de Ingeniería Mediterránea sobre las muestras de tobas volcánicas, se determinó que la roca tiene una resistencia a la compresión simple de:

$$\sigma_c = 5.00 \text{ MPa}$$

A partir de la Ec.2.6.1, se define la resistencia al corte lateral:

$$\bar{\tau} = 1.01 \text{ MPa}$$

Además, el método asigna distintos factores de reducción para el valor de resistencia al corte, en función de la probabilidad de superar el asentamiento de diseño, en éste caso se usa un factor de reducción de 0.3, y además se le aplica un factor de reducción de 0.7 que tienen en cuenta la dispersión de resultados. Quedando finalmente un valor de resistencia al corte de diseño:

$$\tau_d = 0,21 \text{ Mpa (para 50\% de sobrecarga máxima)}$$

Lo cual implica un factor de seguridad global de 4.80. Este valor se utiliza para la verificación de cargas de servicio (considerando el 50% de la sobrecarga máxima de diseño) o combinaciones de carga sin sismo, debido a que la probabilidad de ocurrencia son altas.

Para las combinaciones de carga con la máxima sobrecarga de diseño (100%) o combinaciones de carga con sismo, se utiliza un factor de seguridad menor de 3 debido a la menor probabilidad de ocurrencia, por lo cual el valor de resistencia al corte tangencia a utilizar es de:

$$\tau_d = 0,33 \text{ Mpa (para 100\% de sobrecarga máxima)}$$

La resistencia de la punta del pilote, se determina teniendo en cuenta nuevamente las publicaciones citadas donde luego de distintos ensayos se concluye que para fundaciones de pilotes en roca blanda ( $\sigma_c \leq 30 \text{ MPa}$ ), donde:

- La base del pilote esté al menos un diámetro introducida dentro de la roca.
- La roca que esta hasta un diámetro por debajo de la base del pilote, debe estar intacta o fuertemente unida, teniendo una compresión uniaxial promedio de  $\sigma_c$ .
- No existen cavidades o vanos por debajo del pilote.

Si se cumplen tales condiciones se ve adecuado tomar como resistencia de punta un valor proporcional a  $\sigma_c$ , en este caso:

$$q_{bmin} = \sigma_c \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$q_{bmax} = 2,5 \sigma_c \quad (\text{Ec. 2.4})$$

En el caso de análisis, entra dentro de las consideraciones anteriores, se define entonces como resistencia de punta siguiendo la Ec. 2.6.3 como:

$$q_b = 5 \text{ MPa}$$

Nuevamente se aplican factores de seguridad de manera tal de reducir las deformaciones, y de mantener el sistema en el campo elástico, con los mismos criterios dichos anteriormente, las resistencias de diseño quedan:

$$q_d = 1,00 \text{ Mpa (para 50\% de sobrecarga máxima, FS = 5).}$$

$$q_d = 1,67 \text{ Mpa (para 100\% de sobrecarga máxima, FS = 3).}$$

### Verificación de Cargas Verticales

Con las capacidades friccionales y de punta unitaria se evaluó la capacidad geotécnica del pilote, teniendo en cuenta que el diámetro del mismo es de 1.50 m, se va a empotrar 2.50 m en la roca, pero se descartan los primeros 0.50 m del pilote en contacto con la roca por posibles daños que puede sufrir este tramo debido a los métodos de excavación. Queda la siguiente tabla resumen:

**Tabla 4:** Resumen de capacidades de carga de Diseño y Última para pilotes de 1.5m de diámetro empotrados 2.5m en el estrato de tobas volcánicas.

	<b>Carga de Diseño</b>	<b>Carga Última</b>
Resistencia de Punta ( $q_d$ )	1000 [kPa]	1670 [kPa]
Resistencia de Fuste ( $\tau_d$ )	210 [kPa]	330 [kPa]
Capacidad Lateral del Fuste	1980 [kN]	3110 [kN]
Capacidad de Punta	1770 [kN]	2950 [kN]
Capacidad Geotécnica Total	3750 [kN]	6060 [kN]
Solicitud Última	3270 [kN]	3600 [kN]

**Nota:** el peso de los pilotes se incluyó en el análisis de cargas por lo que está incluido en la solicitud última.

Se puede ver que en ambos casos que, para el diámetro de pilotes propuesto y profundidad de penetración de los pilotes en el manto de tobas, las capacidades geotécnicas de servicio y última obtenidas son mayores a la cargas demandadas obtenidas del análisis estructural del puente. Por lo tanto verifica.

### Verificación de Cargas Horizontales

Para este caso se utilizó un modelo numérico representando la interacción suelo roca mediante resortes elásticos, para las mismas combinaciones de cargas utilizadas en el informe de la estructura del puente. Se obtiene que la combinación que incluye viento con el puente cargado y sobrecarga móvil, es la que mayor tensión lateral genera, siendo ésta de 280 kPa, y para la combinación de carga que incluye sismo, la tensión máxima de contacto lateral es 620 kPa. Teniendo en cuenta lo analizado en el punto anterior, se tiene que las tensiones admisibles de contacto, según las distintas combinaciones de cargas, son de 1000 kPa y de 167 kPa, ambas resistencias son mayores que la sollicitación máxima calculada, por ende verifica. Se verifica con esto que la longitud de empotramiento de 2.50 m en la roca es la adecuada.

En conclusión, la primera alternativa de fundación es el uso de pilotes cortos de 1.50 m de diámetro, empotrados 2.50 m. en la toba volcánica.

## 2.7 - Ensayos Disponibles

Los datos proporcionados por Vialidad corresponden a ensayos de compactación (proctor) y de identificación (granulometría y límites de Atterberg) de la ceniza volcánica. Por parte, la empresa Zeballos Consultores de Ingeniería contrató la ejecución de dos ensayos de compresión triaxial (CD) al Laboratorio de Geotecnia de la FCEFyN de la UNC. A continuación, se presentan un resumen de los resultados.

### 2.7.1 – Ensayos Presentados por Vialidad

- Análisis Granulométrico por Tamizado, se resume en la Tabla 5.

**Tabla 5:** Análisis granulométrico por tamizado.

Tamiz	3/4"	3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200
Pasa (%)	100,0%	99,3%	98,1%	96,3%	90,1%	51,8%

- Límites de Atterberg:

$$LL = 51.4$$

$$LP = \text{No Plástico}$$

- Ensayo de Compactación Proctor:

$$\delta_{\text{máx}} = 1.26 \text{ gr/cm}^3$$

$$H_{\text{ópt}} = 30.3\%$$

### 2.7.2 - Ensayos Presentados por Zeballos Consultores, ejecutados en el Laboratorio de Geotecnia de la UNC

Se ejecutaron dos ensayos triaxiales en condición drenada con las muestras saturadas, ambos con tres saltos escalonados de carga (50 kPa, 100 kPa y 150 kPa), para las densidades 1.25 gr/cm<sup>3</sup> (condición densa) y 1.14 gr/cm<sup>3</sup> (condición suelta).

En el caso de la muestra suelta se puede observar una respuesta contractiva, mientras que para la muestra densa la respuesta es dilatativa. Las curvas tensión-deformación obtenidas en los ensayos triaxiales CD se presentan en la Figura 11.

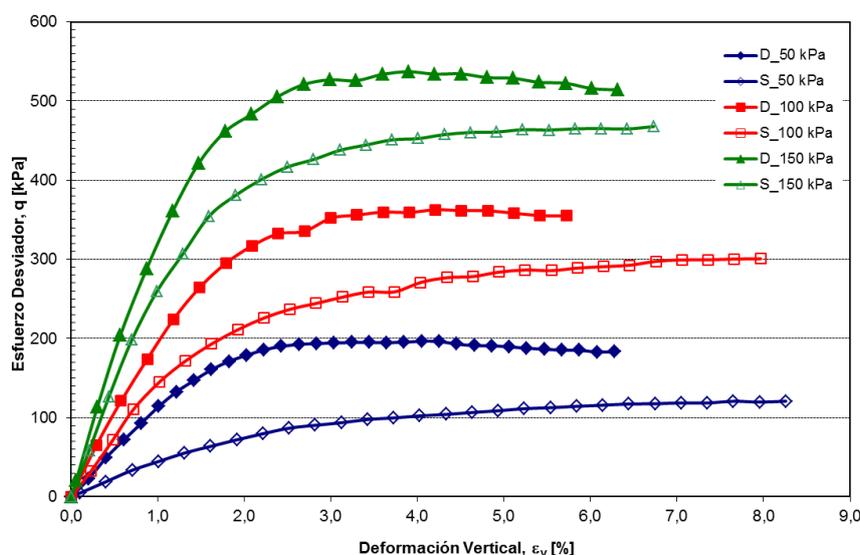


Figura 11: Curvas Tensión-Deformación obtenidas en los dos ensayos de compresión triaxial (CD).

En la Tabla 6 se presenta un resumen de los parámetros de resistencia al corte obtenidos a partir de los dos ensayos triaxiales.

Tabla 6: Resumen de parámetros obtenidos en los dos ensayos triaxiales (CD).

Muestra	Densidad [kN/m <sup>3</sup> ]	Ángulo de fricción [°]	Cohesión [kPa]
Suelo Denso	12.5	39	7
Suelo Suelto	11.4	39	0

## 2.8 - Síntesis de Datos y Conclusión

Respecto a la estructura se puede resumir como aspectos más importantes que las pilas centrales son las más comprometidas, debido a que son las de mayor sollicitación (3600 kN) y a su vez poseen una erosión significativa que llega hasta el estrato de tobas, por lo cual no se tienen en cuenta los estratos superiores a las tobas para los cálculos de resistencia.

En una primera instancia se puede concluir que el estrato de cenizas volcánicas, se trata de un suelo con comportamiento similar a las arenas limosas, de baja plasticidad y baja densidad (máxima de  $12.5 \text{ kN/m}^3$ , humedad óptima 30%). Por otro lado las tobas volcánicas se las puede considerar dentro de la categoría de rocas blandas, de baja resistencia a la compresión simple.

En cuanto a la propuesta inicial, se tienen en cuenta los procedimientos de cálculos utilizados para la verificación de resistencia de fuste, que intervendrán en el análisis posterior.

## CAPITULO 3

### Ensayos de Laboratorio

#### 3.1 - Introducción

En este capítulo se describe la experiencia adquirida durante la ejecución de esta práctica supervisada en el Laboratorio de Geotecnia, de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, donde se ejecutaron los procedimientos vistos durante el cursado de la carrera así como se agregaron nuevos. El objetivo de esta etapa es obtener aquellos datos faltantes sobre los estratos del perfil geotécnico, para poder proceder con el análisis de la alternativa de fundación, y asimismo reforzar los datos existentes debido a que se trata de un suelo poco estudiado de comportamiento peculiar.

Los ensayos realizados se dividen en ensayos de identificación, de resistencia y de deformabilidad. Los primeros tienen el fin de encuadrar el suelo dentro de un grupo con comportamientos similares, los demás son para especificar el comportamiento mecánico y deformacional de los estratos ante distintos estados de carga. Los materiales ensayados fueron una toba volcánica y una arena de cenizas volcánicas. En el caso de las cenizas volcánicas, se ejecutaron los tres tipos de ensayos, en cambio a la toba sólo se realizaron los ensayos de resistencia para completar los datos.

#### 3.2 - Ensayos de Identificación

Los ensayos de identificación realizados sobre las cenizas volcánicas fueron análisis granulométrico, límites de Atterberg, gravedad específica y superficie específica. Si bien a los fines prácticos para completar los datos obtenidos en los antecedentes y proceder con el análisis de la alternativa, de los ensayos de identificación sólo es necesario el valor de gravedad específica, asimismo se ejecutaron los demás ensayos mencionados con el objeto de respaldar la información existente, y dar un mayor aporte ya que se trata de un suelo poco estudiado. A continuación se desarrollan los procedimientos de cada uno de los ensayos.

### 3.2.1 - Análisis Granulométrico

Este ensayo permite definir la distribución granulométrica que posee el suelo objeto de estudio. La curva granulométrica completa se obtiene según lo especificado por la norma ASTM D421 por tamizado del material grueso y ASTM D422 por medio del método del hidrómetro para el material fino (pasante del tamiz IRAM N°200).

En el caso del material grueso se tomó una muestra representativa de 500 gr. (secada a horno durante 24 hs previas) y se desarmaron los gránulos utilizando un mortero de cerámica. A continuación se hizo pasar el material por los tamices especificados por norma, colocados en orden de mayor diámetro a menor. Por otro lado al material retenido por el tamiz 200 se lo tamizó por vía húmeda.

Para el método del hidrómetro se utilizaron 50 gr. del suelo (pasante tamiz 200, secado a horno) y como agente dispersante el hexametáfosfato de sodio ( $\text{NaPO}_3$ ).

En la Figura 12 se grafican los resultados obtenidos del ensayo de análisis granulométrico por tamizado y por hidrómetro.

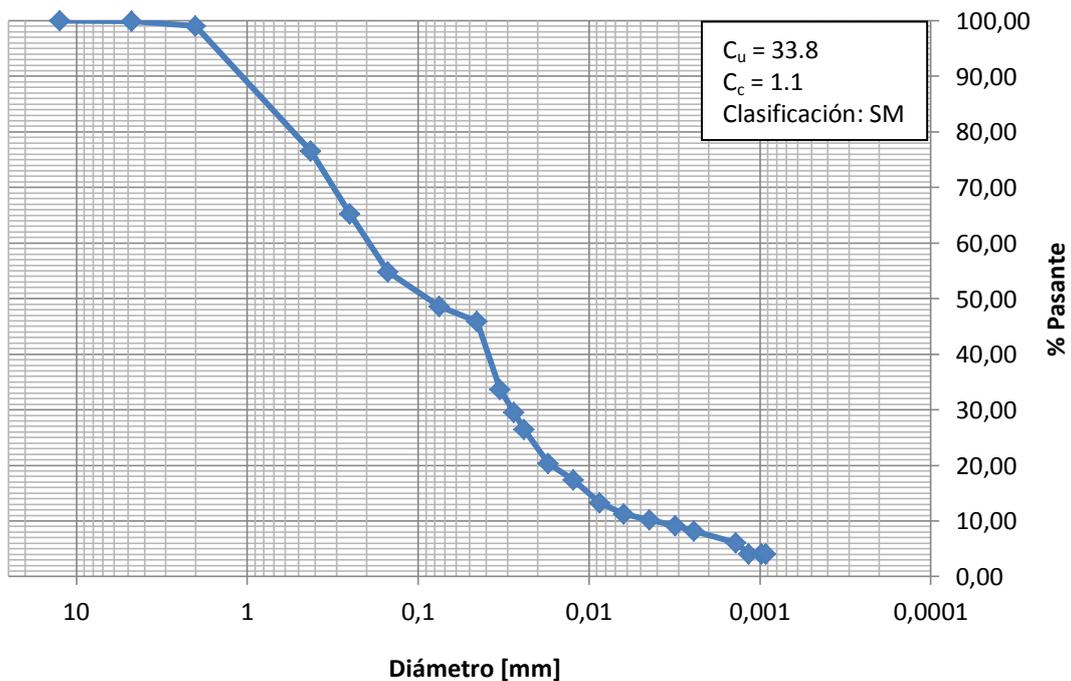


Figura 12: Curva granulométrica de la muestra de cenizas volcánicas arenosas.

A partir de los resultados del análisis granulométrico se clasifica a este estrato como arenas limosas bien graduadas (SM).

### 3.2.2 - Gravedad Específica ( $G_s$ )

Este parámetro interviene en gran parte de los cálculos gravimétricos y volumétricos posteriores. Se ejecutaron cuatro ensayos siguiendo la norma ASTM D854 donde el valor promedio de cuatro mediciones obtenido fue:

$$G_s = 2.56$$

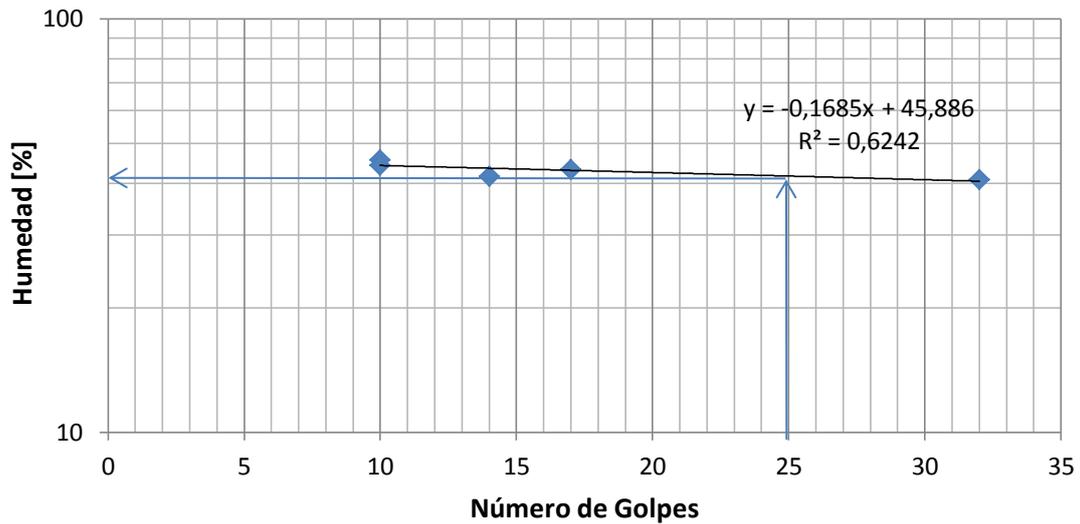
### 3.2.3 - Límites de Atterberg

Estos parámetros sirven para definir los distintos estados en los que se puede encontrar un suelo fino en función de sus propias características y del contenido de agua que posea. También da una medida de la resistencia al corte de un suelo para determinado contenido de humedad.

Para definir los límites de Atterberg se utilizaron dos técnicas, las clásicas propuestas por Casagrande (según lo especificado en la norma ASTM D4318) y otra metodología, el Método de la Caída del Cono, para comparar valores.

- **Método Casagrande**

Debido al elevado contenido de arenas del suelo el Límite Líquido resultó difícil de determinar. Para, realizar este ensayo se prepararon varias muestras con distintos contenidos de agua y se dejó humectar el material en cámara húmeda durante 24 hs previo al ensayo. En la Figura 13 se presenta la gráfica obtenida para establecer el límite líquido de la ceniza volcánica.



**Figura 13:** Resultado del ensayo de límite líquido obtenido aplicando el método del cascador de Casagrande.

El valor final obtenido de límite líquido es de:

$$\mathbf{LL = 40,5\%}$$

El límite plástico no pudo ser definido por el método que propone Casagrande debido al alto contenido de arenas de la ceniza volcánica no permitió formar rolitos, por lo tanto se asume indefinido (suelo no plástico).

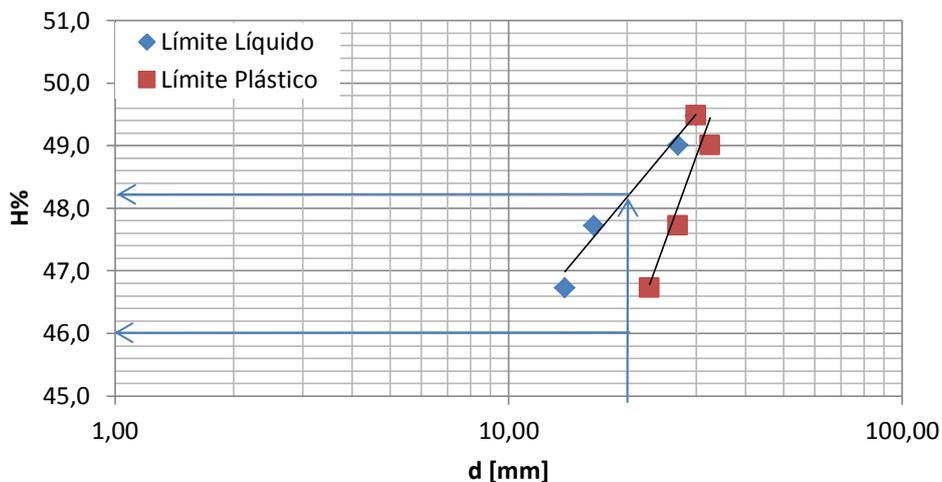
- **Método del Cono**

Para realizar este método se prosiguió según los procedimientos adoptados por Van de Velde (2012). El límite líquido y límite plástico será aquella humedad correspondiente a una penetración del cono correspondiente de 20 mm, lo cual se puede obtener a partir de las líneas de ajuste de los puntos establecidos.

Para proceder con el método del cono, se prepararon siete muestras con porcentajes de humedad próximos al límite líquido (teniendo como referencia el dato obtenido por el método de Casagrande). Para cada una de las muestras se le ensayaron ambos límites, para lo cual se colocó un porción en una cápsula de plástico de manera tal de ocupar toda la cavidad. A continuación, se

armó el aparato con el peso correspondiente según el límite a ensayar. Para el caso del límite líquido, se colocó la punta del cono de masa de 31.81 gr y una pesa de 49.71 gr de masa. Para medir el límite plástico se cambió la pesa por una de 100.43 gr de masa tal como lo estipula el método. Una vez armado el dispositivo con el peso adecuado se colocó la cápsula con la muestra de suelo en el dispositivo y se dejó caer el cono en caída libre sobre ésta, se tomó lectura de la penetración y luego de retirar el cono se tomó una muestra representativa de suelo del área de penetración, para determinar el contenido de humedad gravimétrica.

Los valores obtenidos por éste método deben generar dos rectas paralelas, una para cada peso de cono, a partir de las cuales se pueden obtener los límites. En la Figura 14 se muestran las gráficas obtenidas para la ceniza volcánica.



**Figura 14:** Resultados del ensayo de límite líquido utilizando el método de caída del cono.

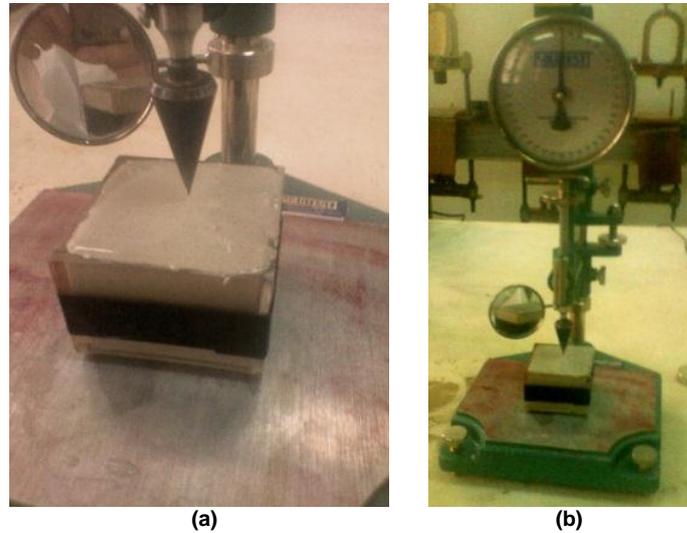
Los valores obtenidos por éste método son:

$$\mathbf{LL = 48.2\%}$$

$$\mathbf{LP = 46.0\%}$$

Se puede apreciar que las líneas no son paralelas entre ellas, y que los valores difieren respecto a los obtenidos por el método Casagrande. Se infiere que esto

es así debido a que el método ha sido desarrollado y ajustado para suelos arcillosos, y en el caso de estudio predominan las arenas en comportamiento, lo que no hace efectivo el método. En la Figura 15 se presentan dos fotografías esquematizando el ensayo de caída del cono.



**Figura 15:** **a)** Colocación de la cápsula con muestra de suelo en el dispositivo, **b)** Dispositivo de ensayo método del cono

### 3.2.4 - Superficie Específica

La superficie específica se define como la relación entre la cantidad de superficie de partículas por unidad de masa o volumen. Esta propiedad, depende del tamaño y forma de las partículas. Estas características influyen en las propiedades físico-químicas del material, como la adsorción de agua, forma de la partícula, capacidad de intercambio catiónico, etc.

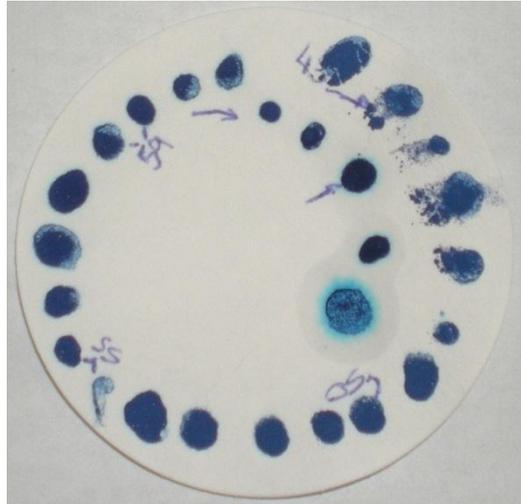
Para definirla se procedió según lo establecido por Santamarina *et al.* (2002), por medio del método de adsorción del azul de metileno.

Para la ceniza volcánica el número de incrementos fue de 64, lo que da un valor de superficie específica de:

$$S_e = 39.15 \text{ m}^2/\text{gr.}$$

Del dato de superficie específica se obtiene empíricamente el límite líquido asociado (Santamarina *et al.*, 2002), el que da **LL = 40.6%**, valor muy próximo al obtenido por el método de Casagrande.

En la Figura 16 se puede ver la progresión de gotas con incrementos de solución de azul de metileno, en éste caso se continuó con dos incrementos más para obtener una gota completamente difusa. Se puede notar como la gota señalada ya posee una aureola marcada a su alrededor a diferencia de las anteriores. A demás se puede notar que a medida que las gotas se secaban el material se desintegraba (primeras gotas) con leves movimientos, lo que se da por las características arenosas de la muestra.



**Figura 16:** Resultado del ensayo de superficie específica.

### 3.2.5 - Clasificación

La ceniza volcánica es un suelo tipo SM (Arenas limosas bien graduadas, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con un porcentaje de finos pasantes por el tamiz IRAM N° 200 del 48.6%, un límite líquido de 40.5% y no plástico. La superficie específica de este material ronda los 39.15 m<sup>2</sup>/gr.

Dentro de la clasificación de suelos para subrasantes establecida por Vialidad de la Nación (Sistema H.R.B.), las cenizas volcánicas arenosas entran en los suelos tipo A5, suelos limosos de comportamiento regular a pobre para subrasante.

### **3.3 - Ensayos de Deformabilidad**

Con estos ensayos se busca determinar parámetros que permitan establecer una relación entre la variación de relación de vacíos y la carga aplicada al suelo, para poder definir luego la magnitud de los asentamientos. En el presente trabajo se realizaron ensayos de compresión confinada en edómetros. A continuación se explican brevemente los mismos.

#### **3.3.1 - Compresión Unidimensional en Edómetro**

Estos ensayos fueron ejecutados para la ceniza volcánica siguiendo la norma ASTM 2435. El fin es obtener el comportamiento del suelo ante la acción de cargas verticales.

En todos los casos se utilizó el sistema con anillo flotante. Al tener suelos de características arenosas y sin cementación, la preparación de las muestras se realizó dentro del anillo mediante la compactación del suelo con la humedad óptima (obtenida del ensayo Próctor). En este trabajo se utilizaron tres pesos unitarios secos distintos ( $11.3 \text{ kN/m}^3$ ,  $12.0 \text{ kN/m}^3$  y  $12.5 \text{ kN/m}^3$ ), al ser desconocidas las condiciones in situ. Para todos los casos se realizaron seis incrementos de carga (28 kPa, 55 kPa, 106 kPa, 217 kPa, 423 kPa y 856 kPa). Cada incremento se mantuvo hasta obtener el 100% de la compresión primaria.

En el caso de estudio, los saltos de carga se realizaron en tiempos reducidos de 32 minutos, ya que la estabilización de las deformaciones era rápida. Nuevamente se infiere que esto es debido a que predomina el comportamiento de la fracción gruesa sobre la fina en las cenizas volcánicas, por lo tanto tienen asentamientos instantáneos similares a los de las arenas.

En la Figura 17 presentan las curvas de compresibilidad obtenidas para las tres muestras ensayadas con diferentes pesos unitarios secos.

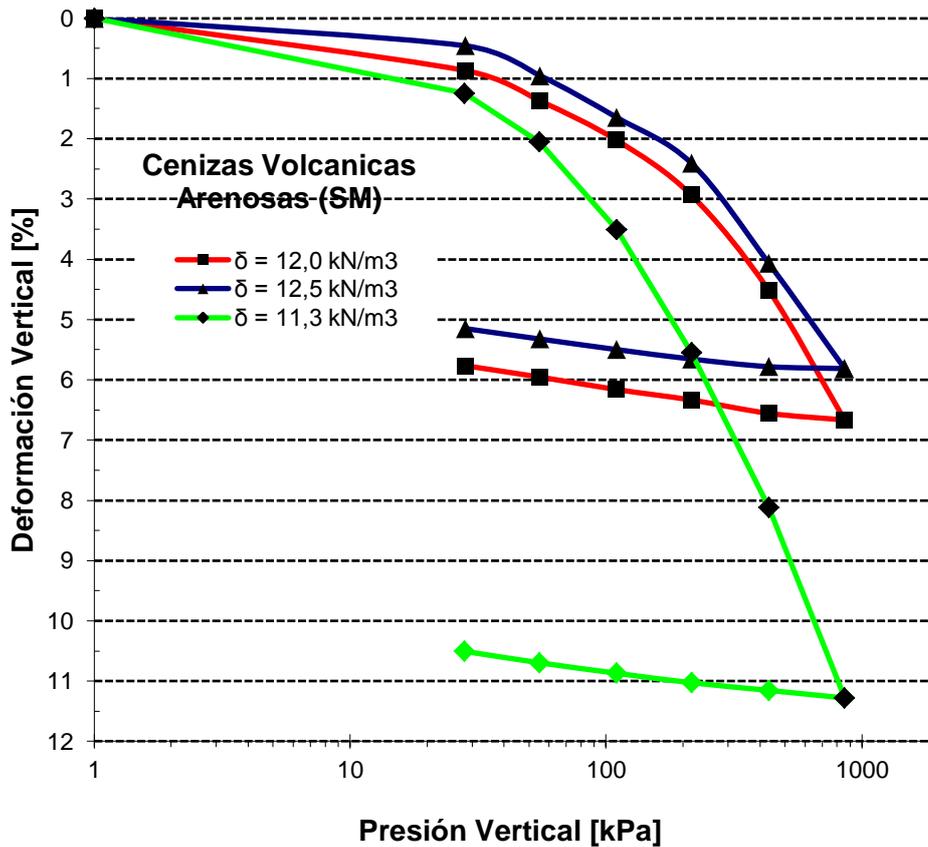
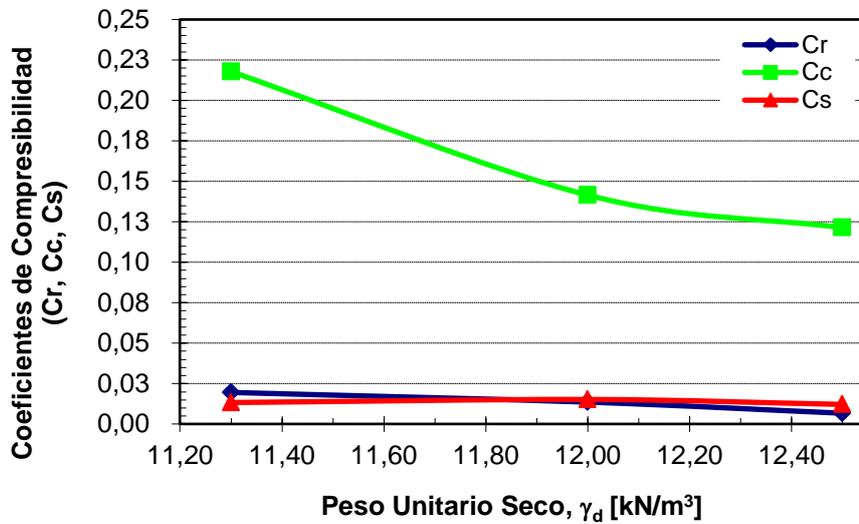


Figura 17: Resumen de curvas de compresibilidad.

En todas las curvas se pueden ver claras las etapas de recomposición, el tramo virgen y la descarga. Se obtuvo que para el peso unitario seco de  $11,3 \text{ kN/m}^3$  la presión de fluencia es de  $85 \text{ kPa}$ , para la el caso de  $12,0 \text{ kN/m}^3$  es de  $156 \text{ kPa}$  y finalmente para  $12,5 \text{ kN/m}^3$  la presión de fluencia es de  $137 \text{ kPa}$ .

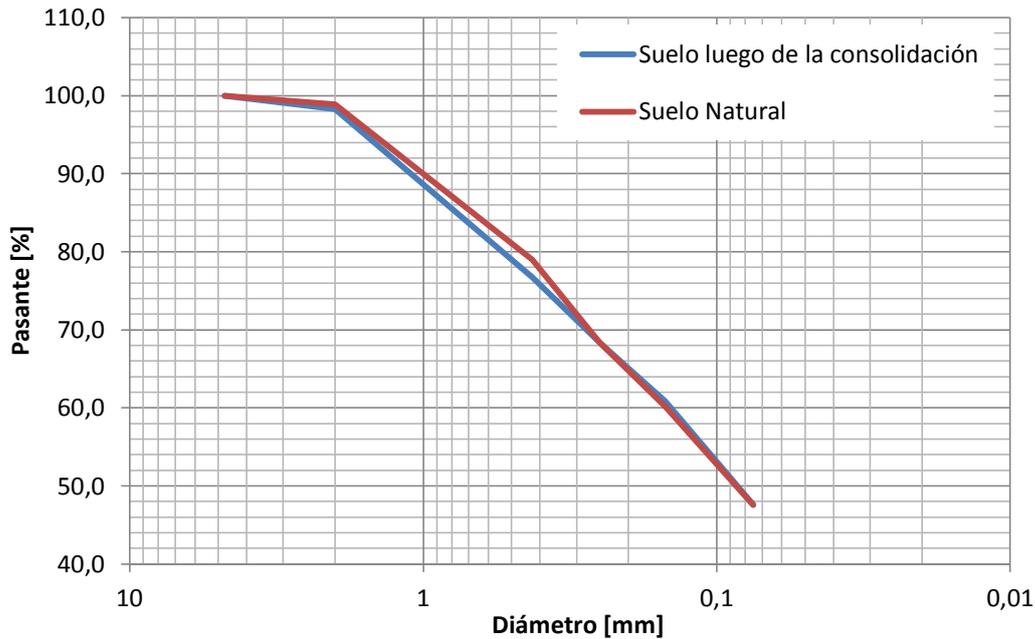
En la Figura 18 se presentan las gráficas de variación de los coeficientes de deformabilidad (pendientes de las distintas rectas características del ensayo,  $C_r$ ,  $C_c$  y  $C_s$ ) con el peso unitario seco. Del análisis de las figuras 17 y 18 se aprecia que la respuesta de la muestra suelta es casi el doble del de las muestras mediana y densa, lo cual se hace evidente también en las curvas de los coeficientes de compresibilidad. No así en las curvas de los índices de recomposición y de expansión, lo cual se puede asumir que la densidad no influye en éstos. Las diferencias entre los coeficientes de compresión de las muestras suelta y mediana son mucho mayores que las diferencias entre los índices de compresión de las muestras mediana y densa. Esto es debido a que la mayor compresibilidad de la muestra suelta se rige por la fracción fina del

suelo, en lugar de la compresibilidad inferior del medio de especímenes densos se rige por la fracción gruesa.



**Figura 18:** Resumen de coeficientes de compresibilidad para los pesos unitarios secos ensayados.

Para verificar la resistencia de las partículas, es decir si existía rotura de las partículas gruesas en el proceso de consolidación, se generó una curva granulométrica de una muestra a ser ensayada a compresión confinada, antes y después del ensayo, para verificar si había modificaciones de la misma. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 19. Se puede apreciar que las curvas muy semejantes, por lo tanto se infiere que no hay destrucción de la fracción gruesa.



**Figura 19:** Curvas de ensayo de granulometría por tamizado. Verificación de la existencia de rotura de partículas para el mismo suelo antes y después de ser ensayado a compresión edométrica.

### 3.4 - Ensayos de Resistencia

El objetivo de estos ensayos es determinar los parámetros de resistencia mecánica de los materiales que conforman los estratos presentes en el perfil de suelos del sitio bajo estudio. Sobre las cenizas volcánicas se realizaron ensayos de corte directo, con distintas interfaces (Suelo-Suelo, Suelo-Hormigón Liso y Suelo-Hormigón Rugoso). En el caso de la toba volcánica se realizaron ensayos de compresión simple no confinada y ensayos de corte directo también con distintas interfaces (Roca-Hormigón Liso y Roca-Hormigón Rugoso).

Las muestras disponibles de ceniza volcánica corresponden a suelos alterados, y en el caso de la toba se posee una muestra inalterada (bloque de roca) de la que se le extrajeron testigos para realizar los posteriores ensayos.

#### 3.4.1 - Compresión Simple en Tobas Volcánicas

La extracción de testigos, los ensayos de compresión simple sobre roca así como parte del procedimiento de preparación de las muestras para ensayos de corte, se hacen con colaboración del laboratorio de Estructuras de la Facultad de Ciencias Físicas Exactas y Naturales.

Previo a la extracción de los testigos, por recomendación del Profesor Geólogo Néstor Vendramini, se generó un molón de hormigón para confinar la muestra con el objetivo de facilitar la obtención de testigos y evitar la destrucción de la toba con el procedimiento mismo de extracción, consiguiendo con ello una mayor cantidad de testigos con la menor alteración posible.

Para ejecutar el molón se generó un molde de madera con forma de cajón sin tapa, de medidas tales que contuviesen la muestra de roca y que permitan el colado del hormigón alrededor de la misma. A continuación, se colocó la roca en el centro del cajón, se coló el pastón de hormigón pobre y se dejó con condiciones de humedad adecuadas para permitir el adecuado curado del hormigón. En la Figura 20 se presenta una fotografía de la muestra de la toba confinada por el molón de hormigón.



**Figura 20:** Muestra de toba volcánica confinada en el molón de hormigón.

Para la extracción de los testigos se utilizó un saca-muestras mecánico (perforadora con broca hueca de 46 mm. de diámetro dentada con dientes diamantados) que se lo hizo trabajar con agua para facilitar el corte. Para ello se fijó la máquina en un dado de hormigón de mayor altura que el molón. En la Figura 21 se presenta una fotografía del dispositivo preparado para la extracción de los testigos.



**Figura 21:** Perforadora fijada al dado de hormigón, colocada sobre el molón de hormigón con muestra de toba volcánica.

Con todas estas precauciones se pudieron extraer 5 muestras, de las cuales 4 tenían las dimensiones adecuadas para ejecutar los ensayos de compresión simple (relación altura-diámetro de 2:1), y la restante fue utilizada para preparar los testigos a ser ensayados a corte directo en interfaces de hormigón con roca. En la Figura 22 se presenta una foto de la muestra de roca luego de la extracción de los testigos. Asimismo, en la Figura 23 se presenta una imagen de los testigos extraídos.



**Figura 22:** Muestra de toba volcánica luego de la extracción de testigos.



**Figura 23:** Muestra de toba volcánica luego de la extracción de testigos.

A continuación se procedió a recortar y preparar las muestras con las dimensiones adecuadas para los ensayos de compresión simple a los fines darle la relación altura-diámetro mínima requerida. Previo a cortar las muestras se las envolvió en cinta adhesiva para evitar el desgranamiento de las mismas por la operación (Figura 24). Para el corte se utilizó una máquina de con discos de corte diamantados, que nuevamente se los hizo trabajar con agua para facilitar la operación (Figura 25).



**Figura 24:** Encintado de los testigos previo a ser cortados.



**Figura 25:** Testigo colocado en la prensa para ser cortado con el disco.

Tanto para la extracción de testigos como para la preparación de los mismos previo a ejecutar los ensayos de compresión simple se realizaron bajo las especificaciones de la norma ASTM D4543.

Por otro lado, la empresa Consultora de Ingeniería Mediterránea proporcionó resultados de este ensayo sobre muestras extraídas como parte del estudio geotécnico ejecutado. Las resistencias obtenidas fueron de 5.36 MPa y 12.8 MPa. Lo cual muestra una dispersión alta de los mismos.

A partir de los testigos extraídos de la muestra de toba volcánica en este trabajo, se ejecutaron cuatro ensayos de compresión simple según lo establecido en la Norma ASTM D2938 con una velocidad de aplicación de carga de 0.066 tn/s. para ejecutar el ensayo se utilizó una prensa para rotura de probetas de hormigón del Laboratorio de Estructuras, en la Figura 26 se presenta una fotografía del ensayo.



**Figura 26:** Ensayo de compresión simple sobre testigo de toba volcánica.

En la Tabla 7 se presentan los resultados obtenidos a partir de los ensayos realizados de compresión simple.

**Tabla 7:** Resultados obtenidos del ensayo de compresión simple en las probetas de toba volcánica.

Testigo	Diámetros de Testigos			Altura h [mm]	Carga Última [kg]	Presión [MPa]
	$\Phi_{\text{superior}}$ [mm]	$\Phi_{\text{medio}}$ [mm]	$\Phi_{\text{inferior}}$ [mm]			
1	46	46	46	87,8	795	4,78
2	46	46	46	88,5	735	4,42
3	46	46	46	88,2	560	3,37
4	46	46	46	85	575	3,46
					<b>Promedio (<math>\sigma_c</math>)</b>	<b>4,01</b>

### 3.4.2 - Corte Directo en Ceniza Volcánica Interfaz Suelo-Suelo

El objetivo de estos ensayos es obtener la resistencia a esfuerzos laterales de corte de las cenizas volcánicas. En el caso de las cenizas se realizaron ensayos para la muestra completa, para material retenido (Ret T#200) y para el pasante del Tamiz 200 (Pas T#200), con el objetivo de ver la influencia de la parte fina y gruesa sobre la resistencia final. Todos los ensayos se ejecutaron según norma ASTM 3080, a una velocidad de 1 mm/min en una máquina de operación manual.

La preparación de la muestra se realizó dentro de la caja de corte, por compactación del suelo con humedad óptima hasta lograr el peso unitario seco

deseado. Inicialmente se ensayó para  $12.5 \text{ kN/m}^3$ , pero luego se tuvo que rehacer el ensayo para la densidad de  $11.7 \text{ kN/m}^3$  que fue la máxima lograda con el material retenido por el Tamiz IRAM N°200. Se puede inferir que la densidad máxima de la fracción gruesa es menor, y el aumento de densidad se da por la capacidad de la fracción fina de ocupar los vacíos.

Una vez colocada la muestra se la perneó con un gradiente hidráulico de 2 hasta obtener el humedecimiento total y saturación de la misma. A continuación se colocó la carga vertical esperando el tiempo necesario para que se establezcan los asentamientos antes de ejecutar el ensayo de corte propiamente dicho. Para cada ensayo de corte se aplicaron tres saltos de carga obteniendo los siguientes valores de tensiones verticales: 49.7 kPa, 101.0 kPa y 153.7 kPa. A partir del análisis de los distintos ensayos se presentan en la Tabla 8 el resumen de los valores obtenidos.

**Tabla 8:** Resumen de tensiones obtenidas para cada salto de carga ejecutado en cada ensayo de corte directo sobre distintas muestras de cenizas volcánicas, interfaz Suelo-Suelo.

Muestra	$\sigma_v$ [kPa]					
	49,7		101,0		153,7	
	$\tau_{\text{pico}}$ [kPa]	$\tau_{\text{res}}$ [kPa]	$\tau_{\text{pico}}$ [kPa]	$\tau_{\text{res}}$ [kPa]	$\tau_{\text{pico}}$ [kPa]	$\tau_{\text{res}}$ [kPa]
Completa	48	43	87	87	140	123
Ret T#200	51	51	111	111	169	169
Pas T#200	55	53	83	82	137	137

Donde  $\tau_{\text{pico}}$  es la tensión de corte pico obtenida del ensayo y  $\tau_{\text{res}}$  la tensión residual.

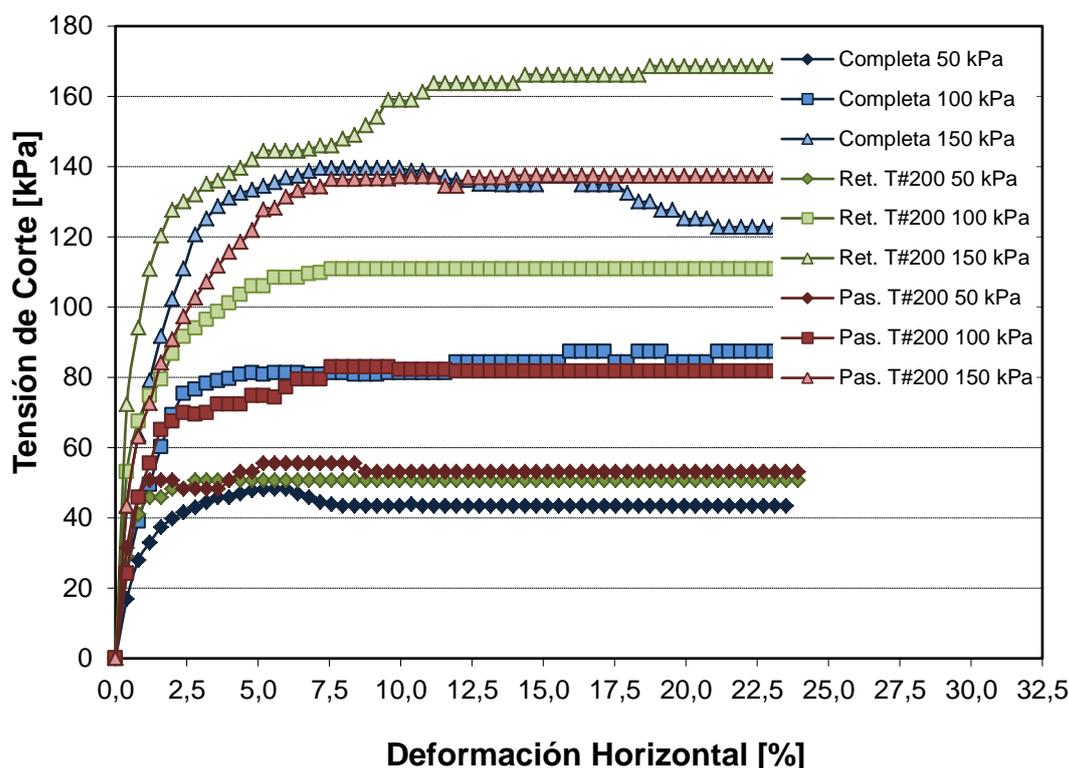
En la Tabla 9 se presenta un resumen de los parámetros de resistencia al corte obtenidos de cada ensayo.

**Tabla 9:** Resumen de parámetros de resistencia al corte. Ensayos de corte directo sobre muestras de cenizas volcánicas, interfaz Suelo-Suelo.

Muestra	$\phi'_{\text{pico}}$ [°]	$c'_{\text{pico}}$ [kPa]	$\phi'_{\text{residual}}$ [°]	$c'_{\text{residual}}$ [kPa]
Completa	41,3	0,0	37,4	0,0
Ret T#200	48,6	0,0	48,6	0,0
Pas T#200	38,2	0,0	38,2	0,0

Donde  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna y  $c'$  es la cohesión de la muestra teniendo en cuenta las tensiones pico (“pico”) o residuales (“residual”).

En la Figura 27 se presentan las curvas tensión de corte-deformación horizontal de los ensayos de corte directo ejecutados en distintas muestras de ceniza volcánica.



**Figura 27:** Resumen de curvas Tensión-Deformación. Ensayos de corte directo en muestras de cenizas volcánicas, interfaz Suelo-Suelo.

Además de los resultados de resistencia necesarios para los cálculos que se presentan en el Capítulo 4, se puede observar que la fracción fina es la que domina el resultado final de la resistencia, ya que como se ve en la todos los saltos de carga es ésta la que se aproxima notablemente al comportamiento de la muestra completa.

### 3.4.3 - Corte Directo en Ceniza Volcánica, Interfaz Suelo-Hormigón

Para generar la interfaz Suelo-Hormigón se aprovechó que la caja de corte consta de dos partes, una fija superior donde se colocó la muestra de suelo y a la que se le aplica la carga vertical; y una parte móvil inferior, que donde se colocaron discos de mortero cementicio de distintas rugosidades que ocupen toda la cavidad.

Para obtener los discos de hormigón se utilizó como molde tapones de PVC hembras de encolado,  $\phi_{int}= 63\text{mm}$ , y se le ejecutó una ranura para desmoldarlo. Se utilizó un mortero autonivelante de alta resistencia. En la Figura 28 se muestra una fotografía de los moldes utilizados para generar tales discos.



**Figura 28:** a) Tapones de PVC utilizados como moldes. b) Moldes de PVC con mortero de hormigón autonivelante de alta resistencia.

Una vez curado y desmoldado se le ajustaron las medidas con una amoladora fija y paños de lijas. Se le dio dos tipos de rugosidad, una lisa dada por la misma auto nivelación por gravedad del hormigón, y una rugosa para lo cual se utilizó una amoladora de mano con discos de 1.0 mm de espesor con la que se ejecutaron ranuras al disco de mortero con un espaciado de 4 mm y profundidad de 0.5 mm. Con todas estas consideraciones se lograron dos discos de hormigón que ocuparan en su totalidad la cavidad inferior de la máquina de corte, sin sobrepasar tal cavidad de manera tal que no generara roces con la cavidad superior y sin existencia de alabeos en el disco, que generen la rotura del mismo por flexión.

Para preparar la muestra de suelo en la parte superior de la caja se procedió de igual manera que en el caso de interfaz Suelo-Suelo, teniendo en cuenta los cambios de dimensiones de las probetas para lograr un peso unitario seco de  $11.7 \text{ kN/m}^3$ . El ensayo propiamente dicho se ejecutó también con las mismas consideraciones de humedecimiento y utilizando los mismos saltos de carga, que en el caso del ensayo de corte directo con interfaz Suelo-Suelo.

Las tensiones de corte pico y residuales para cada salto de carga, para cada tipo de rugosidad del hormigón, se presentan en la Tabla 10.

**Tabla 10:** Resumen de tensiones de corte en ensayos de corte directo de cenizas volcánicas, interfaz Suelo-Hormigón.

Muestra	$\sigma_v$ [kPa]					
	49,7		101,0		153,7	
	$\tau_{pico}$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]	$\tau_{pico}$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]	$\tau_{pico}$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]
Hº Liso	65	65	111	87	128	125
Hº Rugoso	93	84	107	103	153	151

En términos generales se puede observar una mayor resistencia al corte en el caso del uso de hormigón rugoso.

La Tabla 11 resume los parámetros de resistencia al corte obtenidos para cada ensayo.

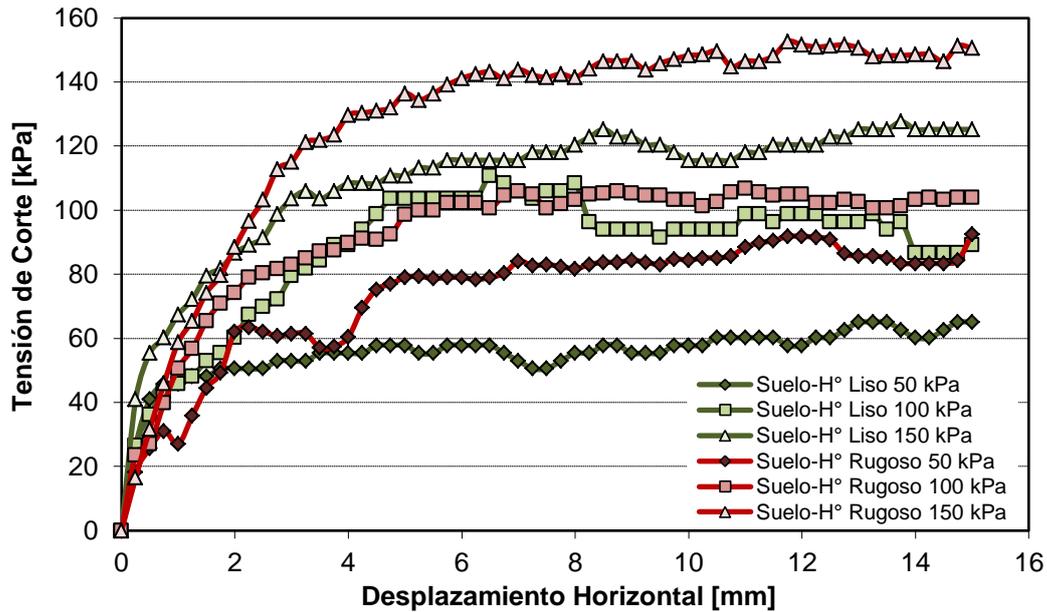
**Tabla 11:** Resumen de parámetros de resistencia al corte en ensayos de corte directo de cenizas volcánicas, interfaz Suelo-Hormigón.

Muestra	$\phi'_{pico}$ [°]	$c'_{pico}$ [kPa]	$\phi'_{res}$ [°]	$c'_{res}$ [kPa]
Suelo-Hº Liso	31,0	40,0	32,9	0,0
Suelo-Hº Rugoso	30,1	58,5	32,9	0,0

Se puede observar que los parámetros de las envolventes de pico muestran cohesión significativa entre los materiales, siendo el suelo en cuestión puramente friccional. Hay un aumento de la cohesión con la rugosidad del hormigón debido a efectos de dilatancia, sin embargo el ángulo de fricción se hace independiente de la rugosidad.

La envolvente residual se puede ver que los parámetros se hacen independientes de la rugosidad del hormigón y son menores que los correspondientes a la interfaz Suelo-Suelo.

En la Figura 29 se presentan las curvas tensión de corte-desplazamiento horizontal obtenidas de los respectivos ensayos de corte directo para la interfaz Suelo-Hormigón.



**Figura 29:** Resumen de curvas tensión de corte-desplazamiento horizontal obtenidas en los ensayos de corte directo de cenizas volcánicas, interfaz Suelo-Hormigón.

### 3.4.4 - Corte Directo en Ceniza Volcánica, Interfaz Roca-Hormigón

Para ejecutar estos ensayos se procedió según la Norma ASTM D 5607. En el caso de la probeta de roca se la confinó con mortero cementicio de las siguientes características:

- Cemento Loma Negra CPN40.
- Relación agua/cemento 0.5.
- $\sigma_c = 20\text{MPa}$  (a los 7 días de curado).
- Resistencia a flexión= 87,9 MPa.
- Agregado grueso: Arena Paraná.
- Relación arena/cemento: 2:1.

Se buscó que la muestra total ocupase toda la cavidad de la caja, cuyo diámetro es mayor que el de los testigos de roca, procurando evitar generar fricción con los bordes de esta, pero sin dejar demasiado espacio para evitar desplazamientos diferenciales significativos en sentido transversal. Para ello se le generaron moldes de plástico de alto impacto, para contener el mortero. Luego del curado se desmoldó, se retiró el plástico y con una amoladora fija se retocaron las partes que podían generar roces. En la Figura 30 se muestran

fotografías de las distintas etapas del proceso de preparación de las muestras de roca para ser utilizadas en el ensayo de corte.



(a)



(b)



(c)

**Figura 30:** a) Preparación del molde de plástico de alto impacto para las muestras de roca. b) Moldes completos con muestras de toba colocadas para ser hormigonadas. c) Muestras confinadas en mortero cementicio.

Este ensayo se ejecuta con las mismas consideraciones que el ensayo de corte directo con interfaz Suelo-Hormigón, dando el tiempo necesario de consolidación luego de la aplicación de las cargas (que notablemente es menor respecto al suelo) y utilizando los discos de hormigón liso y rugoso. Los saltos de carga vertical en este caso varían por el cambio de sección, se utilizaron también tres saltos de 92.3 kPa, 157.7 kPa y 285.6 kPa.

La Tabla 12 presenta un resumen de las tensiones de corte máximas y residuales obtenidas para cada ensayo.

**Tabla 12:** Resumen de tensiones de corte obtenidas en los ensayos de corte directo de tobas volcánicas, interfaz Roca-Hormigón.

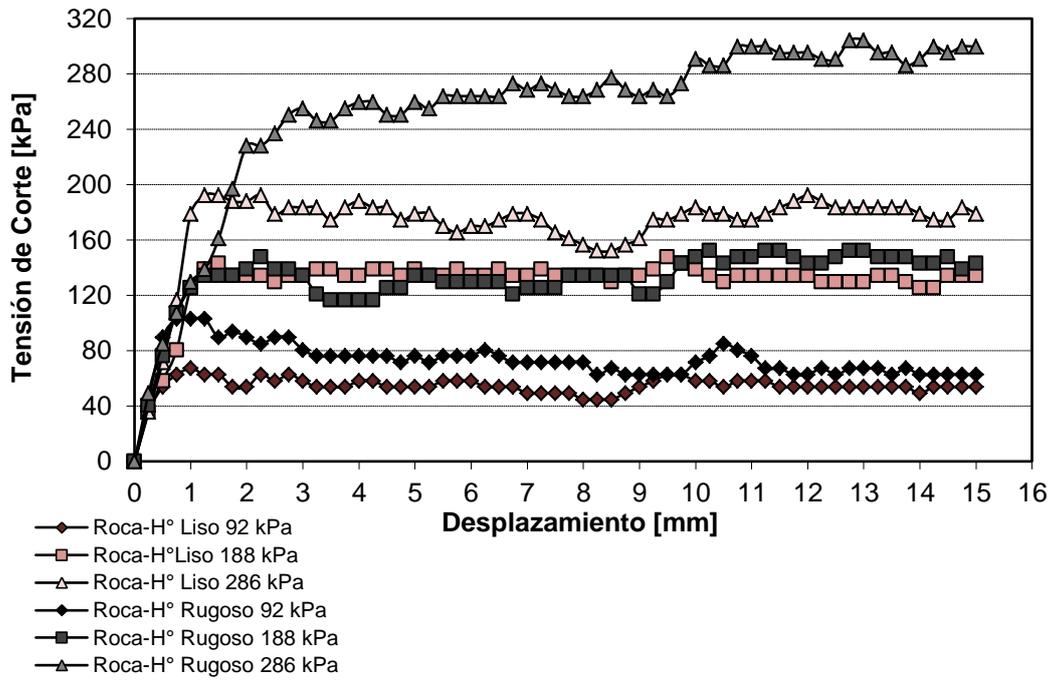
Muestra	$\sigma_v$ [kPa]					
	92.3		157.7		285.6	
	$\tau_{pico}$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]	$\tau_{pico}$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]	$\tau_{pico}$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]
H° Liso	67	54	148	125	192	179
H° Rugoso	103	63	152	143	304	300

En la Tabla 13 se resumen los parámetros de resistencia al corte obtenidos en cada ensayo.

**Tabla 13:** Resumen de parámetros de resistencia obtenido en los ensayos de corte directo de tobas volcánicas, interfaz Roca-Hormigón.

Muestra	$\phi'_{pico}$	$c'_{pico}$	$\phi'_{residual}$	$c'_{residual}$
	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]
Roca-H° Liso	32,9	13,7	32,9	0,0
Roca-H° Rugoso	46,2	13,7	32,9	0,0

Se puede decir que tanto para la cohesión pico como para los parámetros residuales, hay independencia respecto a la rugosidad del concreto, lo único que si está fuertemente influenciado es el ángulo de fricción pico. Esto último se debe a que la resistencia al corte se vuelve dependiente para valores elevados de tensión vertical en el caso de la interfaz roca-hormigón rugoso, tal como se aprecia en la Figura 31.



**Figura 31:** Resumen de curvas tensión de corte-Desplazamiento horizontal de los ensayos de corte directos de tobas volcánicas, interfaz roca-Hormigón.

## CAPITULO 4

### Análisis de Alternativa

#### 4.1 - Introducción

En éste capítulo se realizará el análisis para generar la propuesta de fundación, en el caso que el estrato de toba volcánica tenga un espesor menor a 8 m, por lo tanto que exista un cambio de estrato.

Previo a comenzar el análisis de la nueva alternativa, se presenta un resumen con los datos recopilados en la etapa de análisis de antecedentes y de ensayos posteriores realizados tanto sobre la toba volcánica como sobre la ceniza volcánica arenosa.

A partir de esta información se consultó la bibliografía disponible de distintos autores que proponen métodos de cálculo de fundaciones en suelos semejantes al presente en el perfil geotécnico. Se seleccionaron y aplicaron tales procedimientos tanto para el cálculo de asentamientos como de capacidad de carga de la fundación, con el objetivo de verificar cual es el criterio que domina. Finalmente se da una conclusión sobre la opción de alternativa encontrada mediante estos análisis.

#### 4.2 - Resumen de datos disponibles

- Condiciones Fijas

Se tiene definido inicialmente que el tipo de fundación va a ser profunda mediante el uso de pilotes preexcavados y hormigonados in situ.

Otra condición prefijada es el diámetro de los pilotes de 1.50 m, no puede ser menor por causas de índole constructivas y porque debe superar el diámetro de las pilas del puente (1.20 m). Por otro lado la excavación se va a realizar para el diámetro asignado asumiendo que se va a ejecutar la primera alternativa propuesta por Zeballos Consultores de Ingeniería, en el proceso de excavación se va a verificar la profundidad del estrato y con ello definir si

cambiar de alternativa, es por ello que se mantiene el diámetro inicial para las próximas propuestas, para aprovechar la excavación y no tener que rehacerla.

El empotramiento mínimo en la toba, que es de 2.50 m, es otra condición fija. Este es el valor ya se verificó en la alternativa inicial, lo que puede variar es el máximo empotramiento.

- Estructura

Puente tipo pórtico, de 5 tramos.

Carga máxima vertical  $Q_{max}^{última} = 3600$  kN,  $Q_{max}^{servicio} = 2870$  kN.<sup>2</sup>

Carga máxima horizontal total por pila (zona sísmica 2)  $Q_{max}^{última} = 1510$  kN.

Material pilote: Hormigón Armado con H-30 y ADN420, de densidad  $\delta_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24$  kN/m<sup>3</sup>, módulo de elasticidad  $E_{H^{\circ}A^{\circ}} = 33000$  MPa.

Se debe tener en cuenta que el peso del pilote ( $P_p$ ) va creciendo con la profundidad de fundación ( $L_p$ ), según:

$$P_p = \pi D^2 \cdot 0.25 \cdot L_p \cdot \delta_{H^{\circ}A^{\circ}} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

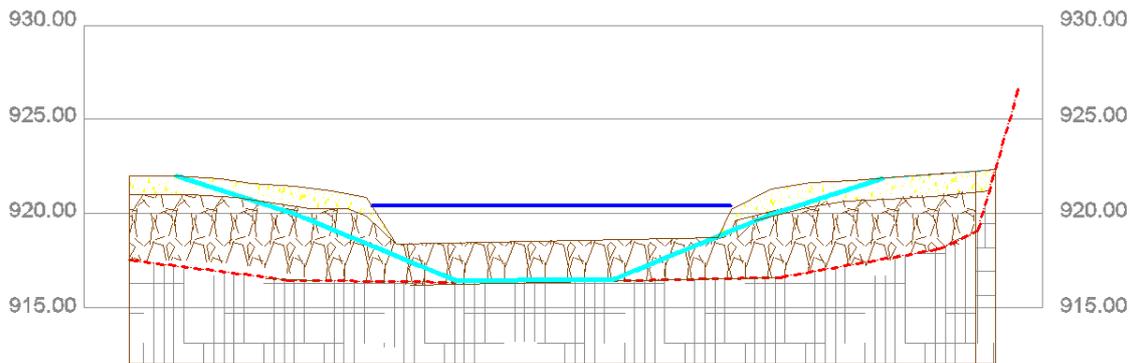
Siendo D el diámetro del mismo en [m] al igual que  $L_p$ .

- Geotécnico - Hidráulico

El estudio geotécnico e hidráulico se puede resumir en el esquema ilustrativo que se presenta en la Figura 23.

---

<sup>2</sup> Carga Última equivale a la carga obtenida con el 100% de la sobrecarga móvil o combinaciones de carga con sismo. Carga de Servicio, la obtenida con el 50% de sobrecarga móvil o combinaciones sin sismo



Referencias:

- Pelo de agua
- Nivel del terreno natural
- Línea de erosión
- Techo de tobas
- Arenas finas grises
- Gravas con arenas
- Toba volcánica

**Figura 32:** Resumen esquemático de los perfiles geotécnicos e hidráulicos.

Se consideró el análisis del caso más desfavorable, que corresponde a la pila central, donde la línea de erosión se hace tangente al estrato de tobas volcánicas, por lo tanto se desprecia el aporte a la resistencia por fricción de los estratos de grava y arena suprayacentes a la misma. Aun así se deben considerar las características de estos suelos para el posterior análisis, las cuales se resumen en la Tabla 14.

**Tabla 14:** Resumen de características del perfil de suelo correspondiente a la pila central.

Estrato	Profundidad	NSPT
Arenas	-----	<10
Gravas	2,18m	15
Toba volcánica	>2,5m	rechazo

En la Tabla 15 se resumen los datos obtenidos de la toba volcánica.

**Tabla 15:** Resumen de datos obtenidos de la toba volcánica.

$\gamma_{ss}$	1,50	gr/cm <sup>3</sup>
$W_{sat}$	32,80	%
$\gamma_{sat}$	1,85	gr/cm <sup>3</sup>
$\sigma_c$	57,05	Kg/cm <sup>2</sup>

En la Tabla 16 se resumen los datos obtenidos de la ceniza volcánica.

También se consideran los ensayos de consolidación, para luego hacer inferencias sobre el asentamiento.

**Tabla 16:** Resumen de datos obtenidos de la ceniza volcánica.

Ángulo de Fricción	41.3°	
GS	2,56	
$\gamma$ [gr/cm <sup>3</sup> ]	$W_{sat}$ [%]	$\gamma_{sat}$ [gr/cm <sup>3</sup> ]
1,25	40,9	1,76
1,20	44,3	1,73
1,13	49,4	1,69

Por último se utilizaron los resultados de los ensayos de Corte de Roca-Hormigón y de Suelo-Hormigón, para deducir la resistencia friccional del fuste del pilote con los diferentes estratos.

#### 4.3 - Análisis Alternativa:

En el análisis de la alternativa se utilizaron tanto, métodos de resistencia así como de asentamientos para ver cuál es el criterio que domina el caso bajo estudio. Para verificar el criterio de resistencia se utilizaron a carga última, y para el criterio de asentamiento la carga de servicio.

- Condiciones Variables:

Como condiciones variables se tienen la profundidad del estrato de tobas volcánicas y dependiendo de éste la longitud de los pilotes, que para ser definida se requiere definir los aportes de las resistencias de fuste y punta, valores que también serán variables al depender del espesor del estrato de tobas volcánicas.

Para proceder con la alternativa de fundación se planteó como enfoque inicial que el espesor del estrato de tobas volcánicas sea una condición fija, e igual que el valor de profundidad mínimo conocido mediante los sondeos realizados por la empresa Consultores de Ingeniería Mediterránea, por lo que se designó al estrato con una profundidad de 3.00 m. y se asumió una pérdida de material por el proceso de excavación de 0.50 m, por lo que el espesor final del estrato de tobas volcánicas que se utilizó para los cálculos fue de 2.50 m. Para este caso y los posteriores (donde se varía el espesor del estrato de tobas

volcánicas) se asume que el pilote apoya en el estrato de cenizas volcánicas. Con estas premisas iniciales se definió qué criterio (el de resistencia o el de asentamientos) domina el problema planteado.

Finalmente para cerrar la alternativa se obtuvieron las distintas soluciones variando la profundidad de las tobas, y definiendo con ello la longitud requerida de pilote, mediante el criterio dominante, hasta que la capacidad de fuste del estrato de tobas volcánicas fuera la suficiente para tomar toda la carga transmitida por la estructura.

#### 4.3.1 - Análisis de Resistencias

El objetivo de este análisis es obtener la profundidad del estrato a la cual se equilibran las cargas externas con la capacidad del suelo para soportarlas.

Debido a las distintas características de los dos estratos intervinientes, se examinó el aporte de los mismos por separado, recurriendo a distintos autores que realizaron estudios sobre suelos semejantes.

- Aporte de la Toba Volcánica – Resistencia de Fuste

Se recurrió al uso de métodos teóricos-empíricos aportados por la bibliografía para definir la resistencia de fuste que ofrece la toba, y luego se comparó estos resultados con los ensayos realizados de corte de interfaz Roca-Hormigón.

En general las ecuaciones empíricas para determinar la resistencia por fuste, tiene la forma:

$$f_{su} = \alpha \sigma_c^\beta \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Donde  $f_{su}$  es la resistencia última por fuste de la roca.

$\sigma_c$  es la resistencia a compresión simple del material más débil (roca u hormigón).

$\alpha$  y  $\beta$  son factores de corrección determinados de manera empírica.

En función de las distintas investigaciones de cada autor estos factores van variando, debido a que las distintas ecuaciones de ajuste se han calibrado en base a ensayos de escala real en pilotes de grandes diámetros, pero en distintos tipos de roca y para distintas condiciones de interfaz roca-hormigón. Para este caso se utilizaron aquellas que se aproximen a las condiciones presentes en este análisis, es decir a expresiones ajustadas para ensayos realizados en rocas blandas.

Tomlinson (1957) propone el Método Alfa que se utiliza para arcillas, en este caso se puede asumir que la roca es un estrato puramente cohesivo:

$$\zeta_u^* = \alpha C_u \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Donde  $\zeta_u^*$  representa la adherencia entre suelo y pilote.

$\alpha$  coeficiente empírico de adhesión que está en función de la cohesión no drenada.

$C_u$  cohesión no drenada, en éste caso está relacionado con el valor de resistencia a la compresión simple de las probetas de roca, siendo  $C_u = \sigma_c / 2 = 2.5 \text{ MPa}$ .

Para usar este método, como no existe disponible una carta con valor de cohesión tan alto, se toma el mínimo valor del gráfico disponible que proporciona Das (Principios de Ingeniería de Cimentaciones, página 596, Figura 9.22), por lo que  $\alpha = 0.2$ .

El valor que se obtiene debe ser corregido por otros factores, ya que el método ha sido desarrollado para pilotes hincados. Para el caso de los excavados deben aplicarse los siguientes factores de corrección:

$\alpha_{11}$  = representa los efectos de la alteración del suelo en la instalación del pilote. Para pilotes redondos equivale a 0.65.

$\alpha_{12} = \alpha_{13} = 1 - 0.75/L$  (Ec. 4.4). Representa problemas por migración de agua hacia la perforación y la contracción de la superficie de la perforación respectivamente.

$\Psi$  = representa el efecto del lodo de perforación utilizado. En caso de excavaciones en seco  $\Psi = 1$ , sino  $\Psi = 0.6$ .

Resulta la ecuación final:

$$\tau_u = \alpha_{11} \alpha_{12} \alpha_{13} \Psi \tau_u^* = \alpha \alpha_{11} \alpha_{12} \alpha_{13} \Psi C_u \quad (\text{Ec. 4.5})$$

El valor final de resistencia unitaria a la fricción del fuste al que se arriba para el caso en estudio es:

$$\tau_u = \mathbf{181.7 \text{ kPa}}$$

Reese y O'Neill (1988,1989) proponen un método de cálculo para pilas perforadas prolongadas hasta la roca, donde sostienen que existe una resistencia lateral entre el pilote y la roca o una resistencia de punta en el fondo, pero no ambas. En este caso solo se toma el cálculo para la resistencia lateral:

$$\tau_u = 2.5 (\sigma_c)^{0.5} < 0.15 \sigma_c \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Con  $\tau_u$  y  $\sigma_c$  en [lib/pulg<sup>2</sup>], y donde representan respectivamente la resistencia de fuste y la resistencia a compresión simple de la roca.

De lo que se obtiene:

$$\tau_u = \mathbf{71.21 \text{ lib/pulg}^2 = 501.0 \text{ kPa.}}$$

Asimismo, un pilote perforado que penetra dentro de la masa de roca toma resistencia de fricción, la cual está dada por la adherencia entre el hormigón y la roca. Esta adherencia es la que se va a tener en cuenta únicamente, en el caso de análisis. Para deducirla existen dos métodos, uno que relaciona tal capacidad con la resistencia a tracción del elemento más débil (roca u

hormigón), y la otra que relaciona la rugosidad de la excavación y la resistencia de compresión simple de la roca.

En el primer caso las resistencias de adherencia lateral de fundaciones profundas en roca alcanzan valores similares al de tracción de la roca o del material del pilote (el menor de ambos). Para asumir el valor de tracción de la roca se estima que la resistencia a tracción es aproximadamente 20 veces menor que la resistencia a compresión simple. Por otro lado, para el caso del hormigón se estima que es unas 10 veces menor que la resistencia a compresión simple. En general, para rocas blandas, la resistencia a tracción de la roca es menor que la del material del pilote por lo tanto se utiliza ésta para definir la adherencia lateral. En el caso de aplicación la resistencia quedaría:

$$\tau_u = \sigma_c / 20 \quad (\text{Ec. 4.7})$$

$$\tau_u = \mathbf{285.2 \text{ kPa.}}$$

Zang y Einstein (1998) establecen la siguiente relación:

$$\tau_u = \Psi (\sigma_c)^{0.5} \quad (\text{Ec. 4.8})$$

Donde  $\Psi$  corresponde a la rugosidad de la roca, en caso de superficie lisa corresponde a 0.4 y en caso de superficie rugosa 0.8. Se obtiene entonces, utilizando el valor para superficie lisa (peor condición):

$$\tau_u = \mathbf{95.5 \text{ kPa.}}$$

Rowe y Armitage (1987b) introducen la influencia de la rugosidad del pozo del pilote con la resistencia al corte lateral del pilote (método ya citado por la empresa Zeballos Consultores de Ingeniería), asociado a la resistencia de compresión simple de la roca. Para definir la rugosidad se basan en la clasificación de rugosidad propuesta por Pells (1980). En el caso bajo estudio corresponde una rugosidad R2, y por ello la resistencia al corte se puede expresar como:

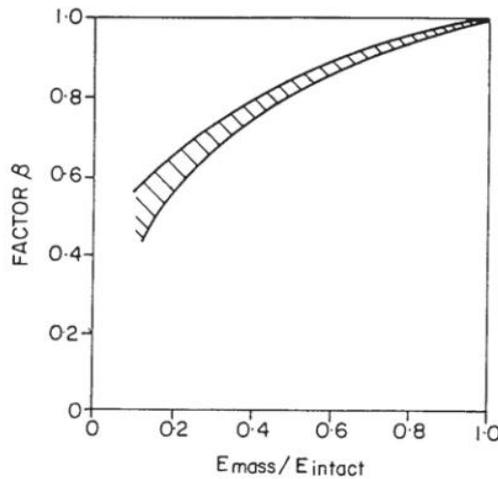
$$\tau_u = 0.45 (\sigma_c)^{0.5} \quad (\text{Ec. 4.9})$$

$$\tau_u = \mathbf{107.5 \text{ kPa.}}$$

Williams y Pells (1981) proponen una relación entre el factor de adherencia y la resistencia a compresión simple de la roca:

$$\tau_u = \alpha\beta\sigma_c \quad (\text{Ec. 4.10})$$

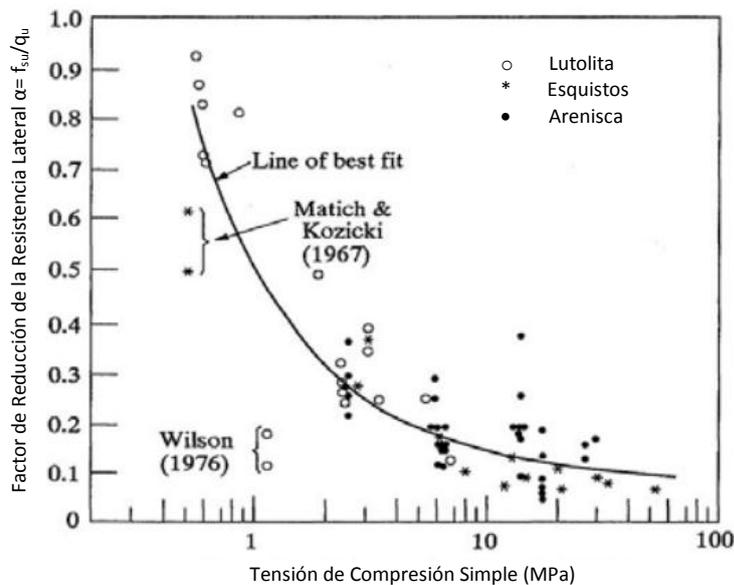
Donde  $\beta$  es un factor de reducción en función de la rigidez del macizo rocoso. Que se puede observar en la Figura 33.



**Figura 33:** Factor de reducción para la rigidez del macizos rocosos.

Donde  $E_{\text{mass}}$  es el módulo del macizo y  $E_{\text{intact}}$  es la rigidez de la roca intacta.

Por otro lado,  $\alpha$  es el factor de reducción de la resistencia al corte el cual se obtiene utilizando la Figura 34.



**Figura 34:** Factor de reducción de la resistencia de fuste.

Entrando directamente por gráfica con el valor  $\sigma_c = 5 \text{ MPa}$  se obtiene un factor de reducción  $\alpha = 0.2$ , al desconocer la relación de rigideces del macizo se toma el mínimo valor de 0.43.

$$\tau_u = 490.6 \text{ kPa.}$$

A partir de los autores mencionados se genera la Tabla 17.

**Tabla 17:** Resumen de resistencias de fuste de la toba volcánica por los distintos autores

<b>Autor</b>	<b>Ecuación</b>	<b><math>\zeta_u</math> [kPa]</b>
Tomlinson	$\tau_u = 0.2 * C_u$	182
Reese O'Neill	$\tau_u = 2,5 * \sigma_c^{0,5}$	501
Zang y Einstein	$\tau_u = 0.4 * \sigma_c^{0,5}$	96
Fórmula Empírica	$\tau_u = \sigma_c / 20$	285
Rowe y Armitage	$\tau_u = 0.45 \sigma_c^{0,5}$	108
Williams y Pells	$\tau_u = 0.43 * .02 * \sigma_c$	491

El valor promedio es de 276.9 kPa., mientras que la desviación estándar es de 182.5 kPa., teniendo en cuenta el valor promedio +/- un desvío estándar (intervalo de confianza 9.44 - 45.9) se descartan los valores calculados por el método de Williams y Pells, y Reese y O'Neill que corresponden a valores atípicos. Se corrige entonces el promedio quedando de 167.5 kPa.

Asimismo estas son resistencias friccionales unitarias últimas a las cuales se les debe aplicar un factor de compatibilidad de 1.5 (Ng, 2001), para obtener la resistencia friccional unitaria admisible.

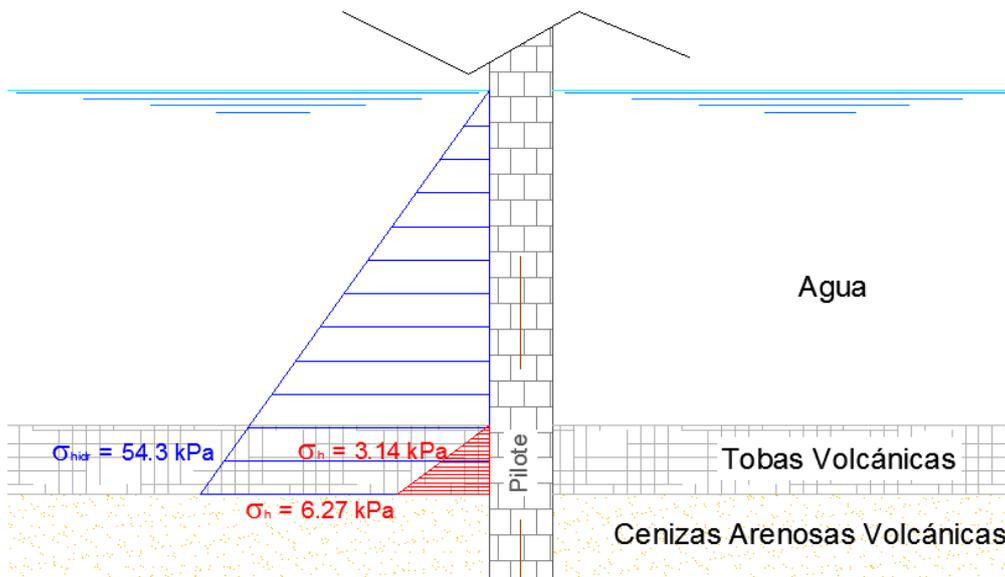
Con el valor medio afectado por el factor de compatibilidad se obtiene que la resistencia de fuste admisible que aporta el estrato de toba volcánica, asumiendo que este se encuentra embebido en la roca una longitud de 2.5 m., es

$$Q_{f\text{-adm}} = 1315 \text{ kN.}$$

A estos valores se los compara ahora con los obtenidos en los ensayos de corte directo de interfaz Roca-Hormigón. Para poder compararlos con el caso de aplicación se va a obtener la tensión horizontal de confinamiento que realiza la toba sobre el pilote utilizando la teoría de Rankine, presión activa dada por la siguiente expresión:

$$\sigma_a = k_a \cdot \gamma \cdot z \quad (\text{Ec. 4.11})$$

$$k_a = \tan^2(45 - \phi/2) \quad (\text{Ec. 4.12})$$



**Figura 35:** Esquema ilustrativo de la variación de la distribución de presiones horizontales con la profundidad en toba volcánica.

Esta tensión horizontal varía con la profundidad (Figura 35), pero para simplificar el caso debido a que se tiene un estrato de escaso espesor, se toma solo la tensión media que equivale a la de la altura media y una distribución uniforme. Se asume el mismo ángulo de fricción y cohesión que los obtenidos para cenizas volcánicas, obteniéndose la siguiente tensión media:

$$\sigma_{hm} = 3,14 \text{ kPa}$$

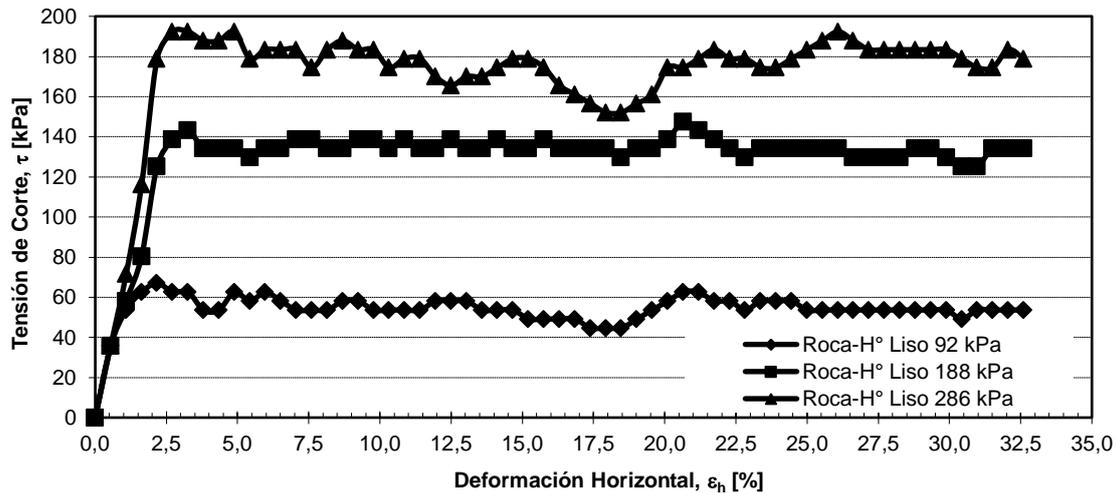


Figura 36: Resultados de ensayo de corte directo, interfaz Roca-Hormigón Liso.

En la Figura 36 se muestra un resumen de los resultados del ensayo de corte directo a utilizar para el caso en estudio (interfaz Roca-Hormigón Liso). Con el valor de tensión horizontal obtenido se entra a la recta de obtenida por regresión lineal a partir de los valores pico de tensión de corte de cada curva y su correspondiente valor de confinamiento, y se obtiene el siguiente valor:

$$\tau = 15.72 \text{ kPa}$$

Este valor es muy inferior al obtenido por los métodos teórico-empíricos citados con anterioridad. Esto puede ser debido a diversos factores, entre los que se encuentran:

- Este ensayo no ha tenido en cuenta la adherencia entre el hormigón y la roca.
- Se supone el peor caso donde tanto la roca como el hormigón son lisos.
- Las fórmulas empíricas ajustadas fueron obtenidas mediante la ejecución de ensayos en macizos rocosos conformados por rocas con una resistencia a la compresión simple de por lo menos cinco veces o mayores que la del caso en estudio.

Para los siguientes cálculos se tendrá en cuenta el valor medio obtenido por los métodos teórico-empíricos.

- Aporte de la Ceniza Volcánica – Resistencia de Fuste y Punta.

Este estrato desarrolla tanto resistencia por punta como por fuste. Luego de la caracterización de este material realizada en el Capítulo 3 se obtiene que se trata de un suelo tipo SM (tipo arenas limosas), en conclusión con un comportamiento más cercano al de las arenas. Por ende, se descartaron los análisis para suelos del tipo arcillosos.

Tanto para el caso de resistencia de punta como de fuste se utilizó el método de Meyerhof, que es aplicable en arenas. En general la capacidad última total de un pilote ( $Q_u$ ) va a estar dada por:

$$Q_u = Q_p + Q_f \quad (\text{Ec. 4.13})$$

Donde  $Q_p$  es la capacidad de punta.

$Q_f$  es la capacidad de fuste.

Y la capacidad admisible será:

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{FS_p} + \frac{Q_f}{FS_f} \quad (\text{Ec. 4.14})$$

Donde FS representan los factores de seguridad (o de compatibilidad de resistencias) respectivos de punta y fuste. Asimismo, la capacidad total real ( $Q_{adm}$ ) de un pilote se obtiene restándole a la capacidad el peso de la fundación.

Al desconocer las condiciones en las que se encuentra el estrato de ceniza volcánica se repetirán los cálculos para las tres densidades usadas en los ensayos de laboratorio, sobre las que se poseen datos. Con ello se estimará una curva de soluciones en función de estas características, a los fines de proveer un elemento de toma de decisión al momento de construir los pilotes, y corroborar en obra el perfil geotécnico del sitio.

La capacidad de punta generalmente crece con la profundidad de empotramiento en el estrato, y alcanza su máximo valor para una relación

$L_b/D = (L/D)_{crit}$ . A partir del gráfico que aporta Das (Principios de la Ingeniería de Cimentación, página 585, Figura 9.13) se puede obtener el valor de esta relación. Para el caso considerado se obtiene  $(L/D)_{crit} \approx 18$ , por lo tanto  $L_{crit} \approx 27$  m. A partir de ésta longitud, la capacidad de punta se considera constante.

Asumiendo despreciable el valor de cohesión, la ecuación de capacidad de punta ( $Q_p$ ) debe cumplir con la siguiente relación:

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \leq Q_{lim} = 50 N_q^* t g \phi \quad (\text{Ec. 4.15})$$

Donde  $A_p$  es área de la punta.

$q_p$  es la resistencia de punta por unidad de área.

$q'$  es el esfuerzo vertical efectivo a nivel de la punta del pilote.

$N_q^*$  es el factor de capacidad de carga. En este caso  $N_q^* \cong 400$ .

Se pone como condición que éste valor no supere el valor límite ( $Q_{plim}$ ).

El valor de  $q'$  se calcula según la siguiente relación:

$$q' = N_q^* [(\gamma_{sat} - \gamma_w)_{toba} * L_{toba} + (\gamma_{sat} - \gamma_w)_{ceniza} * L_{ceniza}] \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Donde  $\gamma_{sat}$  [kN/m<sup>3</sup>] es el peso específico saturado del estrato correspondiente.

$\gamma_w$  [kN/m<sup>3</sup>] es el peso específico del agua.

$(\gamma_{sat} - \gamma_w)$  es el peso sumergido del estrato.

$L$  [m] es la profundidad del estrato correspondiente.

Si se reemplazan los valores conocidos nos queda una ecuación de primer grado, es decir la ecuación de una recta en función de la longitud del estrato de cenizas volcánicas, para cada densidad de suelo ensayada.

$$Q_p = 400 * [0.85 \text{tn} / \text{m}^3 * 2.5\text{m} + (\gamma_{sat} - 1.0 \text{tn} / \text{m}^3) * L_{ceniza}] * \pi * 1.5^2 / 4$$

$$Q_p = 706.86 \text{m}^2 * [2.125 \text{tn} / \text{m}^2 + (\gamma_{sat} - 1.0 \text{tn} / \text{m}^3) * L_{ceniza}] \quad (\text{Ec 4.17})$$

Para la resistencia por fuste que aporta el estrato de cenizas volcánicas, se tiene la siguiente relación:

$$Q_f = q_f * A_f = k_a * \sigma'_v * \text{tg} \delta * D * \pi * L_{cenizas} \quad (\text{Ec. 4.18})$$

Dónde:  $q_f$  es la resistencia de fuste por unidad de área.

$A_f$  es el área de contacto entre el pilote y el estrato.

$k_a$  es el coeficiente de empuje activo del suelo.  $k_a = \text{tg}^2(45-\phi/2)$  siendo  $\phi$  el ángulo de fricción del suelo.

$\delta$  es el ángulo de fricción entre el suelo y el pilote, que se puede aproximar como  $\delta = 0.6 \phi$ .

$D$  el diámetro del pilote.

$L_{ceniza}$  el largo del tramo en análisis, en éste caso de la ceniza.

$\sigma'_v$  es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad considerada, que se puede obtener como  $[\sigma'_v = \sum(\gamma_{n-1}^{sum} * L_{n-1} + \gamma_n^{sum} * L_n / 2)]$ , donde  $L$  es la profundidad y  $\gamma_{sum}$  el peso específico sumergido de los respectivos estratos.

La ecuación final queda:

$$q_f = k_a \sum (\gamma_{n-1}^{sum} * z_{n-1} + \gamma_{n-1}^{sum} * z_n / 2) \text{tg} \delta \quad (\text{Ec. 4.19})$$

Reemplazando los valores conocidos:

$$q_f = 0.19(0.85 \text{tn} / \text{m}^3 * 2.5\text{m} + \gamma_{n-1}^{sum} * z_n / 2) * 0.48 \quad (\text{Ec. 4.20})$$

Por lo tanto:

$$Q_f = 0.43 \text{m}^2 * [2.125 \text{tn} / \text{m}^2 + \gamma_{n-1}^{sum} * L_{cenizas} / 2] * L_{cenizas} \quad (\text{Ec. 4.21})$$

En este caso se obtiene la ecuación de segundo grado que depende de la profundidad.

Se puede observar que por los coeficientes de cada ecuación el aporte de la resistencia por fuste es muy bajo en comparación con el aporte por punta, lo cual es razonable al tratarse de un pilote corto de diámetro grande.

A ésta resistencia de fuste de la ceniza volcánica, se le debe sumar el aporte de la toba volcánica.

Las resistencias admisibles de punta y fuste se obtienen aplicando los valores de factores de seguridad de 3.0 para la resistencia de punta y de 1.5 para la resistencia de fuste, por lo que la Ec. 4.14 queda:

$$Q_{adm} = Q_p/3 + Q_f/1.5 \quad (\text{Ec. 4.22})$$

A partir de la ecuación anterior se generaron las gráficas presentes en la Figura 36, que relacionan la profundidad de penetración del pilote en el estrato de cenizas volcánicas con la carga admisible para las distintas densidades de ceniza volcánica.

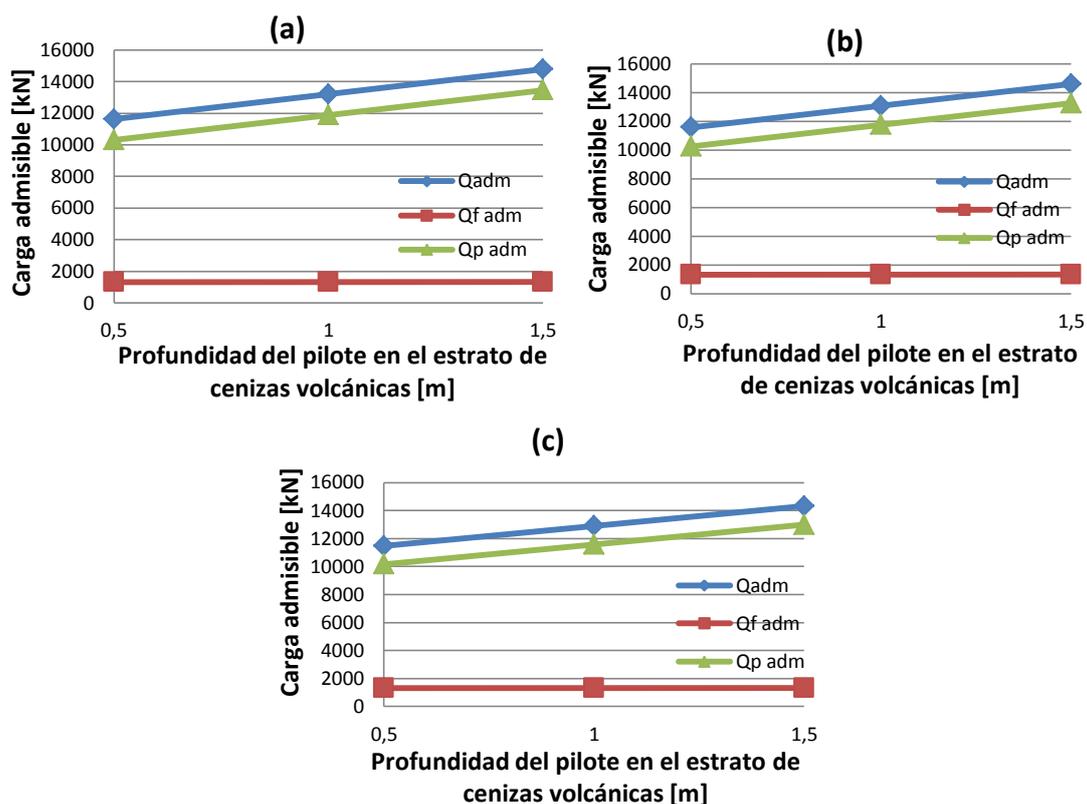
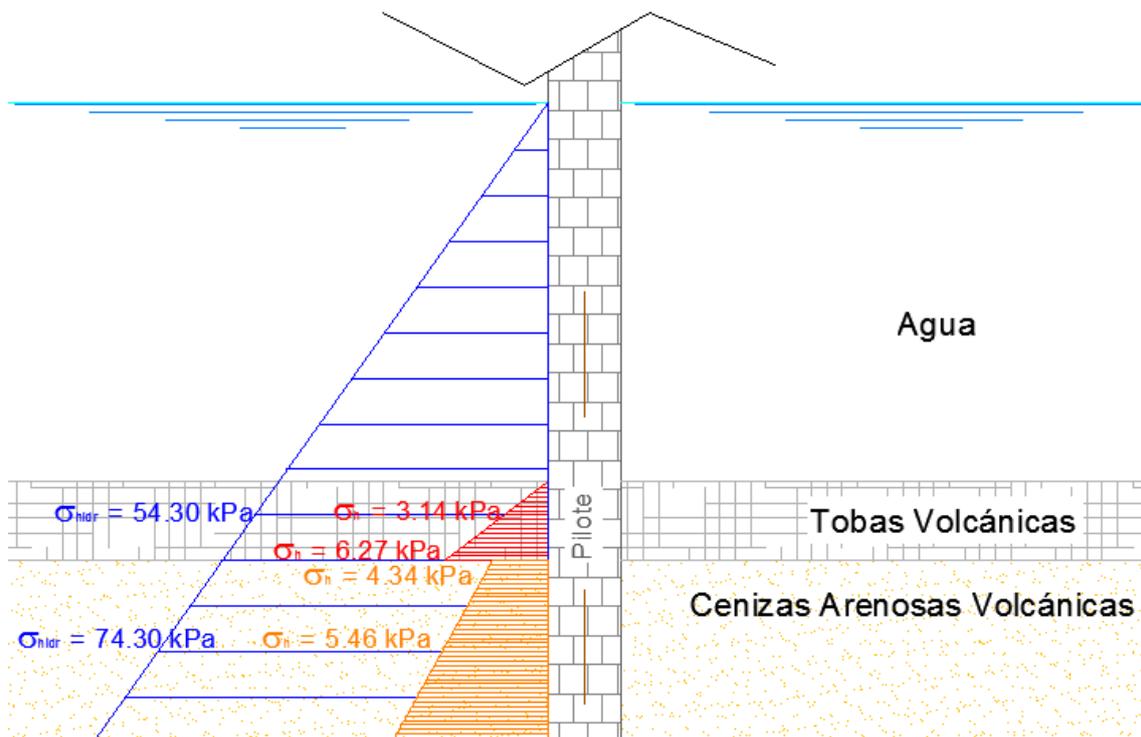


Figura 37: a) Aporte de resistencia para  $\gamma_{ceniza} = 12.5 \text{ kN/m}^3$ , b) Aporte de resistencia para  $\gamma_{ceniza} = 12.0 \text{ kN/m}^3$ , c) Aporte de resistencia para  $\gamma_{ceniza} = 11.3 \text{ kN/m}^3$ .

Del análisis de las figuras anteriores, solo con introducirse medio metro en el estrato de cenizas volcánica, con cualquiera de las tres densidades propuestas, es suficiente para cumplir con el criterio de resistencia. Sin embargo, a los fines de asegurarse de que todos los pilotes se apoyen en el estrato de cenizas se recomienda penetrar este estrato con la perforación al menos 1 m.

Por otro lado se comparó la resistencia de fricción con la obtenida en el ensayo de corte entre Suelo-Hormigón. Utilizando el mismo procedimiento que en el caso de Roca-Hormigón, se obtuvo el valor de la tensión media a la profundidad de 1.5 m del estrato de cenizas volcánicas. En la Figura 38 se representa un esquema ilustrativo de la variación de tensiones.



**Figura 38:** Variación de presiones con la profundidad, en tobos y cenizas volcánicas.

Se tiene que la tensión horizontal media en el estrato de cenizas es de 5.46 kPa utilizando una densidad de  $12.0 \text{ kN/m}^3$ , la cual es la más cercana a la densidad utilizada en los ensayos de corte (de  $11.7 \text{ kN/m}^3$ ). En la Figura 39 se presenta el resultado del ensayo de corte directo para la interfaz Suelo-Hormigón. Repitiendo el mismo análisis que en el caso de corte en Roca-Hormigón Liso, se puede obtener que el valor de tensión última de corte

ronda  $\zeta \approx 43.47$  kPa, por ende aplicando un factor de seguridad de 1.5, la tensión de corte unitaria admisible ronda los 29.00 kPa.

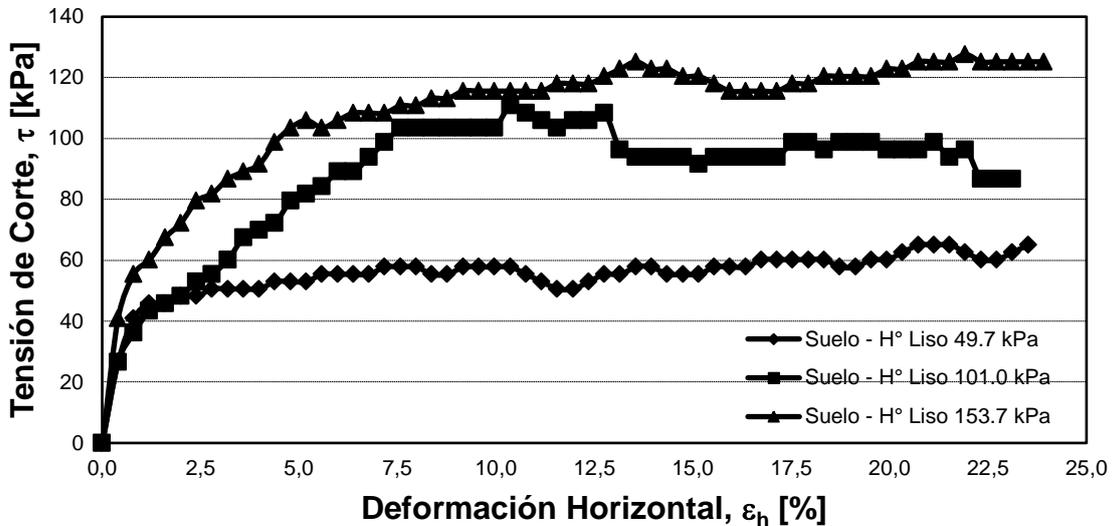


Figura 39: Resultados ensayo de corte directo, interfaz Suelo-Hormigón.

#### 4.3.2 - Análisis de Asentamientos

El objetivo de ésta sección es obtener una longitud de pilote tal que, bajo la acción de las cargas externas el, asentamiento sea igual o menor al permitido para puentes. Se establece este asentamiento como máximo en 3 cm.

Para proceder con esto análisis, se realizaron dos enfoques, por un lado se utilizó el método propuesto por Vesic y por otro lado se utilizaron las curvas de consolidación obtenida en la etapa de ensayos para definir con ella el asentamiento.

- Método de Vesic:

Este método descompone el asentamiento en tres variables, el asentamiento del pilote ( $S_{e1}$ ) debido a que el mismo posee una rigidez limitada, se va a buscar que este se encuentre en el campo elástico de deformaciones. El asentamiento del pilote debido a la carga tomada por la punta ( $S_{e2}$ ) y el debido a la carga tomada por el fuste ( $S_{e3}$ ) las cuales ya se estuvieron en la sección anterior. Por lo tanto:

$$S_e = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3} \quad (\text{Ec. 4.23})$$

$S_{e1}$  se va a evaluar con los principios de la mecánica de los materiales componentes, según la relación:

$$S_{e1} = \frac{Q_{wp} + \xi * Q_{wf}}{A_p * E_p} \quad (\text{Ec. 4.24})$$

Donde  $Q_{wp}$  y  $Q_{wf}$  es la carga tomada por punta y por fuste respectivamente. Para asumir estos valores se supone que el fuste toma carga según toda su capacidad y el restante se toma por punta.

$E_p$ ,  $A_p$  y  $L$  son el módulo de elasticidad, área y longitud del pilote.

$\xi$  es un factor que depende de la naturaleza de la distribución de la fricción superficial a lo largo del pilote. Los valores aproximados proporcionada por Vesic (1977). Para este caso  $\xi = 0.5$ .

$S_{e2}$ , el asentamiento causado por la carga tomada por la punta se expresa según la relación:

$$S_{e2} = \frac{Q_{wp} * C_p}{D * q_p} \quad (\text{Ec. 4.25})$$

Donde  $q_p$  es la resistencia última de punta del pilote.

$D$  diámetro del pilote.

$Q_{wp}$  carga de punta tomada por el pilote.

$C_p$  es un coeficiente empírico, donde se recomiendan valores dados en tabla, en el caso de estudio se utiliza el valor promedio para arenas densa a suelta (0.135) proporcionado por Das para este método (Principios de la Ingeniería de Cimentación, página 616, Tabla 9.7).

$S_{e3}$ , el asentamiento causado por la carga tomada por fuste se expresa según la relación empírica:

$$S_{e3} = \frac{Q_{wf} * C_f}{D * q_p} \quad (\text{Ec. 4.26})$$

Donde  $C_f$  es un coeficiente empírico relacionado con  $C_p$  según:

$$C_f = 0.93 + 0.16 * C_p \sqrt{L/D} \quad (\text{Ec. 4.27})$$

En la Figura 40 se presentan las curvas carga-deformación obtenidas por este método para cada una de las densidades consideradas de las cenizas volcánicas.

En todos los casos se obtiene que para los 4m de penetración del pilote dentro del estrato de cenizas volcánicas el asentamiento total es inferior a los 3cm. Superponiendo las curvas se puede visualizar que no hay diferencia notable entre las distintas densidades del suelo, por lo tanto al realizar los cálculos por el método Vesic se puede independizar de este parámetro.

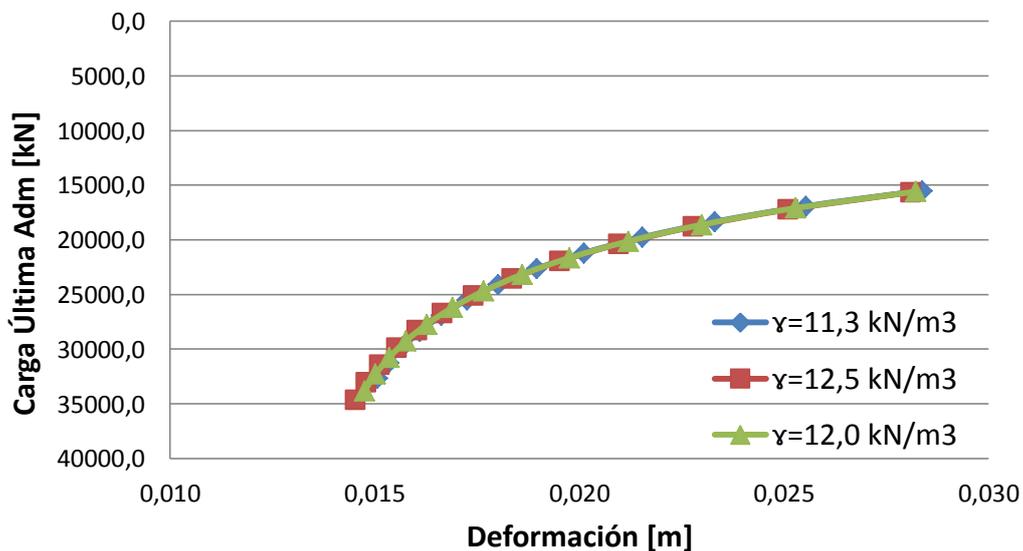
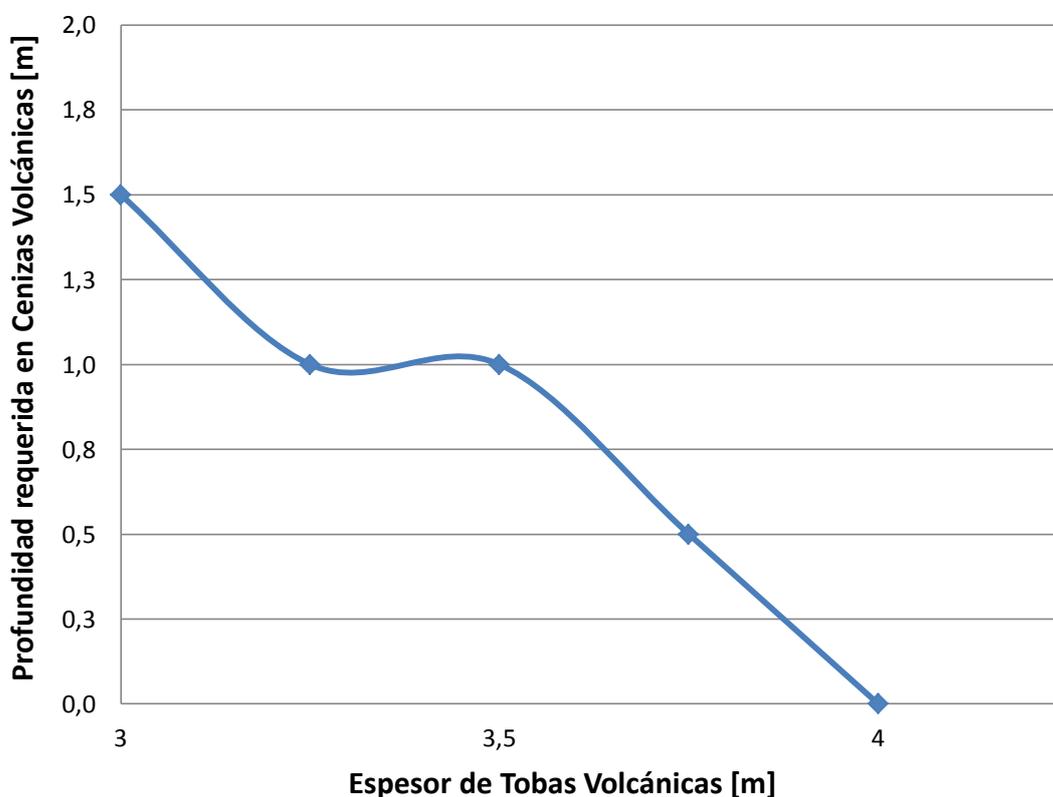


Figura 40: Resultado del método Vesic, curvas Carga-Deformación.

En conclusión se obtiene que para un espesor del estrato de tobas de 2.5 m, se debe prolongar el pilote en las cenizas volcánicas una profundidad de 1.5 m (para cualquiera de las densidades) para asegurar un asentamiento inferior a 3 cm.

Las longitudes de empotramiento del pilote en las cenizas necesarias para cumplir con este criterio son mayores a las longitudes necesarias para cumplir con el criterio de resistencia.

En la Figura 41 se presenta la gráfica resultante de la alternativa propuesta, utilizando el método Vesic, donde se determinan las distintas profundidades óptimas de empotramiento del pilote en el estrato de cenizas volcánicas para cada espesor del estrato de tobas volcánicas propuesto, hasta que la resistencia de fuste del estrato de tobas volcánicas junto con la resistencia de punta del estrato de cenizas volcánicas sea suficiente para soportar las cargas que trasmite la fundación, y el asentamiento resultante sea menor a 3 cm. Aun así se recomienda prolongar la perforación 1 m para asegurar que todos los pilotes trabajen de igual manera.



**Figura 41:** Profundidad requerida de fundación en el estrato de cenizas volcánicas para un asentamiento menor a 3 cm, utilizando el método Vesic.

- Análisis mediante Curvas de Compresibilidad:

En este caso se recurre a los ensayos de compresión confinada realizados. Para poder utilizar las curvas de compresibilidad se debe obtener la tensión de confinamiento del suelo en el punto de fundación, éste valor va a ser la tensión inicial de comparación, a partir de la cual al aplicar la carga al pilote se inducirán tensiones adicionales superiores a ésta que generarán el asentamiento del suelo siguiendo un comportamiento semejante a tales curvas.

En las curvas de compresibilidad ensayadas se visualizan los tres tramos característicos, el de recompresión, el virgen y el tramo de descarga. No es posible saber en qué tramo se encuentra el suelo de fundación sin tener ensayos previos sobre muestras extraídas de tales puntos. Es por esto que se asume directamente que se encuentra en el tramo virgen y se utilizan los valores relacionados a la pendiente del tramo denominado índice de compresibilidad ( $C_c$ ):

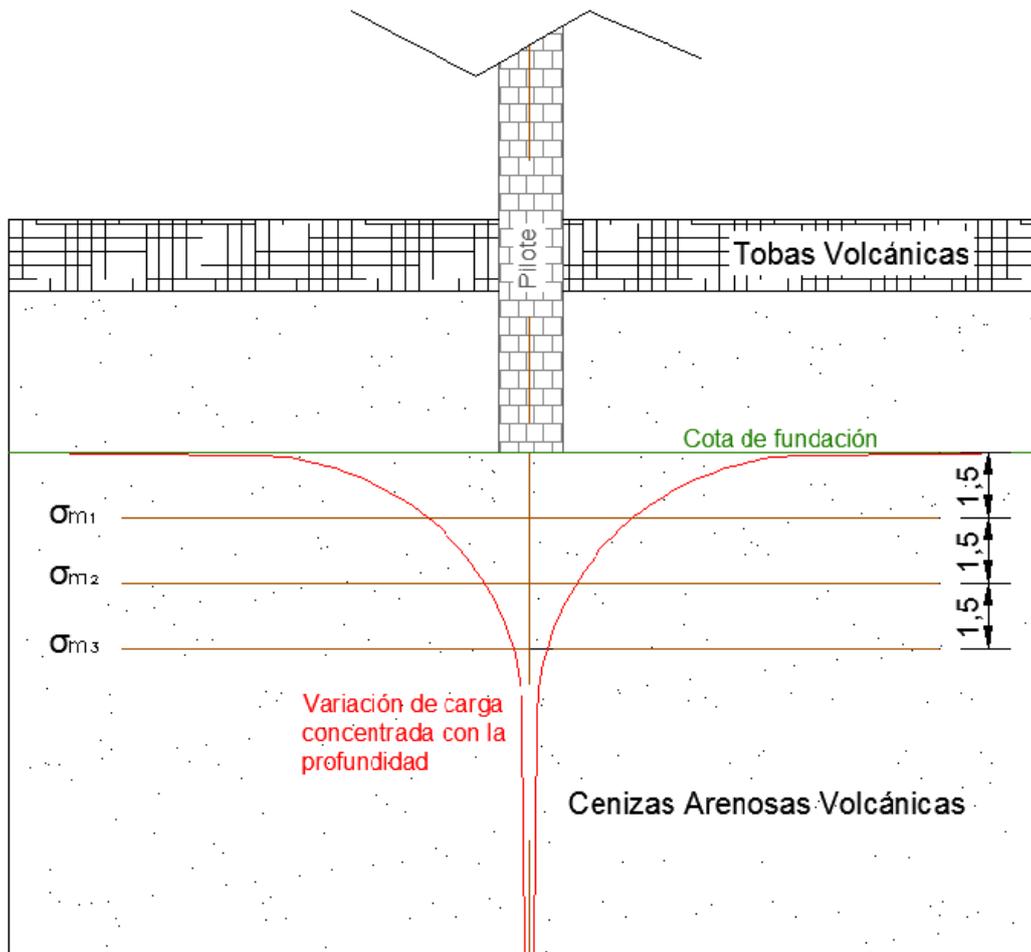
$$C_c = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right)} \quad (\text{Ec. 4.28})$$

Donde  $P_0$  es la tensión de confinamiento del suelo.

$\Delta P$  es la tensión inducida.

$\Delta e$  es la variación de relación de vacíos, que luego se va a asociar a la deformación.

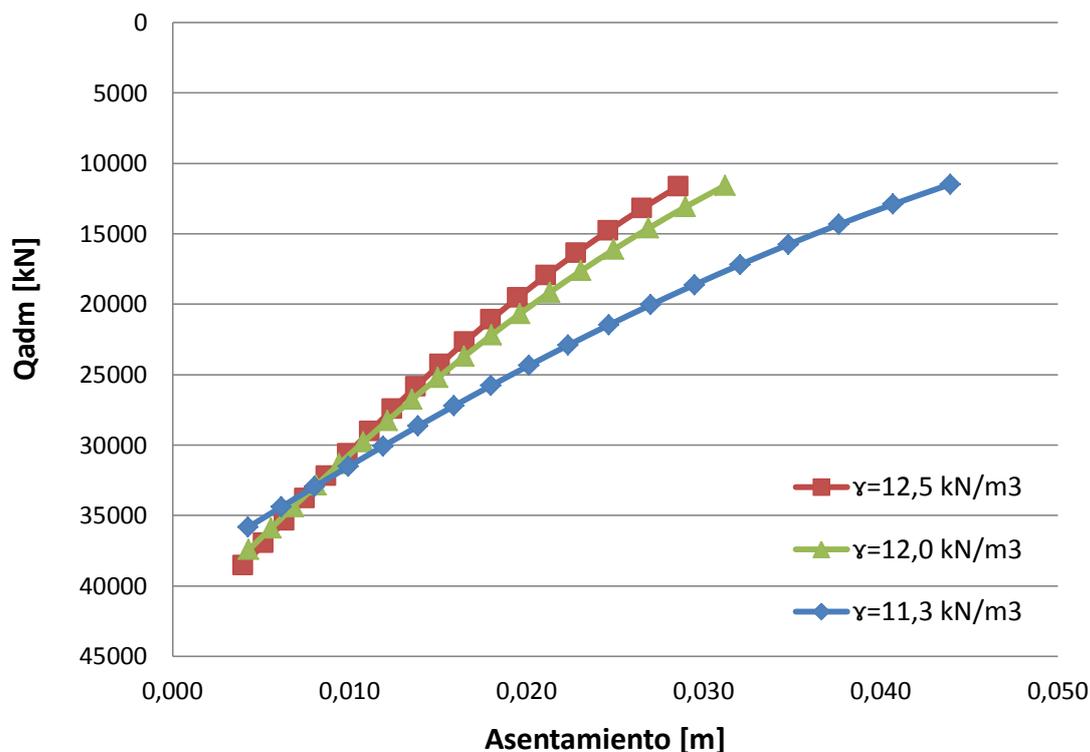
Se tuvo en cuenta la teoría del bulbo de presiones, la cual explica que las tensiones inducidas no se transmiten en el suelo de manera constante sino que disminuyen con la profundidad, y que para aproximadamente tres diámetros tal tensión se hace despreciable. Por lo tanto se obtienen tensiones medias para cada profundidad y con ello obtener los asentamientos medios que sufre cada tramo, como muestra en la Figura 42.



**Figura 42:** Esquema de variación de cargas concentradas con la profundidad y delimitación de fajas para el análisis.

La suma de los asentamientos medios de cada faja será el asentamiento total del suelo, al que habrá que agregarle la deformación elástica que sufre el pilote que se toma igual a  $S_{e1}$  calculada en el método de Vesic.

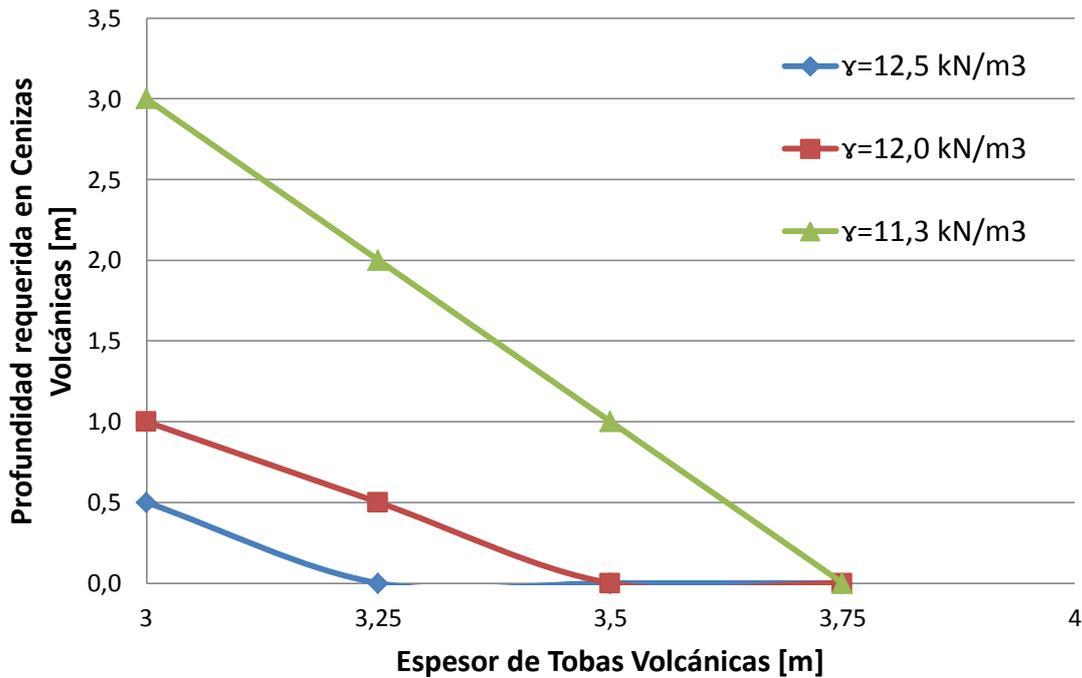
En la Figura 43 se presentan las curvas de asentamiento en función de la carga admisible del suelo, para los tres tipos de pesos unitario secos ensayados, obtenidas a partir de las curvas de compresibilidad por el método descrito, y teniendo en cuenta que el estrato de tobas volcánicas tiene un espesor de 3 m. donde se supuso que se pierden 0.5 m por el proceso de excavación, iguales premisas que las establecidas en el método Vesic.



**Figura 43:** Resultado del análisis mediante curvas de compresibilidad, curvas Carga-Deformación.

Se obtiene que para un asentamiento inferior a los 3 cm el pilote se debe prolongar 0.5 m para el peso unitario seco de 12.5 kN/m<sup>3</sup>, 1 m para 12.0 kN/m<sup>3</sup>, y 3 m para la de 11.3 kN/m<sup>3</sup>. Se puede ver que con este método si difieren los resultados en función del peso unitario seco adoptado del estrato de cenizas volcánicas, aun así la profundidad requerida no difiere significativamente de los resultados obtenidos por el método de Vesic.

Se presenta en la Figura 44, la gráfica resultante de la alternativa propuesta, utilizando las curvas de compresibilidad de los ensayos realizados en el laboratorio, donde se determinan las distintas profundidades óptimas de empotramiento del pilote en el estrato de cenizas volcánicas para cada espesor del estrato de tobas volcánicas propuesto, hasta que el la resistencia de fuste del estrato de tobas volcánicas junto con la resistencia de punta del estrato de cenizas volcánicas sea suficiente para soportar las cargas que trasmite la fundación, y el asentamiento resultante sea menor a 3 cm. Aun así se recomienda prolongar la perforación 1 m para asegurar que todos los pilotes trabajen de igual manera.



**Figura 44:** Profundidad requerida de fundación en el estrato de cenizas volcánicas para un asentamiento menor a 3 cm, utilizando curvas de consolidación.

#### 4.3.3 - Análisis de todas las Pilas del Puente

Teniendo en cuenta la Figura 32 del resumen geotécnico e hidráulico del problema, se puede ver que existe simetría en el problema, al igual que en el análisis de la estructura del puente, por lo tanto se propuso la solución para el pilote más solicitada de los estribos, y para el pilote más solicitada de la pila intermedia entre el estribo y la pila central ya analizada.

En la pila intermedia, la línea de erosión pasa por el estrato de gravas por lo que se considera el aporte de resistencia de fuste de este estrato, para un espesor de 3.40 m. Se hace el cálculo directo con el número de golpes.

$$\sigma_{adm}^{fricc} [kPa] = \frac{(N_{SPT} / 3 + 1)}{3} * 10 = 20 kPa \quad (\text{Ec. 4.29})$$

Por lo tanto el aporte de resistencia es de:

$$Q_{adm}^{fricc} = 320.4 kN$$

Por falta de datos se asume para el estrato de gravas, un peso unitario saturado intermedio entre el estrato de tobas volcánicas y el de cenizas volcánicas, de 18 kN/m<sup>3</sup>, para poder proceder con los cálculos de deformación.

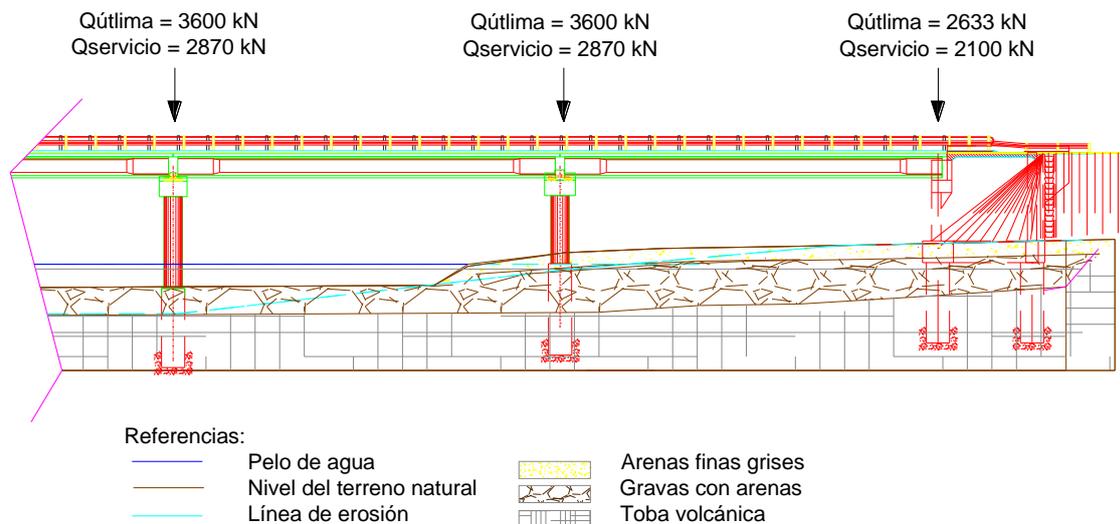
Se obtiene que para cumplir con el asentamiento mínimo de 3 cm, si se considera un espesor de 3 m. para el estrato de tobas volcánicas, únicamente para el peso unitario seco de  $11.3 \text{ kN/m}^3$  del estrato de cenizas volcánicas se requiere que el pilote se introduzca, en éste último, una profundidad de 1 m, y para mayores profundidades del estrato de tobas volcánicas, no se requiere que se introduzca el pilote en las cenizas.

En el caso del estribo, no hay línea de erosión por lo que se considera el aporte a la resistencia de todo el estrato de gravas (espesor de 4 m.), se descarta el aporte del estrato de arenas. La resistencia a fricción admisible que este aporta teniendo en cuenta la Ec.4.29, resulta de:

$$Q_{adm}^{fric} = 377.0 \text{ kN}$$

Para este caso, con empotrar el pilote en el estrato de tobas volcánicas una profundidad de 2.5 m, es suficiente para cumplir con todos los requisitos de asentamientos y resistencia. Esto es debido al mayor aporte del estrato de gravas y a la menor sollicitación de éste pilote.

En la Figura 45 se resume el sistema de cargas y de estratos intervinientes.



**Figura 45:** Esquema de cargas en pilas y estribo del puente.

#### 4.4 – Resumen de Alternativa

Se propone como alternativa de fundación, una curva de soluciones regidas por el criterio de deformaciones y obtenidas por medio del análisis de las curvas de compresibilidad, donde se relacionan las tres variables fundamentales del problema, las cuales son la profundidad del estrato de tobas volcánicas, el empotramiento requerido en las cenizas volcánicas (para tener un asentamiento menor a 3 cm), y la densidad del estrato de cenizas volcánicas. A continuación se cita la Figura 44 del apartado anterior, que muestra las curvas de solución planteadas.

De ésta solución se puede ver que para el espesor mínimo del estrato de tobas volcánicas (3.0 m obtenido mediante los sondeos), el empotramiento requerido en las cenizas volcánicas es de 3.0 m en el caso de que la cenizas se encuentren de con densidades bajas (de  $11.3 \text{ kN/m}^3$ ), valor que disminuye con el aumento de esta densidad, hasta el caso de máxima densidad que puede adoptar este suelo (obtenida mediante el ensayo proctor, de  $12.5 \text{ kN/m}^3$ ) donde el empotramiento requerido es de 0.5 m. A su vez estos valores disminuyen linealmente e inversamente proporcional al aumento del espesor de las tobas, y se hacen nulos para un espesor de 3.75 m del estrato de tobas volcánicas, en el caso de densidades sueltas de la ceniza volcánica, y para densidades altas, se hacen nulos para los 3.25 m de espesor de tobas volcánicas. En todos los casos se recomienda prolongar 1 m en profundidad el pilote, para asegurar que todo el sistema de fundación de la misma pila asiente en el estrato de cálculo.

Este mismo procedimiento es el que se plantea para el análisis de las demás pilas y pilotes de los estribos, teniendo en cuenta en cada caso el cambio de estratos intervinientes, debido a la variación del perfil de erosión. Se resume que únicamente en el caso de pilas intermedias y densidades bajas (menores o iguales a  $11.3 \text{ kN/m}^3$ ) será necesario empotrar el pilote una longitud de 1 m en el estrato de cenizas volcánicas. Para el resto de los casos con empotrarlo 2.5 m en el estrato de tobas volcánicas es suficiente para cumplir con todas las condiciones

## CAPITULO 5

### Conclusión

A partir de todo lo analizado en los distintos apartados, se puede concluir que el problema está regido por el criterio de asentamientos, para cumplir con éste se toma el análisis realizado por medio de curvas de compresibilidad. Se recomienda para las pilas centrales (2 y 3, ver Figura 4) seguir la gráfica propuesta en la Figura 44 y prolongar todos los pilotes 1 m. más de la longitud de cálculo, para asegurar que todos los pilotes de la misma pila asienten en el mismo estrato. De esta manera siempre se va a estar cumpliendo con los valores calculados por el método Vesic, y se estaría teniendo en cuenta la densidad del estrato de cenizas volcánicas. Como se dijo anteriormente al dominar el criterio de deformaciones, siempre se va a estar cumpliendo con el criterio de resistencia.

Para el caso de las pilas 1 y 4 (ver Figura 4), sólo en el caso que la profundidad del estrato de tobas sea de 3 m. y que la densidad de las cenizas volcánicas sea baja ( $11.3 \text{ kN/m}^3$ ) se recomienda introducirse 1 m dentro de éste último estrato. En casos contrarios con empotrar los pilotes 2.5 m dentro del estrato de tobas volcánicas es suficiente para cumplir con todos los requisitos.

Finalmente para los pilotes correspondientes al estribo, como se mencionó en el apartado anterior, es suficiente para cumplir con los criterios de resistencia y asentamientos empotrar los pilotes una profundidad de 2.5 m dentro del estrato de tobas volcánicas.

En cuanto a la experiencia lograda a por medio de la actividad realizada, se puede decir que a partir del proceso que se requirió para llegar a su cumplimiento, se alcanzaron los objetivos generales establecidos de la materia como método de inserción en el ámbito laboral, se logró la integración a un grupo de trabajo donde se compartió experiencia con profesionales de distintas especialidades, permitiendo el desarrollo personal y profesional. Se logró aplicar los conocimientos adquiridos en el curso de la carrera así como ampliar e integrar nueva información, a la resolución del problema planteado.

En cuanto al plan de actividades se logró cumplir con las actividades establecidas y tomar noción de los tiempos requeridos para las mismas, permitiendo así la reprogramación y adecuación de los tiempos de trabajo a los de los profesionales a cargo.

## Bibliografía

ASTM D (2007). Annual Book of ASTM Standards. Vol. 04.08. ASTM International. West Conshohocken P.A.

Bechis Florencia (2004). *“Estudio geológico y estructural de la región media de los ríos Ñirihuau y Pichi Leufú, provincia de Río Negro”*. Tesis de grado. Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.

Das, Braja M. (2001), *Principios de la Ingeniería de Cimentación*. California: 4ta Edición International Thomson Editores.

Giacosa, Raúl y Nemesio Heredia, C. (2001). *“Hoja Geológica 4172-IV. San Carlos de Bariloche. Provincias de Río Negro y Neuquén”*. Boletín N° 279. Instituto de Geología y Recursos Minerales. Servicio Geológico Minero Argentino (SEGEMAR).

Pells P. J. N. (1990), *“State of practice for the design of socketed piles in rock”*, Hobart, 8<sup>th</sup> Australia New Zealand Conference on Geomechanics.

Rowe R. K., Armitage H. H. (1987), *“A design method for drilled piers in soft rock”* Canadian Geotechnical Journal. 24(1): 126-142, 10.1139/t87-011.

Santamarina, J. C.; Klein, K. A.; Wang, Y. H. y Prencke, E. (2002). *“Specific Surface: Determination and Relevance”*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 39. pp. 233 – 241.

Van de Velde, Germán J. (2012). *“Caracterización Geotécnica y Evaluación de Procesos de Estabilización Química y Mecánica del Lodo Generado en la Potabilización de Agua”*. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería, Mención Estructuras y Geotecnia, FCEFyN UNC.

Zhang Lianyang (2004) *“Drilled Shaft in Rock Analysis and Design”*. Londres: Taylor & Francis Group .

## ANEXOS

### Anexo 1: ENSAYOS DE LABORATORIO

#### 1.1 - Análisis Granulométrico

A continuación se presentan las Tablas 18 y 19 generadas para llegar a la curva granulométrica final.

**Tabla 18:** Análisis granulométrico por mallas.

<b>TAMIZADO</b>			
Tamiz	Peso retenido [gr]	Peso Pasante [gr]	% Pasante
4	0,69	499,31	99,86
10	4,69	495,31	99,06
40	117,09	382,91	76,58
60	173,59	326,41	65,28
100	226,09	273,91	54,78
200	30,84	243,07	48,61

Peso total de la muestra	500	[gr]
Peso de Base	312,69	[gr]
Peso del Pesafiltro	4,76	[gr]

**Tabla 19:** Análisis granulométrico por método del hidrómetro.

<b>Análisis del Hidrómetro</b>					
Hidrómetro Nº		Gs de sólidos	2,56	a	1,02
Agente disper.	NaPO3	Cantidad	5,17gr	Peso Suelo S Wd	50,03
Correc. de cero	-1	Corrección de Menisco		1	

Fecha	Hora	Tiempo Transc.	Tº	Lectura real	Lectura Corregida	% fino [R <sub>c</sub> *a/W <sub>d</sub> ]	Correcc. Por R	L	L/t	K	φ (mm) [k*(L/t) <sup>0,5</sup> ]
03/02/2014	10,5	1	29º	22,5	22,95	45,9	23,5	12,45	12,450	0,01282	0,04523
		2		16,5	16,83	33,6	17,5	13,4	6,700	0,01282	0,03318
		3		14,5	14,79	29,6	15,5	13,75	4,583	0,01282	0,02745
		4		13	13,26	26,5	14	14	3,500	0,01282	0,02398
		8		10	10,2	20,4	11	14,5	1,813	0,01282	0,01726
		16		8,5	8,67	17,3	9,5	14,75	0,922	0,01282	0,01231
		33		6,5	6,63	13,3	7,5	15,1	0,458	0,01282	0,00867
		64		5,5	5,61	11,2	6,5	15,25	0,238	0,01282	0,00626
		128		5	5,1	10,2	6	15,3	0,120	0,01282	0,00443
		258		4,5	4,59	9,2	5,5	15,4	0,060	0,01282	0,00313
	17:35	435	29º	4	4,08	8,2	5	15,5	0,036	0,01282	0,00242
04/02/2014	9:18	1352		3	3,06	6,1	4	15,6	0,012	0,01282	0,00138
	19:08	1924		2	2,04	4,1	3	15,8	0,008	0,01282	0,00116
05/02/2014	9:24	2780	28º	2	2,04	4,1	3	15,8	0,006	0,01292	0,00097

14:47	3103	2	2,04	4,1	3	15,8	0,005	0,01292	0,00092
-------	------	---	------	-----	---	------	-------	---------	---------

## 1.2 - Ensayo Gravedad específica:

Se presenta a continuación la Tabla 20 con el proceso de cálculo para determinar la gravedad específica

**Tabla 20:** Determinación de la gravedad específica

		Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Ensayo 4
Peso del Matraz	Wm [gr]	67,39	67,4	67,39	67,4
Peso del Matraz + suelo	Wmd [gr]	97,4	97,37	97,4	97,58
Peso del Matraz + agua + suelo	Wmwd [gr]	184,73	184,73	184,78	184,73
Peso del Matraz + agua	Wmw	166,41	166,33	166,41	166,33
Temperatura	Tº [ºC]	28	29	28	29
Gravedad específica a TºC	Gwt	0,9963	0,996	0,9963	0,996
Peso del Suelo	Wd = Wmd-Wm [gr]	30	30,04	29,85	30,18
Peso del Volumen de Agua a Tº	Wwt = Wmwd - Wmd [gr]	11,72	11,69	11,52	11,83
<b>Gravedad Específica</b>	<b>Gs = Wd*Gwt/Wwt</b>	2,55	2,56	2,58	2,54

## 1.3 - Límites de Atterberg

- Ensayo del Cono de Penetración

Se presenta la Tabla 21 con el resumen de datos y la Tabla 22 con el proceso de cálculo para determinar los límites de Atterberg por el método del cono.

**Tabla 21:** Pesos de las masas y el cono.

	Masa [gr]
Punta	31,18
Pesa Grande	100,43
Pesa Chica	49,71

**Tabla 22:** Método del cono, determinación de límites de Atterberg.

Muestra	Pesafiltro [gr]	Pf+Psh [gr]	Pf + Pss [gr]	Humedad [%]	Lectura LL	Lectura LP
1	3,13	13,59	10,67	38,7	23,20	26,70
2	3,15	31,10	22,20	46,7	13,90	22,80
3	3,12	25,33	17,75	51,8	27,75	32,50
4	3,13	30,71	21,51	50,1	26,00	28,00
5	3,17	42,96	29,79	49,5	29,90	30,00
6	3,10	41,24	28,92	47,7	16,50	27,00
7	3,17	36,86	25,78	49,0	27,00	32,55

Valores descartados

Para para una penetración de 20mm LL = 48,2% y LP = 46,6%

- Método de Casagrande – Cascador de Casagrande (Límite Líquido)

El método que propone Casagrande para determinar el límite líquido es utilizando un cascador de medidas establecidas, donde se obtiene el número de golpes requeridos para unir dos partes de suelo (que fue separado por un ranurador de medidas específicas) y la humedad de éste suelo de la zona de unión. Se toman al menos tres valores para ajustar una recta y con ella determinar luego, el porcentaje de humedad para el cual corresponden 25 golpes, éste valor corresponde al límite líquido (ver Figura 13).

Un procedimiento alternativo es utilizando la ecuación empírica de ajuste desarrollada por Hidrovías de Vickburg USA (Ec. A.1), donde obtienen el valor del límite líquido a partir de un solo ensayo. En la Tabla 23 se presentan los resultados obtenidos.

$$H_{25}^{\%} = \%H * (NG/25)^{0.121} \quad (\text{Ec A.1})$$

**Tabla 23:** Método de Casagrande, determinación de límites de Atterberg.

Muestra	Nº Golpes	Pf	Psh+Pf	Pss+Pf	%H	H <sub>25</sub>
1	10	3,13	11,66	8,99	45,6	40,78
2	10	3,14	25,42	18,58	44,3	39,65
3	17	3,14	23,6	17,43	43,2	41,21
4	32	3,13	24,84	18,55	40,8	42,03
5	14	3,13	30,8	22,67	41,6	38,79
					<b>Promedio</b>	<b>40,49</b>

#### 1.4 - Ensayo de Superficie Específica:

Se preparó una solución de 10gr de suelo (secado a horno pasante por el tamiz 200) en 30mL de agua destilada, a la que se le agregan incrementos de 0.5mL de reactivo (1gr de azul de metileno en 200ml de agua destilada). En cada incremento se mezcla durante un minuto dando tiempo a reaccionar y luego se coloca una gota de esta mezcla sobre un papel filtro. Se repitió esta operación junto con cada incremento de reactante hasta que la gota sobre el papel genere una aureola difusa alrededor, lo cual significa que todas las partículas del suelo hay reaccionado. Se tomó nota del número de incrementos de reactante necesarios para llegar a este punto. Para obtener la superficie específica se introdujo este dato en la siguiente ecuación empírica (Ec. A.2) propuesta por Santamarina *et al.* (2002).

$$S_e [m^2 / gr] = \frac{1gr}{319,87 gr / mol} * \frac{1}{200mL} * (N * 0,5mL) * N_{Av} * A_{AM} * \frac{1}{10gr} \quad (\text{Ec. A.2})$$

Donde N es el número de incrementos

$N_{Av}$  es el número de Avogadro ( $6,02 \times 10^{23}$ )

$A_{AM}$  es el área cubierta por un catión (asumida con  $130 \text{ \AA}^2$ )

El valor obtenido fue de  **$S_e = 39.15 \text{ m}^2/\text{gr}$** .

Este valor está relacionado con el límite de líquido del suelo por medio de la Ec. A.3.

$$S_e [m^2 / gr] = 1,8 * LL[\%] - 34 \quad (\text{Ec. A.3})$$

El valor obtenido fue de  **$LL [\%] = 40.6$** .

### 1.5 - Ensayo de Compresibilidad:

El procedimiento general del ensayo se resume en los siguientes pasos. Una vez conocidas las dimensiones del anillo donde se va a colocar la muestra, se calcula la cantidad de suelo (secado a horno) requerida para la densidad de ensayo. Antes de colocarla se le da la humedad óptima obtenida del ensayo proctor ( $\approx 30\%$ ), para facilitar la operación. Una vez colocado el material dentro del anillo flotante se colocan los anillos restantes y las piedras porosas superior e inferior, se pone en inmersión dentro de una cuba de agua. Se coloca todo el equipo en el aplicador de cargas y arriba de la piedra porosa se coloca una guía con una hendidura donde va a ser aplicada la carga, se posiciona la carga de manera tal que quede apenas tocando la guía, se colocan los flexímetros y se toman lecturas a cero y se comienza la aplicación de las cargas, en cada salto de carga se toman lecturas a tiempos crecientes logarítmicamente hasta que se dé la estabilización de las deformaciones, ya que en los primeros instantes surgen las mayores deformaciones y luego decrecen a medida que se reacomodan las partículas.

En todos los casos el edómetro utilizado es de anillo flotante de dimensiones:

Altura [mm] = 31,65	Sección [cm <sup>2</sup> ] = 31,57
Diámetro [mm] = 63,40	Volumen [cm <sup>3</sup> ] = 99,92

A modo de ejemplo se dejan las Tablas 24 a la 30 realizadas para el primer ensayo, luego se dejan solo las correspondientes a los resultados finales.

- **Densidad 1.13 g/cm<sup>3</sup>**

Datos probeta:

$$\begin{aligned} \gamma_d [\text{g/cm}^3] &= 1,13 & S\% &= 77,7 \\ \%w_{\text{nat}} &= 38,6 & G_s &= 2,56 \\ e_o &= 1,27 \end{aligned}$$

**Tabla 24:** Ensayo de compresibilidad para densidad de 1.13 g/cm<sup>3</sup>, Salto N° 1.

Incremento [kg/cm<sup>2</sup>] = 0,28

Presión Total [kg/cm<sup>2</sup>] = 0,28

Tiempo transcurrido [seg]	Raíz (Tiempo) [Raíz (seg)]	Lectura flexímetro [mm]	Asentam [mm]	Deform. vertical [%]	Relac. de vacíos
0	0,0	8,0000	0,000	0,00	1,271
5	2,2	8,3500	0,350	1,11	1,246
15	3,9	8,3600	0,360	1,14	1,245
30	5,5	8,3700	0,370	1,17	1,244
60	7,7	8,3700	0,370	1,17	1,244
120	11,0	8,3750	0,375	1,18	1,244
240	15,5	8,3800	0,380	1,20	1,244
480	21,9	8,3850	0,385	1,22	1,243
960	31,0	8,3900	0,390	1,23	1,243
1920	43,8	8,3950	0,395	1,25	1,243

**Tabla 25:** Ensayo de compresibilidad para densidad de 1.13 g/cm<sup>3</sup>, Salto N° 2.

Incremento [kg/cm<sup>2</sup>] = 0,27

Presión Total [kg/cm<sup>2</sup>] = 0,55

Tiempo transcurrido [seg]	Raíz (Tiempo) [Raíz (seg)]	Lectura flexímetro [mm]	Asentam [mm]	Deform. vertical [%]	Relac. de vacíos
0	0,0	8,4100	0,410	1,30	1,243
5	2,2	8,5900	0,590	1,86	1,229
15	3,9	8,6000	0,600	1,90	1,228
30	5,5	8,6050	0,605	1,91	1,227
60	7,7	8,6100	0,610	1,93	1,227
120	11,0	8,6200	0,620	1,96	1,226
240	15,5	8,6250	0,625	1,97	1,226
480	21,9	8,6325	0,633	2,00	1,225

960	31,0	8,6400	0,640	2,02	1,225
1920	43,8	8,6500	0,650	2,05	1,224

**Tabla 26:** Ensayo de compresibilidad para densidad de  $1.13 \text{ g/cm}^3$ , Salto N° 3.

Incremento  $[\text{kg/cm}^2] = 0,55$

Presión Total  $[\text{kg/cm}^2] = 1,10$

Tiempo transcurrido [seg]	Raíz (Tiempo) [Raíz (seg)]	Lectura flexímetro [mm]	Asentam [mm]	Deform. vertical [%]	Relac. de vacíos
0	0,0	8,6500	0,650	2,05	1,224
5	2,2	8,9800	0,980	3,10	1,201
15	3,9	9,0000	1,000	3,16	1,199
30	5,5	9,0150	1,015	3,21	1,198
60	7,7	9,0300	1,030	3,25	1,197
120	11,0	9,0500	1,050	3,32	1,196
240	15,5	9,0600	1,060	3,35	1,195
480	21,9	9,0750	1,075	3,40	1,194
960	31,0	9,0900	1,090	3,44	1,193
1920	43,8	9,1100	1,110	3,51	1,191

**Tabla 27:** Ensayo de compresibilidad para densidad de  $1.13 \text{ g/cm}^3$ , Salto N° 4.

Incremento  $[\text{kg/cm}^2] = 1,06$

Presión Total  $[\text{kg/cm}^2] = 2,16$

Tiempo transcurrido [seg]	Raíz (Tiempo) [Raíz (seg)]	Lectura flexímetro [mm]	Asentam [mm]	Deform. vertical [%]	Relac. de vacíos
0	0,0	9,1100	1,110	3,51	1,191
5	2,2	9,5750	1,575	4,98	1,158
15	3,9	9,6150	1,615	5,10	1,155
30	5,5	9,6400	1,640	5,18	1,153
60	7,7	9,6550	1,655	5,23	1,152
120	11,0	9,6700	1,670	5,28	1,151
240	15,5	9,6950	1,695	5,36	1,149
480	21,9	9,7100	1,710	5,40	1,148
960	31,0	9,7350	1,735	5,48	1,146
1920	43,8	9,7550	1,755	5,55	1,145

**Tabla 28:** Ensayo de compresibilidad para densidad de 1.13 g/cm<sup>3</sup>, Salto N° 5.Incremento [kg/cm<sup>2</sup>] = 2,17Presión Total [kg/cm<sup>2</sup>] = 4,33

Tiempo transcurrido [seg]	Raíz (Tiempo) [Raíz (seg)]	Lectura flexímetro [mm]	Asentam [mm]	Deform. vertical [%]	Relac. de vacíos
0	0,0	9,7550	1,755	5,55	1,145
5	2,2	10,3300	2,330	7,36	1,104
15	3,9	10,3800	2,380	7,52	1,100
30	5,5	10,4050	2,405	7,60	1,098
60	7,7	10,4300	2,430	7,68	1,097
120	11,0	10,4550	2,455	7,76	1,095
240	15,5	10,4800	2,480	7,84	1,093
480	21,9	10,5100	2,510	7,93	1,091
960	31,0	10,5400	2,540	8,03	1,089
1920	43,8	10,5700	2,570	8,12	1,086

**Tabla 29:** Ensayo de compresibilidad para densidad de 1.13 g/cm<sup>3</sup>, Recarga.Incremento [kg/cm<sup>2</sup>] = 2,17Presión Total [kg/cm<sup>2</sup>] = 4,33

Tiempo transcurrido [seg]	Raíz (Tiempo) [Raíz (seg)]	Lectura flexímetro [mm]	Asentam [mm]	Deform. vertical [%]	Relac. de vacíos
0	0,0	10,4800	2,480	7,84	1,086
5	2,2	10,5200	2,520	7,96	1,090
15	3,9	10,540	2,540	8,03	1,089
30	5,5	10,560	2,560	8,09	1,087
60	7,7	10,580	2,580	8,15	1,086
120	11,0	10,585	2,585	8,17	1,085
240	15,5	10,590	2,590	8,18	1,085
480	21,9	10,600	2,600	8,21	1,084
960	31,0	10,610	2,610	8,25	1,084
1920	43,8	10,620	2,620	8,28	1,083

**Tabla 30:** Ensayo de compresibilidad para densidad de 1.13 g/cm<sup>3</sup>, Salto N° 6.Incremento [kg/cm<sup>2</sup>] = 4,23Presión Total [kg/cm<sup>2</sup>] = 8,56

Tiempo transcurrido [seg]	Raíz (Tiempo) [Raíz (seg)]	Lectura flexímetro [mm]	Asentam [mm]	Deform. vertical [%]	Relac. de vacíos
---------------------------	----------------------------	-------------------------	--------------	----------------------	------------------

0	0,0	10,6200	2,620	8,28	1,083
5	2,2	11,2900	3,290	10,39	1,035
15	3,9	11,3350	3,335	10,54	1,032
30	5,5	11,3650	3,365	10,63	1,029
60	7,7	11,4000	3,400	10,74	1,027
120	11,0	11,4450	3,445	10,88	1,024
240	15,5	11,4700	3,470	10,96	1,022
480	21,9	11,5050	3,505	11,07	1,019
960	31,0	11,5350	3,535	11,17	1,017
1920	43,8	11,5700	3,570	11,28	1,015

A partir de los datos anteriores se obtuvo la Figura 46 con el gráfico de compresibilidad para densidad de 1.13gr/cm<sup>3</sup>:

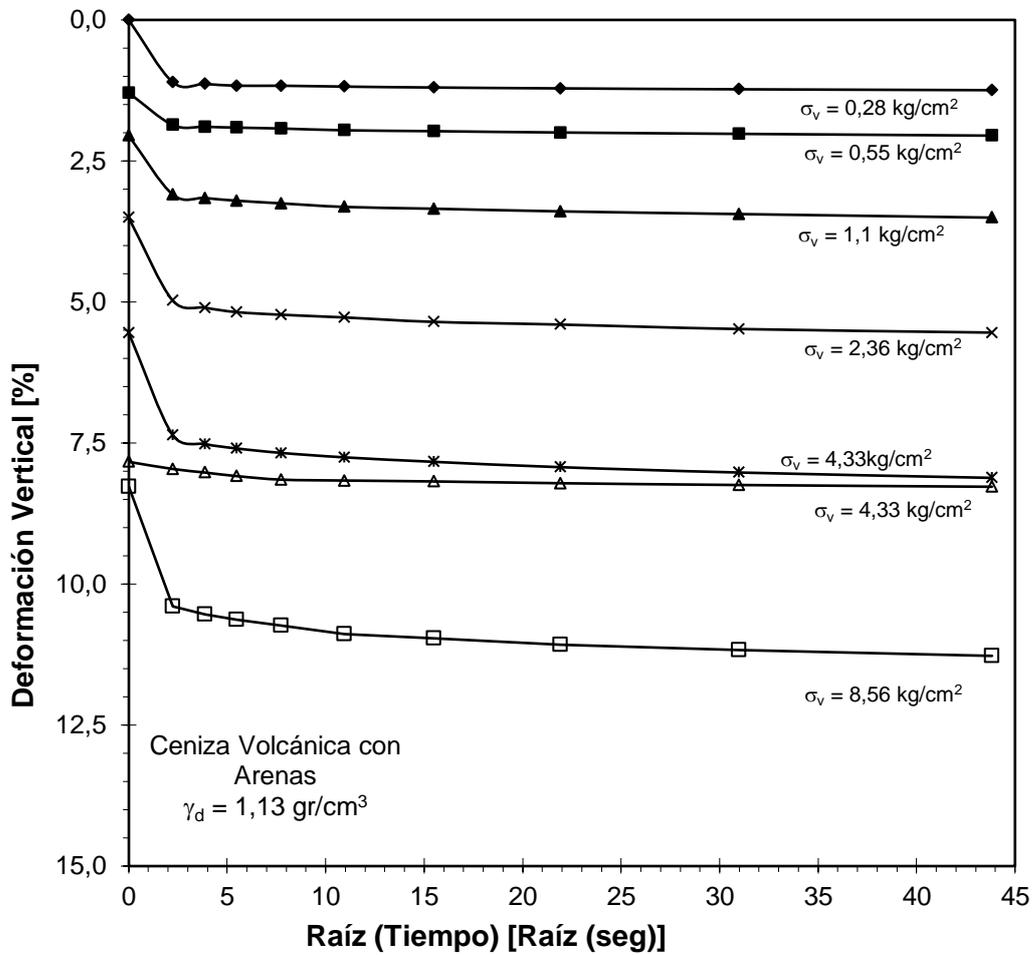


Figura 46: Gráfico de compresibilidad para densidad de 1.13gr/cm<sup>3</sup>.

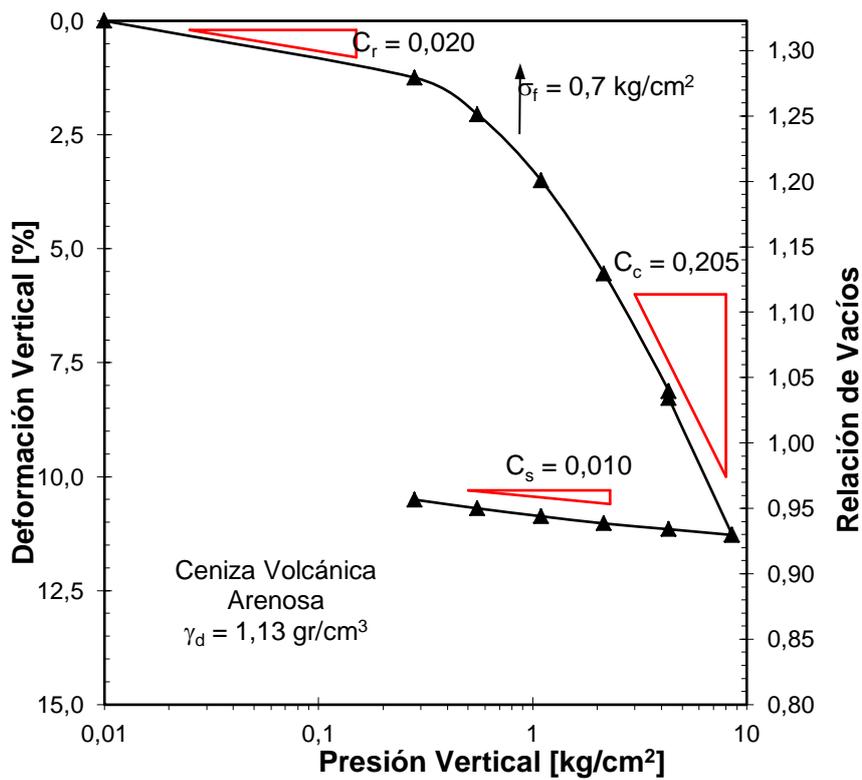
**Tabla 31:** Tabla resumen para la densidad de 1.13 gr./cm<sup>3</sup>.

Salto N°	Presión Vertical [kg/cm <sup>2</sup> ]	Lectura flexímetro [mm]	Asentam [mm]	Deformac. Vertical [%]	Relac. de Vacíos
0	0,01	8,00	0,00	0,00	1,27
1	0,28	8,40	0,40	1,25	1,24
2	0,55	8,65	0,65	2,05	1,22
3	1,10	9,11	1,11	3,51	1,19
4	2,16	9,76	1,76	5,55	1,14
5	4,33	10,57	2,57	8,12	1,09
6	4,33	10,62	2,62	8,28	1,08
7	8,56	11,57	3,57	11,28	1,01
8	4,33	11,53	3,53	11,15	1,02
9	2,16	11,49	3,49	11,03	1,02
10	1,10	11,44	3,44	10,87	1,02
11	0,55	11,39	3,39	10,70	1,03
12	0,28	11,33	3,33	10,51	1,03

Recarga

Descarga

De la Tabla 31 se obtuvo la Figura 47 con el gráfico de compresibilidad:



**Figura 47:** Gráfico de compresibilidad para la densidad 1.13 gr/cm<sup>3</sup>.

- **Densidad 1.20 g/cm<sup>3</sup>**

Datos probeta:

$$\begin{aligned} \gamma_d \text{ [g/cm}^3\text{]} &= 1,20 & S\% &= 80,1 \\ \%W_{nat} &= 35,4 & G_s &= 2,56 \\ e_o &= 1,13 \end{aligned}$$

Con los resultados se obtuvo la Figura 48. Gráfico de Compresibilidad para densidad de 1.20gr/cm<sup>3</sup>:

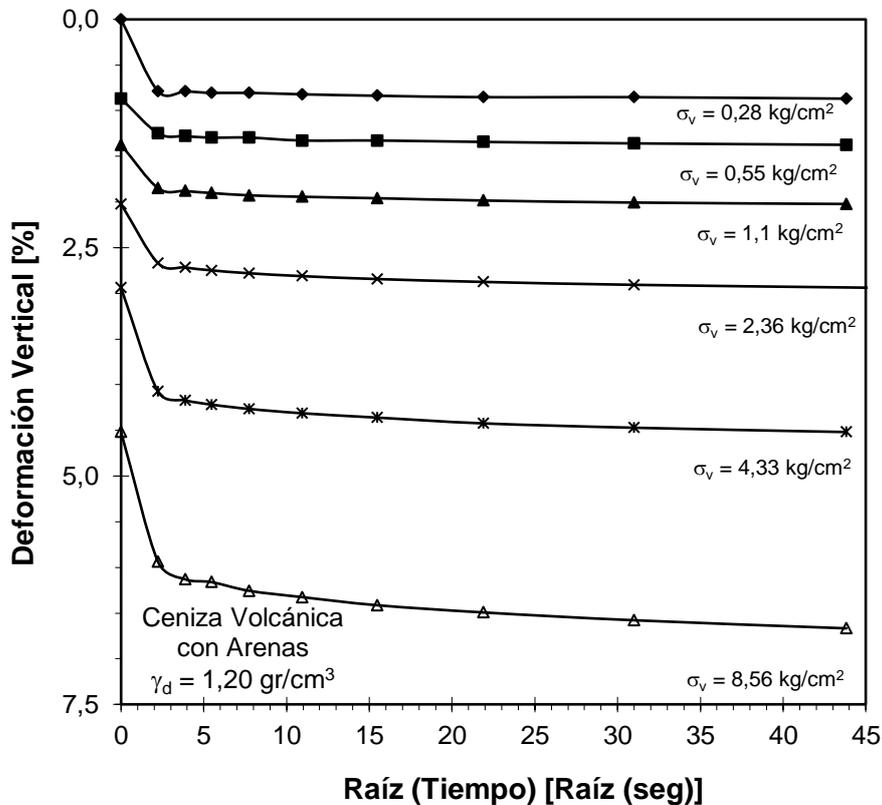


Figura 48 Gráfico de compresibilidad para densidad de 1.20 gr/cm<sup>3</sup>:

Se presenta la Tabla 32 con el resumen de los saltos.

Tabla 32: Resumen para la densidad de 1.20 gr/cm<sup>3</sup>.

Salto N°	Presión Vertical [kg/cm <sup>2</sup> ]	Lectura flexímetro [mm]	Asentam [mm]	Deformac. Vertical [%]	Relac. de Vacíos
0	0,01	8,00	0,00	0,00	1,27
1	0,28	8,28	0,28	0,87	1,25
2	0,55	8,44	0,44	1,37	1,24
3	1,10	8,64	0,64	2,02	1,22
4	2,16	8,93	0,93	2,94	1,20
5	4,33	9,43	1,43	4,52	1,17
6	8,56	10,11	2,11	6,67	1,12

7	4,33	10,08	2,08	6,56	1,12	Descarga
8	2,16	10,01	2,01	6,33	1,13	
9	1,10	9,95	1,95	6,16	1,13	
10	0,55	9,89	1,89	5,96	1,14	
11	0,28	9,83	1,83	5,77	1,14	

De la tabla anterior se presenta la Figura 49 con el gráfico de compresibilidad.

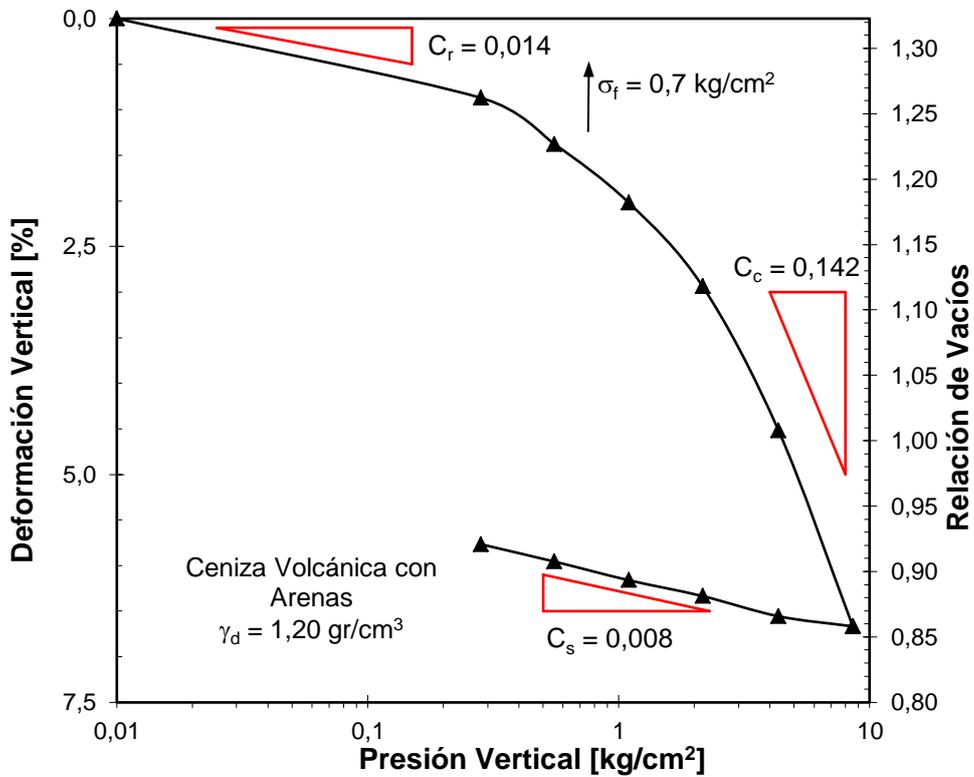


Figura 49: Grafico de compresibilidad para la densidad 1.20 gr/cm<sup>3</sup>.

- **Densidad 1.25 g/cm<sup>3</sup>**

Datos probeta:

$$\begin{aligned} \gamma_d \text{ [g/cm}^3\text{]} &= 1,25 & S\% &= 81,3 \\ \%w_{\text{nat}} &= 33,2 & G_s &= 2,56 \\ e_o &= 1,05 \end{aligned}$$

Con los resultados se obtuvo la Figura 48. Gráfico de Compresibilidad para densidad de 1.25gr/cm<sup>3</sup>:

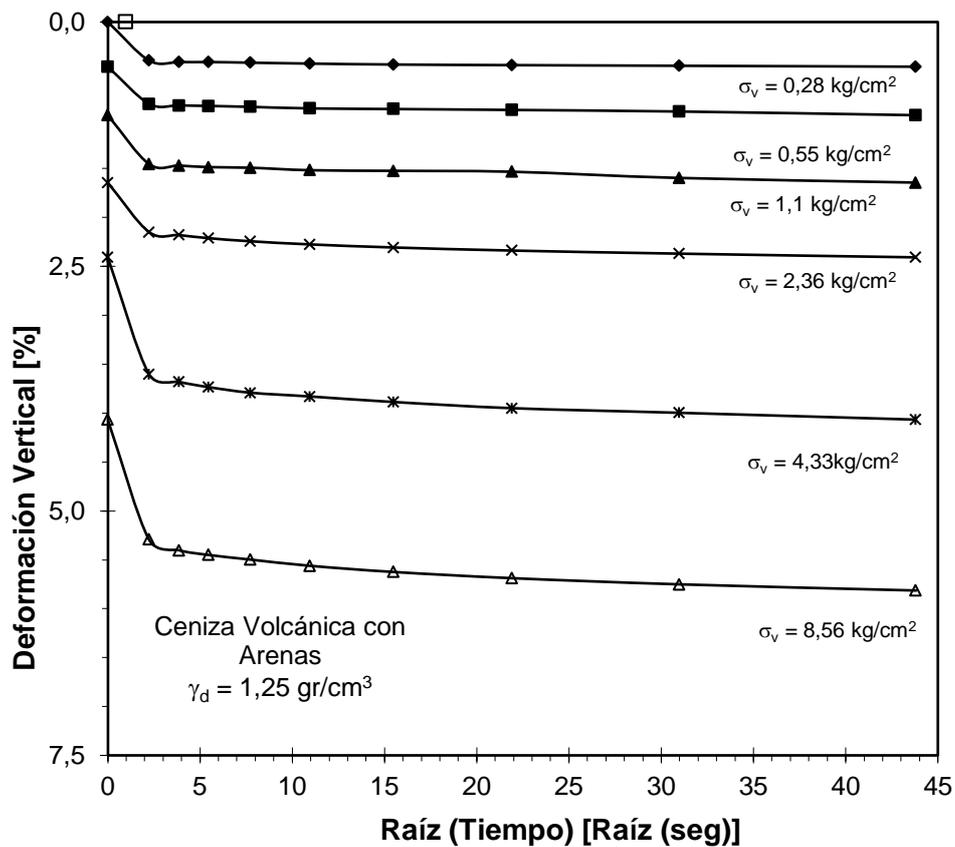


Figura 50: Gráfico de compresibilidad para densidad de 1.25 gr/cm<sup>3</sup>:

Se presenta la Tabla 33 con el resumen de los saltos.

Tabla 33: Resumen para la densidad de 1.20 gr/cm<sup>3</sup>.

Salto N°	Presión Vertical [kg/cm <sup>2</sup> ]	Lectura flexímetro [mm]	Asentam [mm]	Deformac. Vertical [%]	Relac. de Vacíos
0	0,01	13,00	0,00	0,00	1,13
1	0,28	13,15	0,15	0,46	1,12
2	0,55	13,30	0,30	0,95	1,11
3	1,10	13,52	0,52	1,64	1,10
4	2,16	13,76	0,76	2,41	1,08
5	4,33	14,29	1,29	4,07	1,04
6	8,56	14,84	1,84	5,81	1,01
7	4,33	14,83	1,83	5,78	1,01
8	2,16	14,79	1,79	5,66	1,01
9	1,10	14,74	1,74	5,50	1,01
10	0,55	9,89	1,89	5,96	1,14
11	0,28	9,83	1,83	5,77	1,14

Descarga

De la tabla anterior se presenta la Figura 51 con el gráfico de compresibilidad.

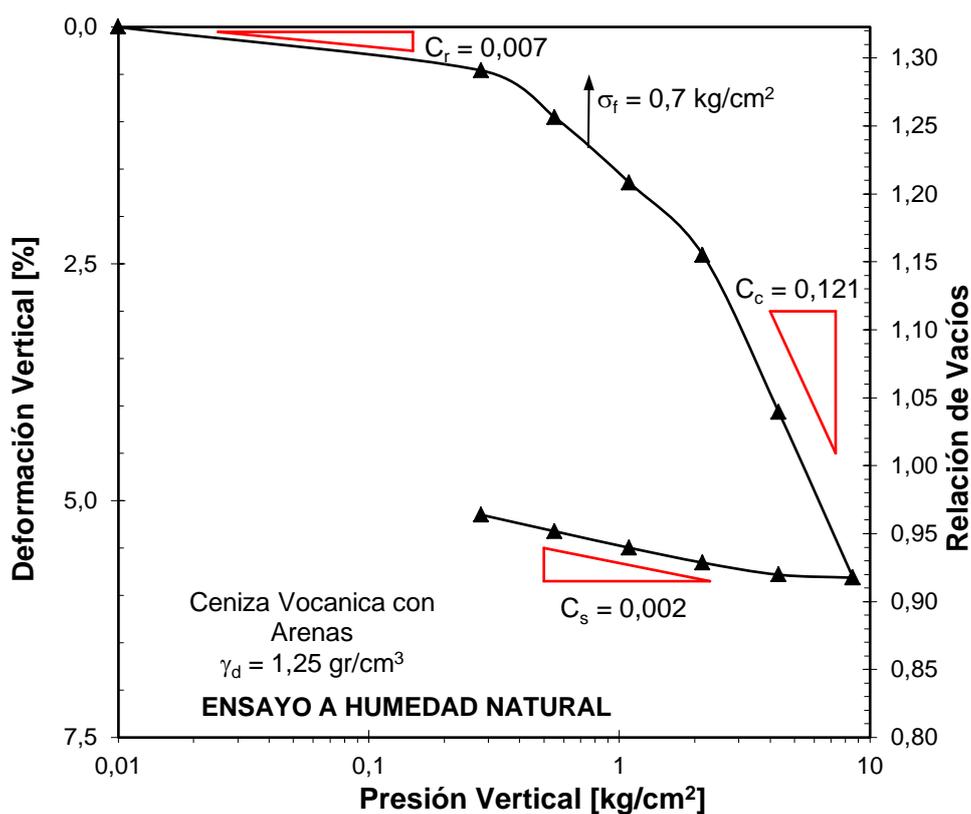


Figura 51: Grafico de compresibilidad para la densidad 1.25 gr/cm<sup>3</sup>.

De cada gráfica se presenta en la Tabla 34 el resumen de coeficientes de compresibilidad.

Tabla 34: Resumen de coeficientes de compresibilidad

Muestra	$\gamma_d$	$C_r$	$C_c$	$C_s$	E final [%]
1	1,13	0,020	0,205	0,010	11,28
2	1,2	0,014	0,142	0,008	6,56
3	1,25	0,007	0,121	0,002	5,78

### 1.6 - Ensayo de Comparación de Granulometrías antes y después del ensayo de Compresión:

Se realizó un ensayo de compresibilidad determinando antes y después del material, la granulometría mediante tamizado.

#### Datos probeta:

Altura [mm] = 31,65	$\gamma_d$ [g/cm <sup>3</sup> ] = 1,25
Diámetro [mm] = 63,40	%w <sub>nat</sub> = 30,6
Sección [cm <sup>2</sup> ] = 31,57	e <sub>o</sub> = 1,05
Volumen [cm <sup>3</sup> ] = 99,92	S% = 74,7
	G <sub>s</sub> = 2,56

Con los resultados se obtuvo la Figura 52. Gráfico de Compresibilidad para densidad de 1.25 gr/cm<sup>3</sup>:

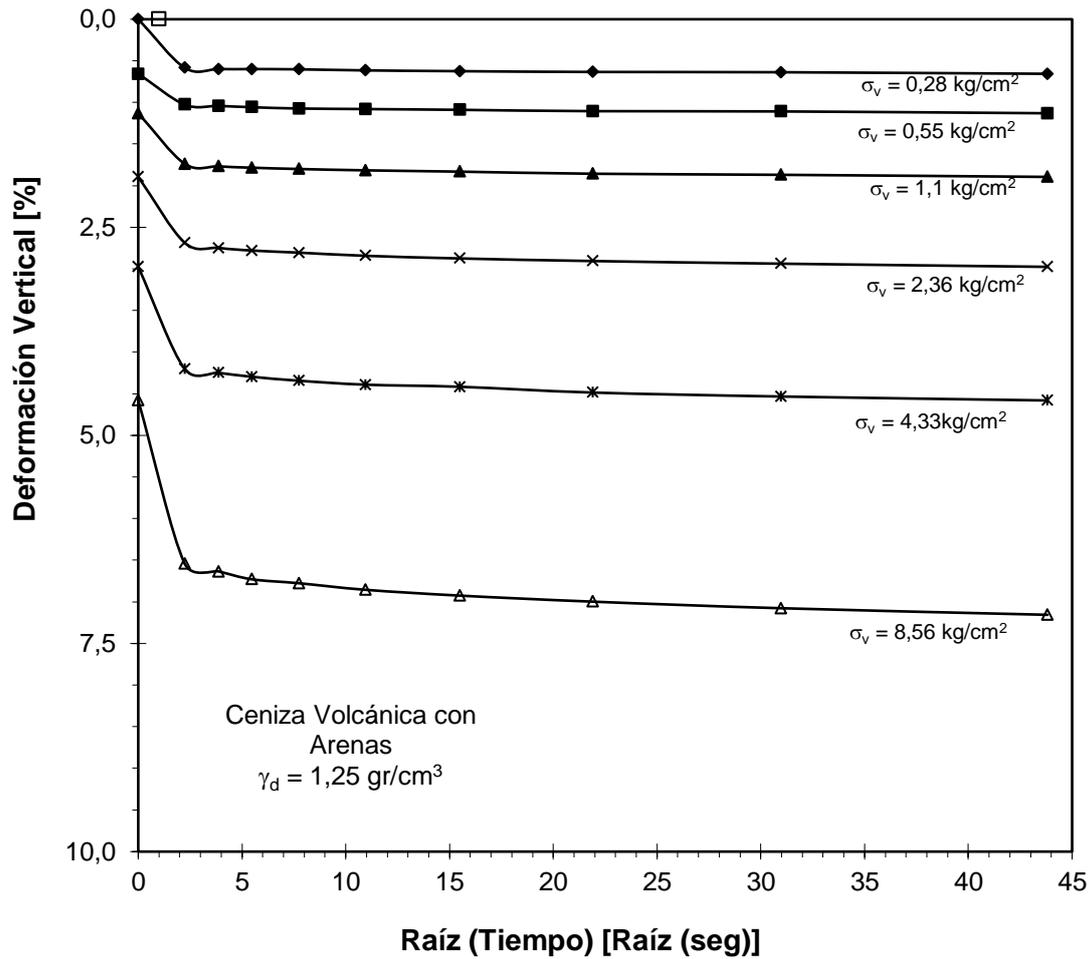


Figura 52: Gráfico de compresibilidad para densidad de 1.25 gr/cm<sup>3</sup>.

Se presenta la Tabla 35 con el resumen de los saltos.

Tabla 35: Resumen para la densidad de 1.25 gr/cm<sup>3</sup>.

Salto N°	Presión Vertical [kg/cm <sup>2</sup> ]	Lectura flexímetro [mm]	Asentam [mm]	Deformac. Vertical [%]	Relac. de Vacíos
0	0,01	0,00	0,00	0,00	1,13
1	0,28	0,21	0,21	0,66	1,12
2	0,55	0,36	0,36	1,13	1,11
3	1,10	0,60	0,60	1,90	1,09
4	2,16	0,94	0,94	2,98	1,07
5	4,33	1,45	1,45	4,58	1,03
6	8,56	2,27	2,27	7,16	0,98
7	4,33	2,17	2,17	6,84	0,99
8	2,16	2,07	2,07	6,52	0,99

Descarga

9	1,10	1,95	1,95	6,16	1,00
10	0,55	1,85	1,85	5,85	1,01
11	0,28	1,77	1,77	5,59	1,01

De la tabla anterior se presenta la Figura 53 con el gráfico de compresibilidad.

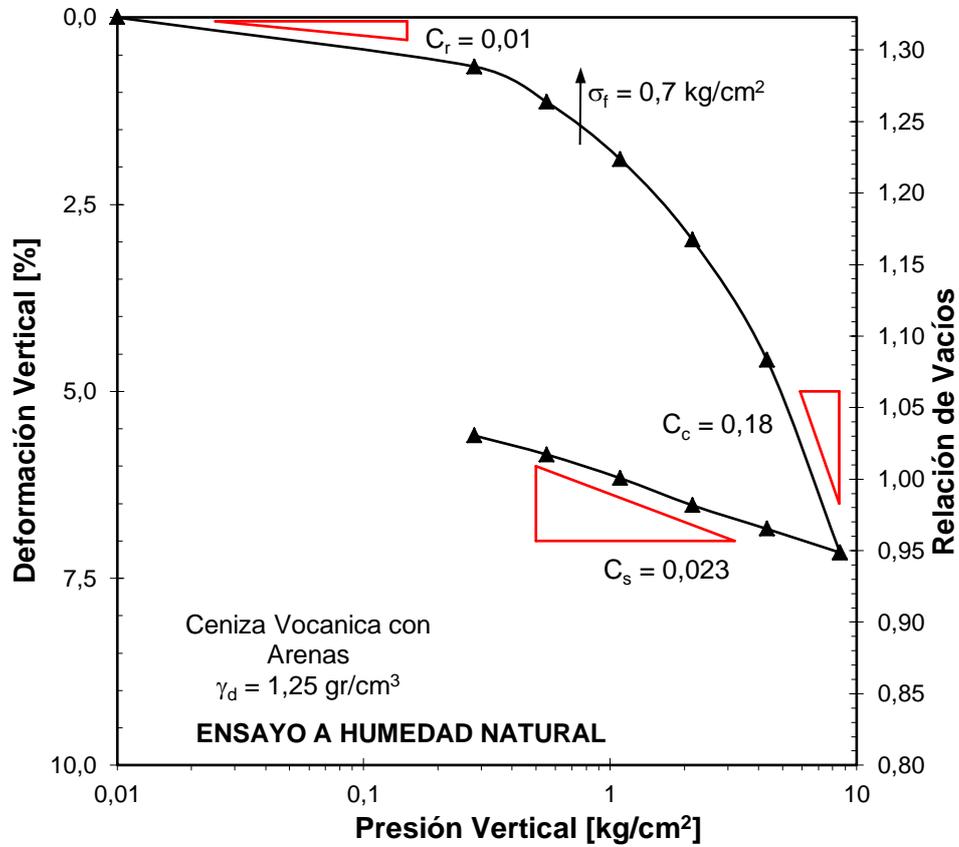


Figura 53: Grafico de compresibilidad para la densidad 1.25 gr/cm<sup>3</sup>.

Los resultados del tamizado obtenidos se resumen en la Tabla 36.

Tabla 36: Resumen del análisis granulométrico por tamizado antes y después del ensayo de compresibilidad.

**Muestra 1: Suelo Natural**

Peso 250 [gr]

Tamiz	Retenido [gr]	Retenido [%]	Pasante [gr]	Pasante [%]
4	0	0,00	250,00	100
10	2,8	1,1	247,23	98,9
40	49,8	21,0	197,39	79,0
60	26,5	31,6	170,89	68,4
100	20,5	39,9	150,37	60,1
200	31,6	52,5	118,82	47,5

**Muestra 2: Suelo luego de la compactación**

Peso 125 [gr]

Tamiz	Retenido [gr]	Retenido [%]	Pasante [gr]	Pasante [%]
4	0	0,00	125,00	100,0
10	2,18	1,7	122,82	98,3
40	26,87	23,2	95,95	76,8
60	10,53	31,7	85,42	68,3
100	9,34	39,1	76,08	60,9
200	16,58	52,4	59,50	47,6

### 1.7 - Ensayo de Corte - Interfaz Suelo-Suelo, Cenizas Volcánicas.

A modo de ejemplo se dejan las Tablas 37 a la 39 del ensayo de corte directo interfaz Suelo-Suelo, el procedimiento es el mismo para el resto de los ensayos, por lo que se dejan solamente los resultados finales

- **Muestra Completa**

**Tabla 37:** Planillas de deformaciones para cada salto de carga – Ensayo de corte directo interfaz Suelo-Suelo, muestra completa, Primer salto.

sv	49,7	kPa			
Diámetro	6,27	cm			
Altura	3,35	cm			
Densidad	1.17	gr/cm <sup>3</sup>			
Peso Suelo Seco	121,11	gr			
Humedad	29,20	%			
Desplaz. horizontal	Deformación horizontal	Desplaz. Vertical	Deformación Vertical	Tensión de Corte [Kpa]	$\tau/\sigma_v$
0,00	0,00	8,17	0,00	0,0	0,00
0,25	0,40	8,17	0,00	16,9	0,34
0,50	0,80	8,18	0,01	27,9	0,56
0,75	1,20	8,18	0,03	32,9	0,66
1,00	1,59	8,19	0,06	37,3	0,75
1,25	1,99	8,20	0,09	39,7	0,80
1,50	2,39	8,22	0,13	41,5	0,84
1,75	2,79	8,23	0,18	42,9	0,86
2,00	3,19	8,25	0,24	44,3	0,89
2,25	3,59	8,28	0,31	45,8	0,92
2,50	3,99	8,30	0,37	45,8	0,92
2,75	4,39	8,31	0,42	46,8	0,94
3,00	4,78	8,32	0,43	47,8	0,96
3,25	5,18	8,32	0,45	48,1	0,97
3,50	5,58	8,34	0,49	48,2	0,97
3,75	5,98	8,35	0,54	48,2	0,97
4,00	6,38	8,37	0,60	46,8	0,94
4,25	6,78	8,38	0,61	45,8	0,92
4,50	7,18	8,38	0,63	44,3	0,89
4,75	7,58	8,39	0,66	43,8	0,88
5,00	7,97	8,40	0,69	43,3	0,87
5,25	8,37	8,41	0,72	43,3	0,87
5,50	8,77	8,41	0,72	43,3	0,87
5,75	9,17	8,41	0,72	43,3	0,87
6,00	9,57	8,41	0,72	43,3	0,87
6,25	9,97	8,42	0,73	43,3	0,87

6,50	10,37	8,42	0,75	43,8	0,88
6,75	10,77	8,43	0,76	43,3	0,87
7,00	11,16	8,43	0,76	43,3	0,87
7,25	11,56	8,43	0,76	43,3	0,87
7,50	11,96	8,43	0,76	43,3	0,87
7,75	12,36	8,43	0,76	43,3	0,87
8,00	12,76	8,43	0,76	43,3	0,87
8,25	13,16	8,43	0,76	43,3	0,87
8,50	13,56	8,43	0,76	43,3	0,87
8,75	13,96	8,43	0,76	43,3	0,87
9,00	14,35	8,43	0,76	43,3	0,87
9,25	14,75	8,43	0,76	43,3	0,87
9,50	15,15	8,43	0,76	43,3	0,87
9,75	15,55	8,43	0,76	43,3	0,87
10,00	15,95	8,43	0,76	43,3	0,87
10,25	16,35	8,43	0,76	43,3	0,87
10,50	16,75	8,43	0,76	43,3	0,87
10,75	17,15	8,43	0,76	43,3	0,87
11,00	17,54	8,43	0,76	43,3	0,87
11,25	17,94	8,43	0,76	43,3	0,87
11,50	18,34	8,43	0,76	43,3	0,87
11,75	18,74	8,43	0,76	43,3	0,87
12,00	19,14	8,43	0,76	43,3	0,87
12,25	19,54	8,43	0,76	43,3	0,87
12,50	19,94	8,43	0,76	43,3	0,87
12,75	20,33	8,43	0,76	43,3	0,87
13,00	20,73	8,43	0,76	43,3	0,87
13,25	21,13	8,43	0,76	43,3	0,87
13,50	21,53	8,43	0,76	43,3	0,87
13,75	21,93	8,43	0,76	43,3	0,87
14,00	22,33	8,43	0,76	43,3	0,87
14,25	22,73	8,43	0,76	43,3	0,87
14,50	23,13	8,43	0,76	43,3	0,87
14,75	23,52	8,43	0,76	43,3	0,87

**Tabla 38:** Planillas de deformaciones para cada salto de carga – Ensayo de corte directo interfaz Suelo-Suelo, muestra completa, Primer salto.

sv	100,04	kPa			
Diámetro	6,27	cm			
Altura	3,35	cm			
Densidad	1.17	gr/cm <sup>3</sup>			
Peso Suelo Seco	121,24	gr			
Humedad	29,12	%			
Desplaz. horizontal	Deformación horizontal	Desplaz. Vertical	Deformación Vertical	Tensión de Corte [Kpa]	$\tau/\sigma_v$
0,00	0,00	5,38	0,00	0,0	0,00
0,25	0,40	5,38	-0,01	24,1	0,24
0,50	0,80	5,38	-0,01	38,8	0,38
0,75	1,20	5,38	0,00	49,4	0,49
1,00	1,59	5,40	0,04	60,2	0,60
1,25	1,99	5,41	0,09	69,2	0,69
1,50	2,39	5,43	0,15	75,2	0,74
1,75	2,79	5,44	0,18	76,5	0,76

2,00	3,19	5,45	0,19	78,3	0,77
2,25	3,59	5,45	0,21	78,9	0,78
2,50	3,99	5,46	0,22	79,5	0,79
2,75	4,39	5,46	0,22	80,8	0,80
3,00	4,78	5,46	0,24	81,3	0,80
3,25	5,18	5,46	0,24	80,8	0,80
3,50	5,58	5,46	0,24	81,3	0,80
3,75	5,98	5,46	0,24	81,3	0,80
4,00	6,38	5,46	0,24	81,3	0,80
4,25	6,78	5,46	0,24	80,8	0,80
4,50	7,18	5,46	0,24	80,8	0,80
4,75	7,58	5,46	0,24	81,3	0,80
5,00	7,97	5,46	0,24	81,3	0,80
5,25	8,37	5,46	0,22	80,8	0,80
5,50	8,77	5,46	0,22	80,8	0,80
5,75	9,17	5,45	0,21	80,8	0,80
6,00	9,57	5,45	0,21	81,3	0,80
6,25	9,97	5,45	0,21	81,3	0,80
6,50	10,37	5,45	0,21	81,3	0,80
6,75	10,77	5,46	0,22	81,3	0,80
7,00	11,16	5,46	0,22	81,3	0,80
7,25	11,56	5,44	0,18	81,3	0,80
7,50	11,96	5,44	0,18	84,3	0,83
7,75	12,36	5,44	0,18	84,3	0,83
8,00	12,76	5,44	0,18	84,3	0,83
8,25	13,16	5,44	0,18	84,3	0,83
8,50	13,56	5,44	0,16	84,3	0,83
8,75	13,96	5,44	0,16	84,3	0,83
9,00	14,35	5,44	0,16	84,3	0,83
9,25	14,75	5,44	0,16	84,3	0,83
9,50	15,15	5,43	0,15	84,3	0,83
9,75	15,55	5,43	0,15	84,3	0,83
10,00	15,95	5,43	0,15	87,3	0,86
10,25	16,35	5,43	0,15	87,3	0,86
10,50	16,75	5,43	0,15	87,3	0,86
10,75	17,15	5,43	0,15	87,3	0,86
11,00	17,54	5,43	0,15	84,3	0,83
11,25	17,94	5,43	0,15	84,3	0,83
11,50	18,34	5,43	0,13	87,3	0,86
11,75	18,74	5,43	0,13	87,3	0,86
12,00	19,14	5,43	0,13	87,3	0,86
12,25	19,54	5,42	0,12	84,3	0,83
12,50	19,94	5,42	0,12	84,3	0,83
12,75	20,33	5,42	0,12	84,3	0,83
13,00	20,73	5,42	0,12	84,3	0,83
13,25	21,13	5,42	0,10	87,3	0,86
13,50	21,53	5,42	0,10	87,3	0,86
13,75	21,93	5,42	0,10	87,3	0,86
14,00	22,33	5,41	0,09	87,3	0,86
14,25	22,73	5,41	0,09	87,3	0,86
14,50	23,13	5,41	0,09	87,3	0,86

**Tabla 39:** Planillas de deformaciones para cada salto de carga – Ensayo de corte directo interfaz Suelo-Suelo, muestra completa, Primer salto.

sv	153,70	kPa			
Diámetro	6,27	cm			
Altura	3,35	cm			
Densidad	1.17	gr/cm <sup>3</sup>			
Peso Suelo Seco	121,09	gr			
Humedad	28,99	%			
Desplaz. horizontal	Deformación horizontal	Desplaz. Vertical	Deformación Vertical	Tensión de Corte [Kpa]	$\tau/\sigma_v$
0,00	0,00	27,35	0,00	0,0	0,00
0,25	0,40	27,36	0,01	43,3	0,28
0,50	0,80	27,36	0,01	63,6	0,41
0,75	1,20	27,36	0,01	79,1	0,51
1,00	1,59	27,36	0,01	91,7	0,60
1,25	1,99	27,36	0,01	102,3	0,67
1,50	2,39	27,36	0,01	111,0	0,72
1,75	2,79	27,36	0,01	120,6	0,78
2,00	3,19	27,50	0,45	125,2	0,81
2,25	3,59	27,51	0,48	128,6	0,84
2,50	3,99	27,51	0,48	131,0	0,85
2,75	4,39	27,51	0,48	132,4	0,86
3,00	4,78	27,51	0,48	133,4	0,87
3,25	5,18	27,51	0,48	134,4	0,87
3,50	5,58	27,51	0,48	135,4	0,88
3,75	5,98	27,51	0,48	136,8	0,89
4,00	6,38	27,51	0,48	137,3	0,89
4,25	6,78	27,51	0,48	138,7	0,90
4,50	7,18	27,52	0,49	139,7	0,91
4,75	7,58	27,54	0,55	139,7	0,91
5,00	7,97	27,55	0,60	139,7	0,91
5,25	8,37	27,56	0,63	139,7	0,91
5,50	8,77	27,58	0,67	139,7	0,91
5,75	9,17	27,58	0,69	139,7	0,91
6,00	9,57	27,58	0,69	139,7	0,91
6,25	9,97	27,58	0,69	139,7	0,91
6,50	10,37	27,58	0,69	138,8	0,90
6,75	10,77	27,58	0,69	138,8	0,90
7,00	11,16	27,58	0,69	137,4	0,89
7,25	11,56	27,58	0,67	137,0	0,89
7,50	11,96	27,58	0,67	136,0	0,88
7,75	12,36	27,57	0,66	136,0	0,88
8,00	12,76	27,56	0,63	135,0	0,88
8,25	13,16	27,55	0,60	135,0	0,88
8,50	13,56	27,55	0,58	134,8	0,88
8,75	13,96	27,54	0,57	134,8	0,88
9,00	14,35	27,54	0,55	134,8	0,88
9,25	14,75	27,53	0,54	134,8	0,88
9,50	15,15	27,53	0,52	137,3	0,89
9,75	15,55	27,52	0,51	137,3	0,89
10,00	15,95	27,52	0,49	137,3	0,89
10,25	16,35	27,51	0,48	134,8	0,88
10,50	16,75	27,51	0,46	134,8	0,88
10,75	17,15	27,50	0,45	134,8	0,88

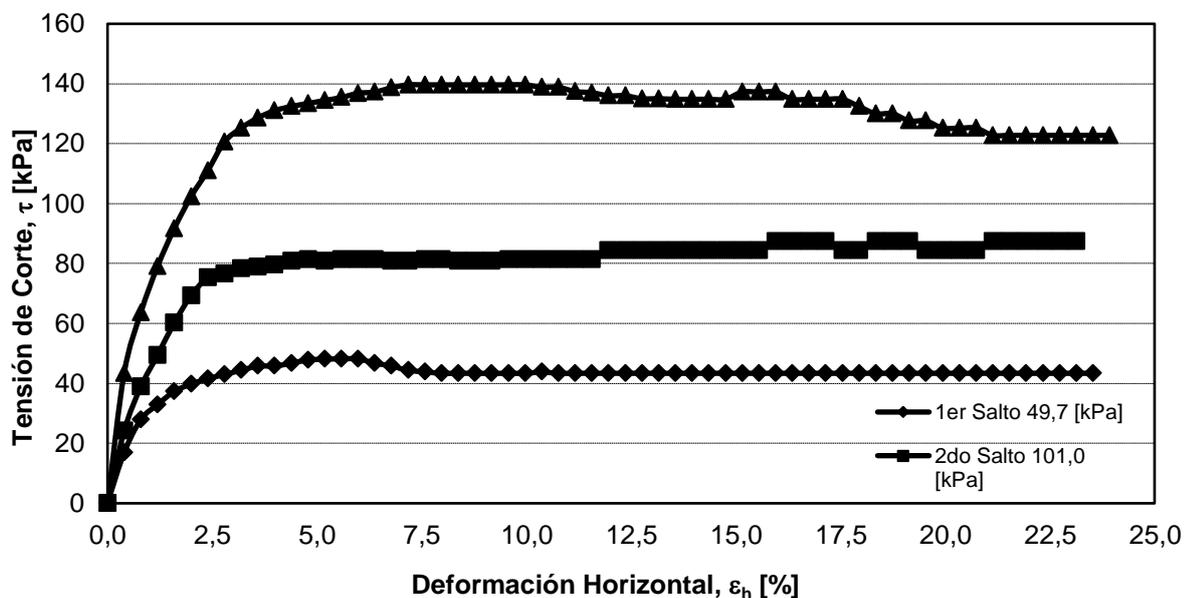
11,00	17,54	27,50	0,43	134,8	0,88
11,25	17,94	27,49	0,40	132,4	0,86
11,50	18,34	27,48	0,39	130,0	0,85
11,75	18,74	27,48	0,37	130,0	0,85
12,00	19,14	27,47	0,34	127,6	0,83
12,25	19,54	27,47	0,34	127,6	0,83
12,50	19,94	27,47	0,36	125,2	0,81
12,75	20,33	27,48	0,39	125,2	0,81
13,00	20,73	27,48	0,39	125,2	0,81
13,25	21,13	27,48	0,39	122,8	0,80
13,50	21,53	27,48	0,37	122,8	0,80
13,75	21,93	27,47	0,36	122,8	0,80
14,00	22,33	27,47	0,34	122,8	0,80
14,25	22,73	27,46	0,33	122,8	0,80
14,50	23,13	27,46	0,31	122,8	0,80
14,75	23,52	27,45	0,30	122,8	0,80
15,00	23,92	27,45	0,28	122,8	0,80

A continuación se presenta la Tabla 40 resumen para cada salto de carga

**Tabla 40:** Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra completa.

$\sigma_v$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]
49,7	48,2	43,3
101,0	87,3	87,3
153,7	139,7	122,8

Del registro de deformaciones se obtiene la gráfica de la Figura 54, donde se presentan las tres curvas de deformación horizontal vs tensión de corte, una para cada salto de carga.



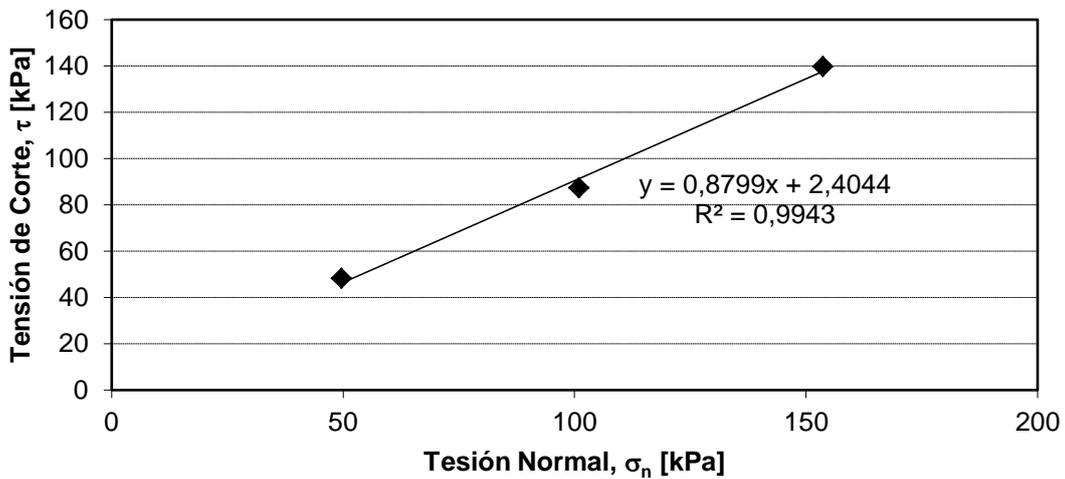
**Figura 54:** Ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra de suelo completo.

La Tabla 41 muestra el resumen de parámetros obtenidos.

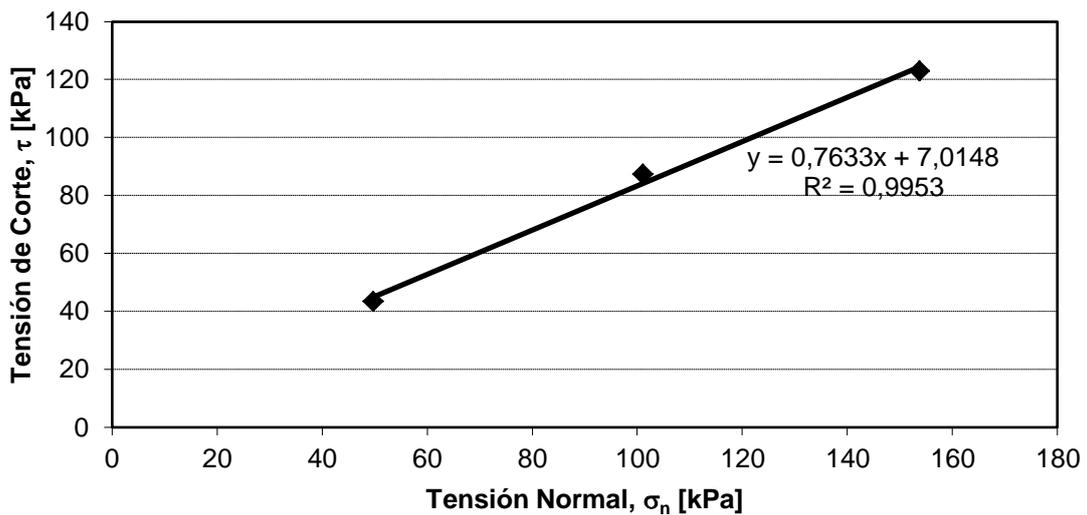
**Tabla 41:** Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra completa.

Envolvente Pico		Envolvente Residual	
Pendiente =	0,8799	$\phi' =$	41,3 °
Ord. Origen =	-3,6	c =	0,0 kPa
Pendiente =	0,7633	$\phi' =$	37,4 °
Ord. Origen =	1,0	c =	0,0 kPa

La Figura 55 muestra la gráfica de parámetros de envolvente pico, y en la 56 la envolvente residual.



**Figura 55:** Parámetros de envolvente pico, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra completa.



**Figura 56:** Parámetros de envolvente residual, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra completa.

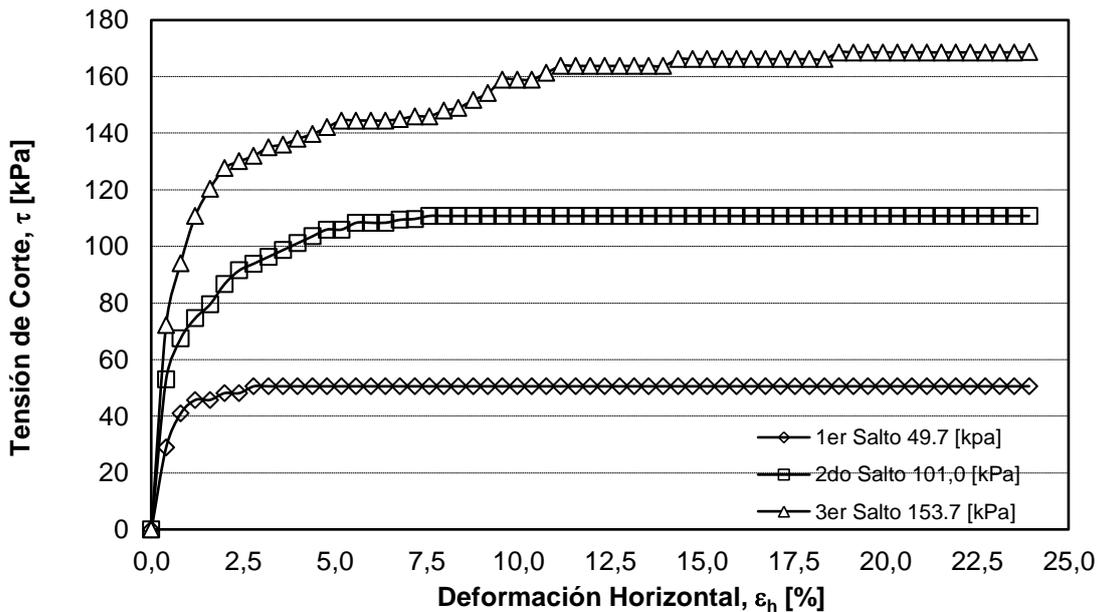
- **Retenido Tamiz 200**

A continuación se presenta la Tabla 42 resumen para cada salto de carga.

**Tabla 42:** Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Suelo-Suelo, Retenido T200.

$\sigma_v$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]
49,7	50,6	50,6
101,0	110,8	110,8
153,7	168,6	168,6

Del registro de deformaciones se obtiene la gráfica de la Figura 57, donde se presentan las tres curvas de deformación horizontal vs tensión de corte, una para cada salto de carga.



**Figura 57:** Ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra retenido T200.

La Tabla 43 muestra el resumen de parámetros obtenidos.

**Tabla 43:** Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Suelo, Retenido T200.

Envolvente Pico		Envolvente Residual	
Pendiente = 1,1339	$\phi' = 48,6^\circ$	Pendiente = 1,1339	$\phi' = 48,6^\circ$
Ord. Origen = -5,1	c = 0,0 kPa	Ord. Origen = -5,1	c = 0,0 kPa

La Figura 58 muestra la gráfica de parámetros de envolvente pico, y en la 59 la envolvente residual.

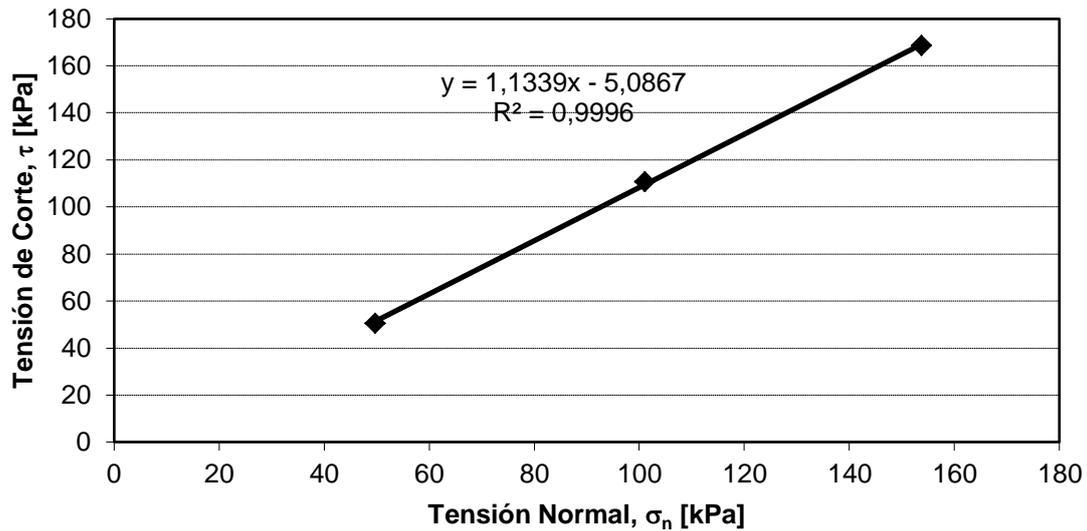


Figura 58: Parámetros de envolvente pico, Interfaz Suelo-Suelo, Retenido T200.

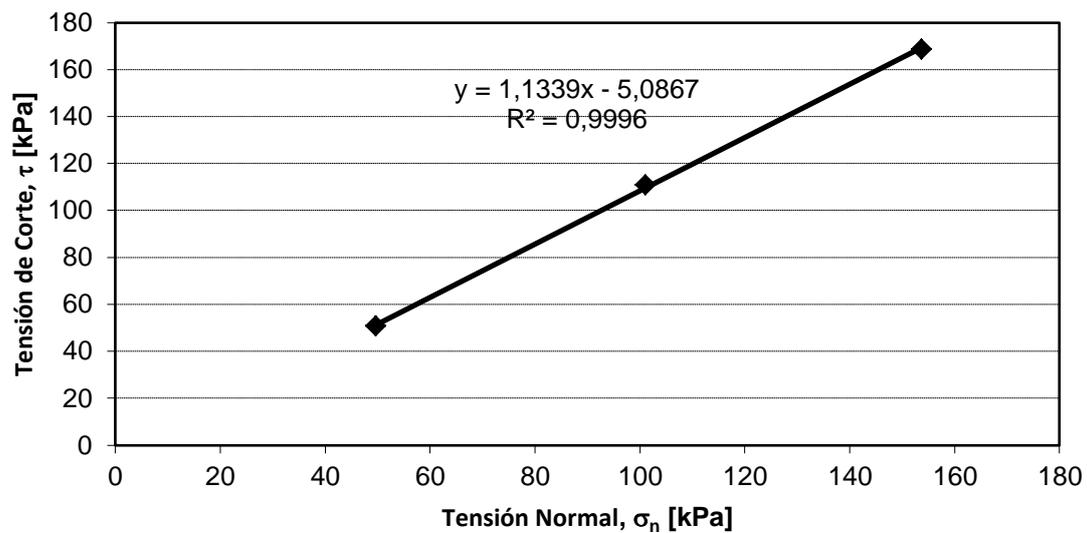


Figura 59: Parámetros de envolvente residual, Interfaz Suelo-Suelo, Retenido T200.

- **Pasante Tamiz 200**

A continuación se presenta la Tabla 44 resumen para cada salto de carga.

Tabla 44: Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Suelo-Suelo, Pasante T200.

$\sigma_v$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]
49,7	55,4	53,0
101,0	82,9	81,7
153,7	137,3	137,3

Del registro de deformaciones se obtiene la gráfica de la Figura 60, donde se presentan las tres curvas de deformación horizontal vs tensión de corte, una para cada salto de carga.

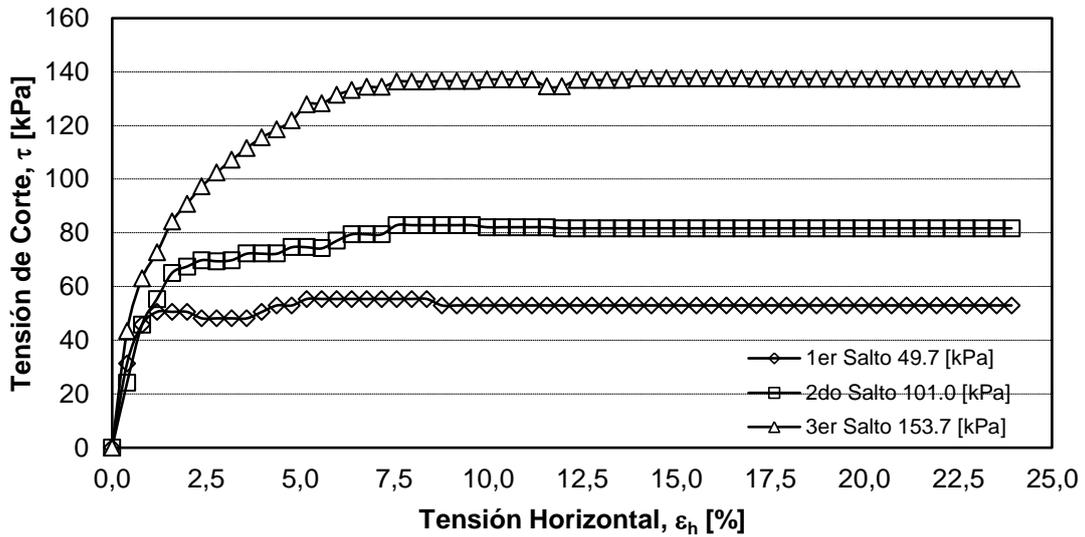


Figura 60: Ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Suelo, Muestra pasante T200.

La Tabla 45 muestra el resumen de parámetros obtenidos.

Tabla 45: Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Suelo, Pasante T200.

Envolvente Pico		Envolvente Residual	
Pendiente = 0,7879	$\phi' = 38,2^\circ$	Pendiente = 0,7879	$\phi' = 38,2^\circ$
Ord. Origen = -6,2	c = 0,0 kPa	Ord. Origen = -6,2	c = 0,0 kPa

La Figura 61 muestra la gráfica de parámetros de envolvente pico, y en la 62 la envolvente residual.

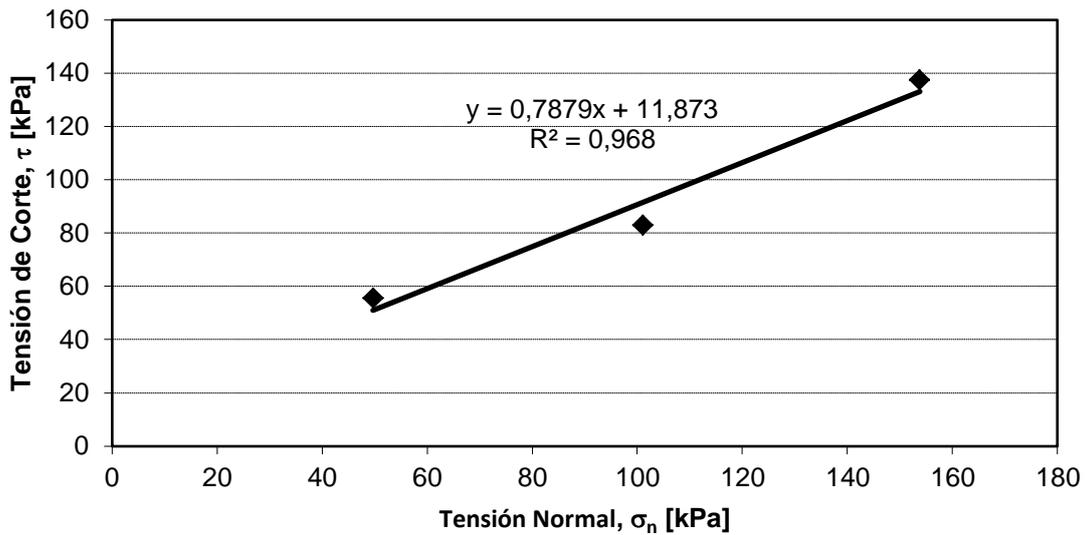


Figura 61: Parámetros de envolvente pico, Interfaz Suelo-Suelo, Pasante T200.

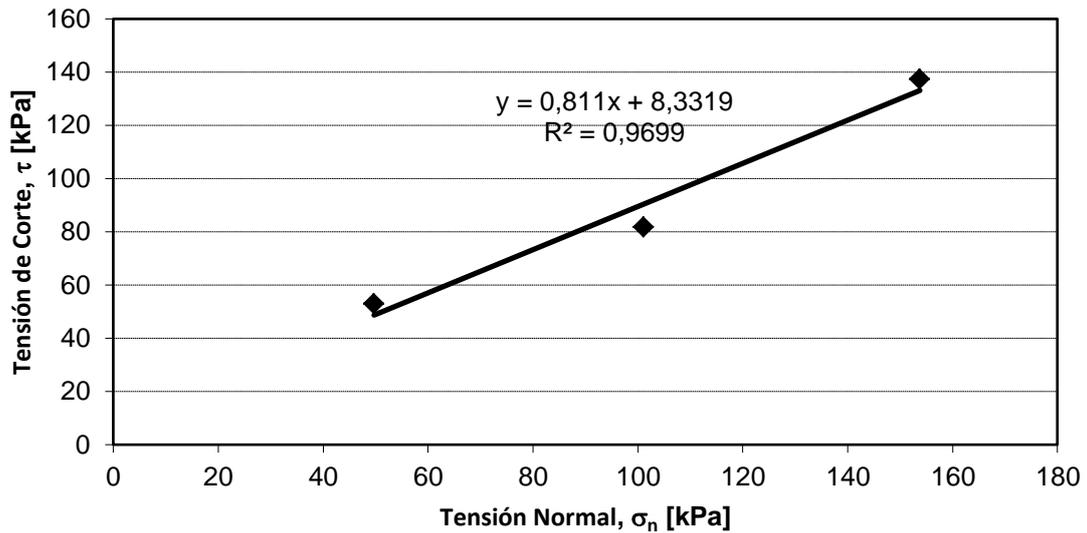


Figura 62: Parámetros de envolvente residual, Interfaz Suelo-Suelo, Pasante T200.

## 1.8 - Ensayo de Corte - Interfaz Hormigón-Suelo, Cenizas Volcánicas

### • Hormigón Liso

A continuación se presenta la Tabla 46 resumen para cada salto de carga.

Tabla 46: Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Suelo-Hormigón Liso.

$\sigma_v$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]
49,7	65,0	65,0
101,0	110,8	86,7
153,7	127,6	125,2

Del registro de deformaciones se obtiene la gráfica de la Figura 63, donde se presentan las tres curvas de deformación horizontal vs tensión de corte, una para cada salto de carga.

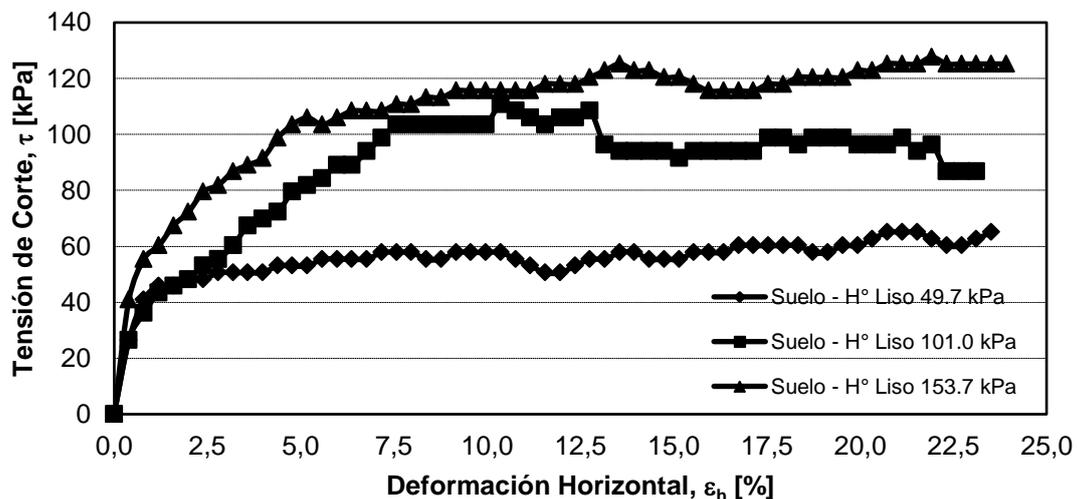


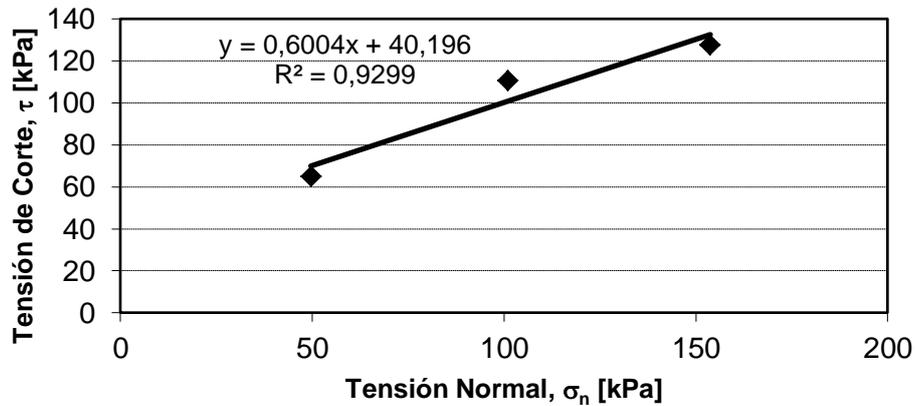
Figura 63: Ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Hormigón Liso.

La Tabla 47 muestra el resumen de parámetros obtenidos.

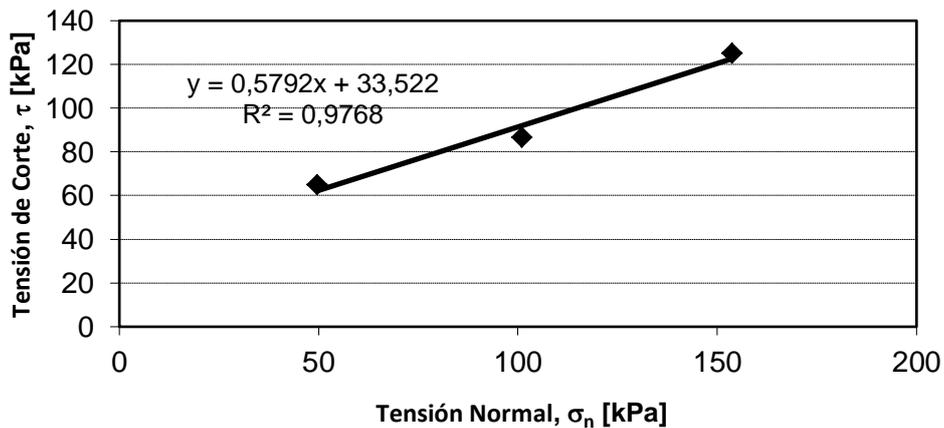
**Tabla 47:** Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Hormigón Liso.

Envolvente Pico		Envolvente Residual	
Pendiente = 0,6004	$\phi' = 31,0^\circ$	Pendiente = 0,6475	$\phi' = 32,9^\circ$
Ord. Origen = 40,0	c = 40,0 kPa	Ord. Origen = 0,0	c = 0,0 kPa

La Figura 64 muestra la gráfica de parámetros de envolvente pico, y en la 65 la envolvente residual.



**Figura 64:** Parámetros de envolvente pico, Interfaz Suelo-Hormigón Liso.



**Figura 65:** Parámetros de envolvente residual, Interfaz Suelo -Hormigón Liso.

- **Hormigón Rugoso**

A continuación se presenta la Tabla 48 resumen para cada salto de carga.

**Tabla 48:** Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Suelo-Hormigón Rugoso.

$\sigma_v$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]
49,7	92,5	84,4
101,0	106,7	103,3
153,7	152,6	150,6

Del registro de deformaciones se obtiene la gráfica de la Figura 66, donde se presentan las tres curvas de deformación horizontal vs tensión de corte, una para cada salto de carga.

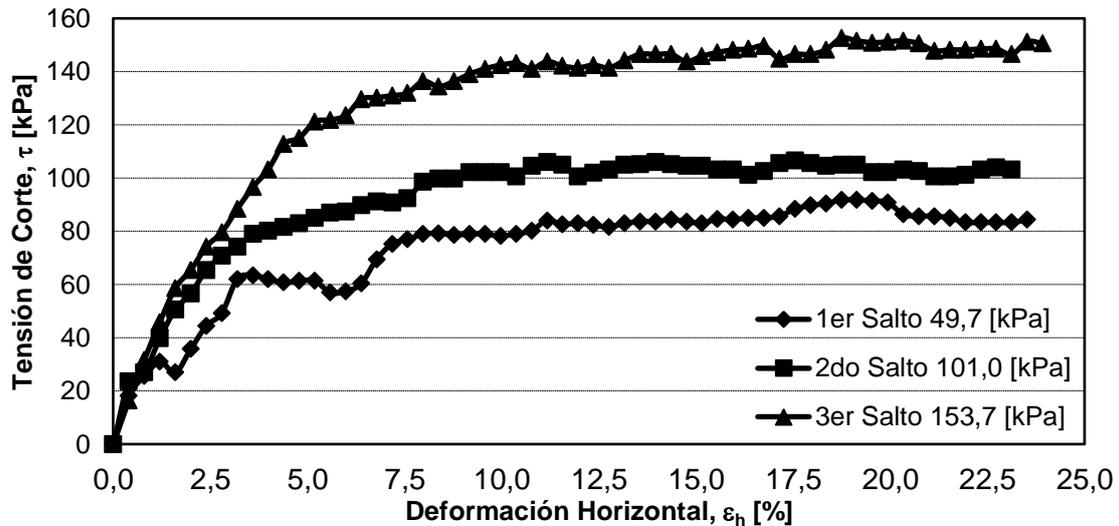


Figura 66: Ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Hormigón Rugoso.

La Tabla 49 muestra el resumen de parámetros obtenidos.

Tabla 49: Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Suelo-Hormigón Liso.

Envolvente Pico		Envolvente Residual	
Pendiente = 0,5789	$\phi' = 30,1^\circ$	Pendiente = 0,6475	$\phi' = 32,9^\circ$
Ord. Origen = 58,5	c = 58,5 kPa	Ord. Origen = 0,0	c = 0,0 kPa

La Figura 67 muestra la gráfica de parámetros de envolvente pico, y en la 68 la envolvente residual.

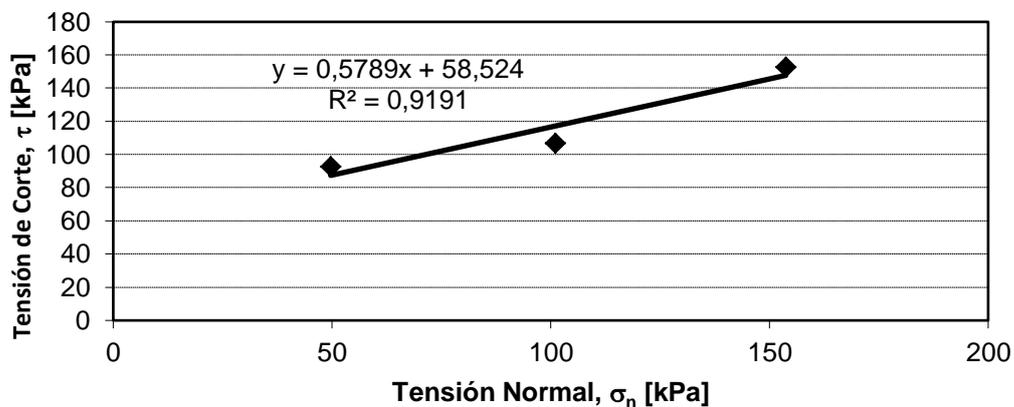


Figura 67: Parámetros de envolvente pico, Interfaz Suelo-Hormigón Rugoso.

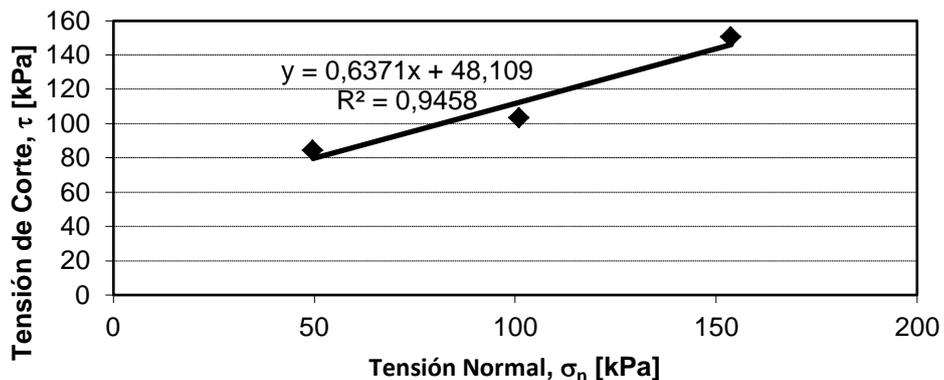


Figura 68: Parámetros de envolvente residual, Interfaz Suelo-Hormigón Rugoso.

### 1.9 - Ensayo de Corte - Interfaz Hormigón-Roca.

- **Hormigón Liso**

A continuación se presenta la Tabla 50 resumen para cada salto de carga.

Tabla 50: Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Roca-Hormigón Liso.

$\sigma_v$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]
92,3	67,1	53,7
187,7	147,6	125,3
285,6	192,4	179,0

Del registro de deformaciones se obtiene la gráfica de la Figura 69, donde se presentan las tres curvas de deformación horizontal vs tensión de corte, una para cada salto de carga.

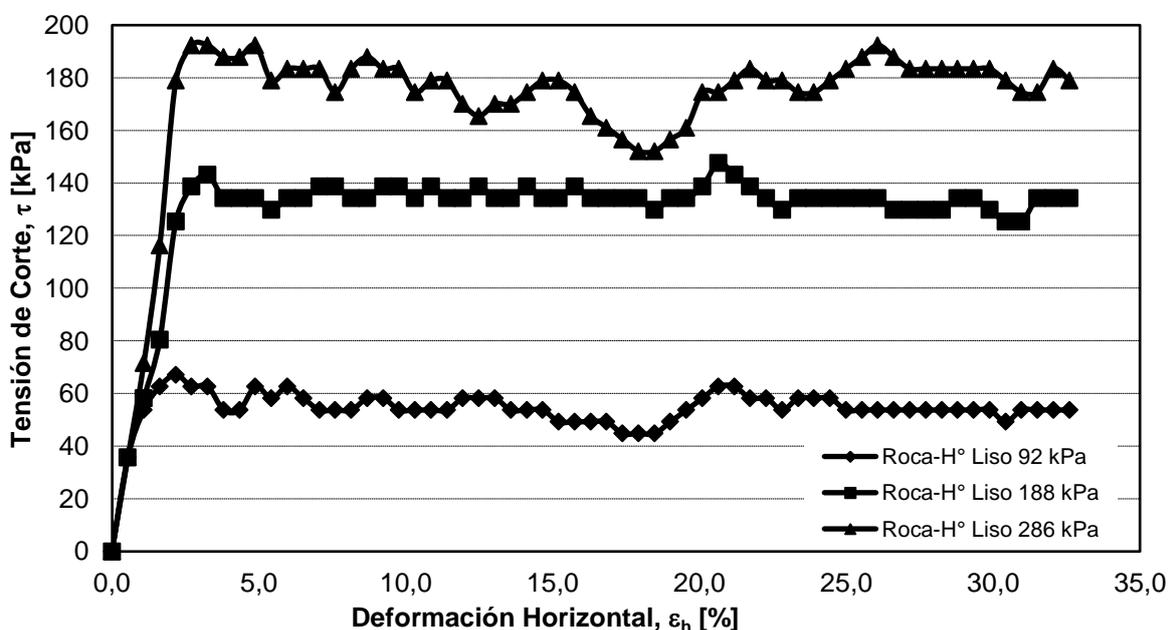


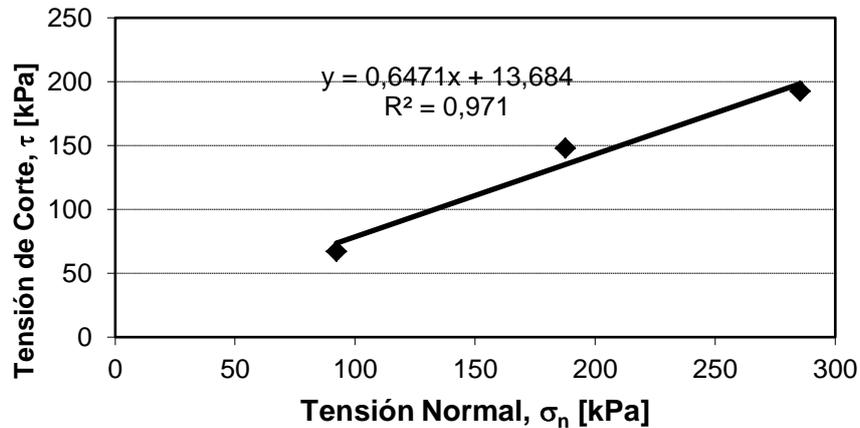
Figura 69: Ensayo de corte directo, Interfaz Roca-Hormigón Liso.

La Tabla 51 muestra el resumen de parámetros obtenidos.

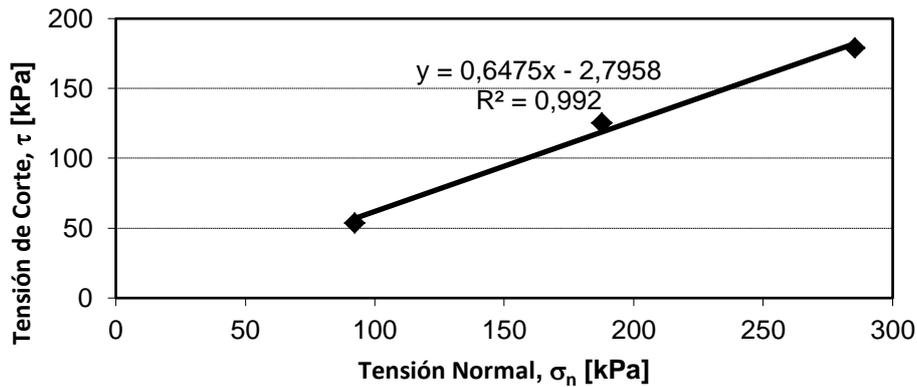
**Tabla 51:** Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Roca-Hormigón Liso.

Envolvente Pico		Envolvente Residual	
Pendiente =	0,6471	$\phi'$ =	32,9 °
Ord. Origen =	13,7	c =	13,7 kPa
Pendiente =	0,6475	$\phi'$ =	32,9 °
Ord. Origen =	0,0	c =	0,0 kPa

La Figura 70 muestra la gráfica de parámetros de envolvente pico, y en la 71 la envolvente residual.



**Figura 70:** Parámetros de envolvente pico, Interfaz Roca-Hormigón Liso.



**Figura 71:** Parámetros de envolvente residual, Interfaz Roca-Hormigón Liso.

- **Hormigón Rugoso.**

A continuación se presenta la Tabla 52 resumen para cada salto de carga.

**Tabla 52:** Resumen de tensiones de corte máxima y residual para cada salto de carga, Interfaz Roca-Hormigón Rugoso.

$\sigma_v$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau_{res}$ [kPa]
92,3	102,9	62,6
187,7	152,1	143,2
285,6	304,2	299,7

Del registro de deformaciones se obtiene la gráfica de la Figura 72, donde se presentan las tres curvas de deformación horizontal vs tensión de corte, una para cada salto de carga.

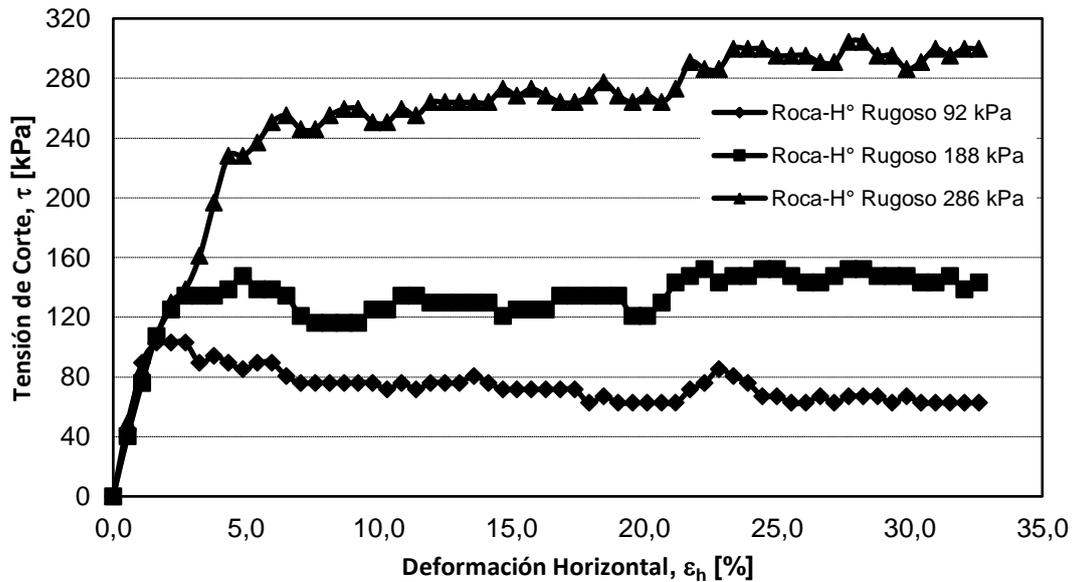


Figura 72: Ensayo de corte directo, Interfaz Roca-Hormigón Rugoso.

La Tabla 53 muestra el resumen de parámetros obtenidos.

Tabla 53: Resumen de parámetros de ensayo de corte directo, Interfaz Roca-Hormigón Liso.

Envolvente Pico		Envolvente Residual	
Pendiente =	1,0436	φ' =	46,2 °
Ord. Origen =	13,7	Pendiente =	0,6475
		Ord. Origen =	0,0
		c =	13,7 kPa
		c =	0,0 kPa

La Figura 73 muestra la gráfica de parámetros de envolvente pico, y en la 74 la envolvente residual.

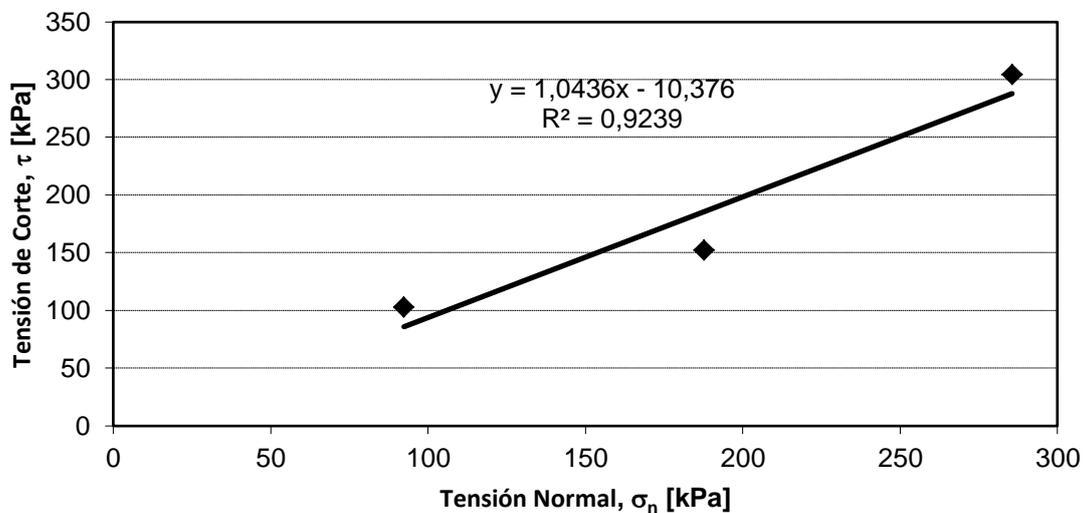
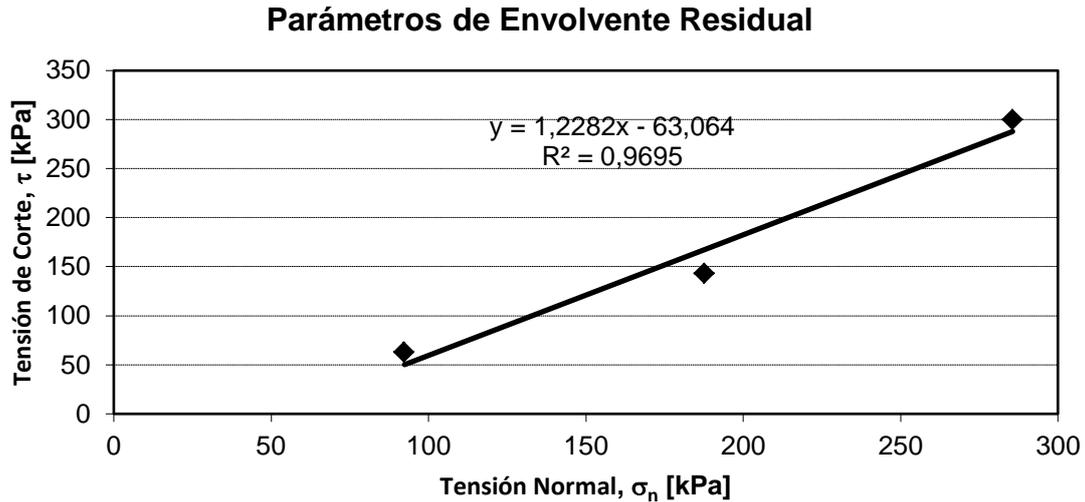


Figura 73: Parámetros de envolvente pico, Interfaz Roca-Hormigón Rugoso.



**Figura 74:** Parámetros de envolvente residual, Interfaz Suelo-Hormigón Rugoso.

## Anexo 2: PLANILLAS DE CÁLCULOS

### 2.1 - Parámetros de los distintos estratos:

Para proceder con la propuesta de fundación se obtuvieron primero los siguientes datos de los estratos, utilizando los resultados de los ensayos de laboratorio:

- Estrato de Tobas Volcánicas

A partir de los datos de los testigos extraídos por la empresa se obtuvieron las densidades secas promedio ( $\gamma_{ss}$ ) según la relación:

$$\gamma_{ss} = [\sum_1^n \gamma_{sw}(1 - w_{nat})]/n \quad (\text{Ec. A.4})$$

Donde  $w_{nat}$  es la humedad natural del suelo, n el número de muestras y  $\gamma_{sw}$  la densidad de suelo húmedo.

$$\gamma_{ss} = [738 \text{ gr} * (1 - 0.201)/(6.59\text{cm}^2 * \frac{\pi}{4} * 13.20\text{cm}) + 790\text{gr} * (1 - 0.112)/(6.75\text{cm}^2 * \frac{\pi}{4} * 13.32\text{cm})]/2$$

$$\gamma_{ss} = 1.39 \text{ gr/cm}^3$$

La humedad de saturación ( $w_{sat}$ ) se obtuvo como:

$$w_{sat} = [1/\gamma_{ss} - 1/G_s] * 100 \quad (\text{Ec. A.5})$$

Donde  $G_s$  es la gravedad específica del suelo, para este caso se supuso que es la misma que para el caso de las cenizas volcánicas.

$$w_{sat} = [1/1.39 - 1/2.56] * 100$$

$$w_{sat} = 32.8\%$$

La densidad del suelo saturada:

$$\gamma_{sat} = \gamma_{ss} * (1 + w_{sat}) \quad (\text{Ec A.6})$$

$$\gamma_{sat} = 1.39 \text{ gr/cm}^3 * (1 + 0.328)$$

$$\gamma_{sat} = 1.85 \text{ gr/cm}^3$$

- Estrato de Cenizas Volcánicas

Utilizando las mismas relaciones anteriormente descritas se resumen los valores para las distintas densidades de cenizas ensayadas en la Tabla 54.

**Tabla 54:** Cálculo de datos de cenizas volcánicas.

$\gamma_{ss}$ [gr/cm <sup>3</sup> ] (Ec. A.4)	$w_{sat}$ [%] (Ec. A.5)	$\gamma_{sat}$ [gr/cm <sup>3</sup> ] (Ec A.6)
1,25	40,9	1,76
1,20	44,3	1,73
1,13	49,4	1,69

## 2.2 - Análisis de Resistencias

### Resistencia de Fuste:

A esta resistencia se le aplicó un factor de seguridad ( $FS_f$ ) de 1.5.

- Aporte del Estrato de Tobas Volcánicas

$$\zeta_u = 16.7 \text{ [tn/m}^2\text{]}$$

Suponiendo que el estrato de tobas tiene 3m de profundidad pero 0.5m se descartan por posible deterioro del material debido a los métodos de perforación, el aporte de éste estrato a la resistencia final es un valor fijo de:

$$Q_f^{tobas} = 1.5m * \pi * 2.5m * \zeta_u / FS_f = 131.5 \text{ tn}$$

- Aporte del Estrato de Cenizas Volcánicas

La ecuación final queda:

$$Q_f^{cenizas} = 0.43m^2 * [2.125tn / m^2 + \gamma_{n-1}^{sum} * L_{cenizas} / 2] * L_{cenizas} / FS_f \quad (\text{Ec. A.7})$$

Donde  $L_{cenizas}$  es la profundidad del estrato de cenizas volcánicas,  $\gamma_{n-1}^{sum}$  es el peso específico sumergido de los distintos estratos. Con los aportes de cada estrato se genera la Tabla 55 que da la resistencia final por fuste para las distintas profundidades de empotramiento dentro del estrato de cenizas volcánicas (z), y para los distintos pesos específicos ( $\gamma$ ) ensayados de este estrato.

**Tabla 55:** Resistencia de fuste en función de la profundidad de penetración en el estrato de cenizas volcánicas y de la densidad del mismo.

z [m]	$\gamma=1,25$ [gr/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma=1,20$ [gr/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma=1,13$ [gr/cm <sup>3</sup> ]
0,5	132,10	132,10	131,82
1	132,75	132,74	132,18
1,5	133,49	133,48	132,63

### **Resistencia de Punta:**

$$Q_p = 706.86m^2 * [2.125tn / m^2 + (\gamma_{sum} - 1.0tn / m^3) * L_{ceniza}] \quad (\text{Ec. A.8})$$

Teniendo en cuenta estas ecuaciones se confeccionó la Tabla 56 de resistencias en función de la profundidad de empotramiento en el estrato de cenizas volcánicas, asumiendo fija la profundidad del estrato de tobas volcánicas y asignando un factor de seguridad de 3 (FSp).

**Tabla 56:** Resistencia de punta en función de la profundidad de penetración en el estrato de cenizas volcánicas y de la densidad del mismo.

z [m]	$\gamma=1,25$ [gr/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma=1,20$ [gr/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma=1,13$ [gr/cm <sup>3</sup> ]
0,5	1030,65	1024,37	1015,57
1	1187,69	1175,13	1157,54
1,5	1344,73	1325,89	1299,50

### **Resistencia Final**

La resistencia final en [tn] para cada profundidad de estrato y para cada densidad ensayada del estrato de cenizas volcánicas se resume en la Tabla 57.

**Tabla 57:** Resistencia total admisible en función de la profundidad de penetración en el estrato de cenizas volcánicas y de la densidad del mismo.

z [m]	$\gamma=1,25$ [gr/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma=1,20$ [gr/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma=1,13$ [gr/cm <sup>3</sup> ]
0,5	1162,75	1156,47	1147,39
1	1320,44	1307,87	1289,72
1,5	1478,22	1459,36	1432,13

### 2.3 - Análisis de Asentamientos

#### Método Vesic

Para obtener los asentamientos se asumió que éste está dominado por el estrato de cenizas volcánicas, y que en el estrato de tobas solo se desarrolla la resistencia de fricción en su totalidad. Para obtener el asentamiento que se genera en el estrato de cenizas volcánicas se obtuvo primero la sollicitación última en el pilote, la cual está compuesta por la carga última (dada por la correspondiente combinación de cargas) que transmite la estructura del puente, y por el peso propio del pilote, lo cual queda en función de la profundidad del estrato de cenizas volcánicas ( $L_{cenizas}$ ), suponiendo constante la profundidad del estrato de tobas volcánicas ( $L_{tobas}$ ) (Ec. A.9).

$$Q_U = 360tn + 2.4tn / m^3 * \pi * (1.5m)^2 * (L_{tobas} + L_{cenizas}) \quad (\text{Ec. A.9})$$

Se obtiene la carga que pasa a las cenizas volcánicas según la Ec. A.10.

$$Q_U^{Cenizas} = Q_U - Q_f^{tobas} \quad (\text{Ec. A.10})$$

Para obtener el asentamiento por el método Vesic se utiliza la Ec 4.23.

$$S_e = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3}$$

Donde:

$$S_{e1} = \frac{Q_{wp} + \xi * Q_{wf}}{A_p * E_p} \quad \text{Ec. 4.24}$$

$$S_{e2} = \frac{Q_{wp} * C_p}{D * q_p} \quad \text{Ec. 4.25}$$

$$S_{e3} = \frac{Q_{wf} * C_f}{D * q_p} \quad \text{Ec. 4.26}$$

Para las cuales se asumió que el fuste trabaja en toda su capacidad mientras que la carga que toma la punta será solo el restante entre la carga última y las capacidades de fuste de los estratos de tobas y cenizas volcánicas.

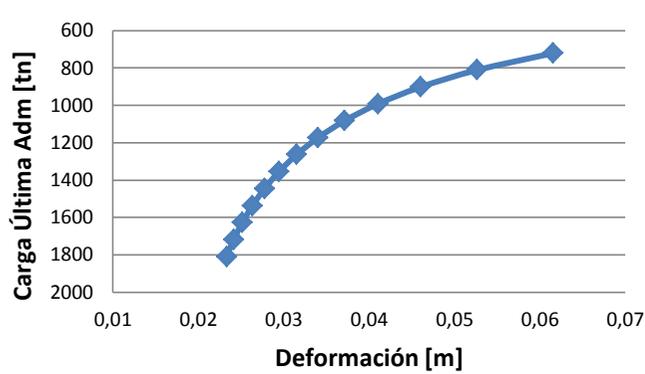
En la Tabla 58 se presenta la planilla de cálculo de asentamiento para las distintas profundidades ( $z$ ) de empotramiento del pilote en el estrato de cenizas, y para los distintos pesos específicos ( $\gamma$ ).

Luego se iteró con la misma tabla asumiendo distintas profundidades del estrato de tobas volcánicas, con lo que se obtuvo la Figura 75.

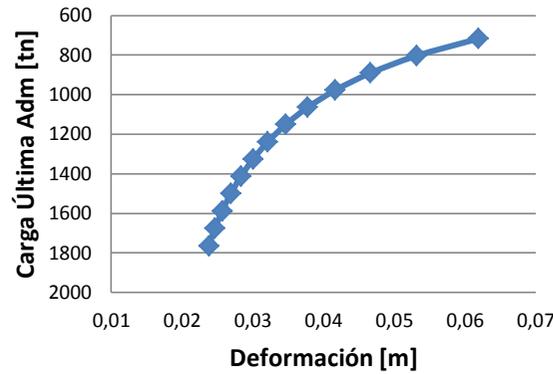
**Tabla 58:** Análisis de asentamiento método Vesic.

z [m]	Q <sub>U</sub> [tn]	Q <sub>U</sub> <sup>Cenizas</sup> [tn]	Q <sub>fuste</sub> [tn]			Q <sub>punta</sub> [tn]			Q <sub>adm</sub> [tn]			Asentamiento [m] para γ=1,25 [gr/cm <sup>3</sup> ]				Asentamiento [m] para γ=1,20 [gr/cm <sup>3</sup> ]				Asentamiento [m] para γ=1,13 [gr/cm <sup>3</sup> ]			
			γ=1,25 [gr/cm <sup>3</sup> ]	γ=1,20 [gr/cm <sup>3</sup> ]	γ=1,13 [gr/cm <sup>3</sup> ]	γ=1,25 [gr/cm <sup>3</sup> ]	γ=1,20 [gr/cm <sup>3</sup> ]	γ=1,13 [gr/cm <sup>3</sup> ]	γ=1,25 [gr/cm <sup>3</sup> ]	γ=1,20 [gr/cm <sup>3</sup> ]	γ=1,13 [gr/cm <sup>3</sup> ]	S <sub>e1</sub> [m]	S <sub>e2</sub> [m]	S <sub>e3</sub> [m]	TOTAL [m]	S <sub>e1</sub> [m]	S <sub>e2</sub> [m]	S <sub>e3</sub> [m]	TOTAL [m]	S <sub>e1</sub> [m]	S <sub>e2</sub> [m]	S <sub>e3</sub> [m]	TOTAL [m]
0,5	309,0	177,43	0,84	0,83	0,83	3091,9	3073,1	3046,7	1162,7	1156,5	1147,7	0,003	0,015	0,018	0,037	0,003	0,015	0,018	0,037	0,003	0,016	0,018	0,037
1	311,1	179,55	1,81	1,80	1,78	3563,1	3525,4	3472,6	1320,4	1307,9	1290,3	0,003	0,014	0,015	0,032	0,004	0,014	0,015	0,032	0,003	0,014	0,015	0,032
1,5	313,2	181,67	2,92	2,90	2,86	4034,2	3977,7	3898,5	1478,2	1459,4	1433,0	0,004	0,012	0,012	0,028	0,004	0,012	0,012	0,028	0,004	0,012	0,013	0,029
2	315,3	183,79	4,17	4,13	4,07	4505,3	4429,9	4324,4	1636,1	1610,9	1575,7	0,004	0,011	0,010	0,025	0,004	0,011	0,011	0,026	0,004	0,011	0,011	0,026
2,5	317,45	185,91	5,56	5,49	5,40	4976,4	4882,2	4750,3	1794,1	1762,6	1718,6	0,004	0,010	0,009	0,023	0,004	0,010	0,009	0,023	0,004	0,010	0,009	0,024
3	319,57	188,03	7,09	6,99	6,85	5447,6	5334,5	5176,2	1952,1	1914,4	1861,5	0,005	0,009	0,008	0,021	0,005	0,009	0,008	0,022	0,005	0,010	0,008	0,022
3,5	321,69	190,15	8,75	8,62	8,43	5918,7	5786,8	5602,1	2110,3	2066,2	2004,5	0,005	0,008	0,007	0,020	0,005	0,009	0,007	0,020	0,005	0,009	0,007	0,021

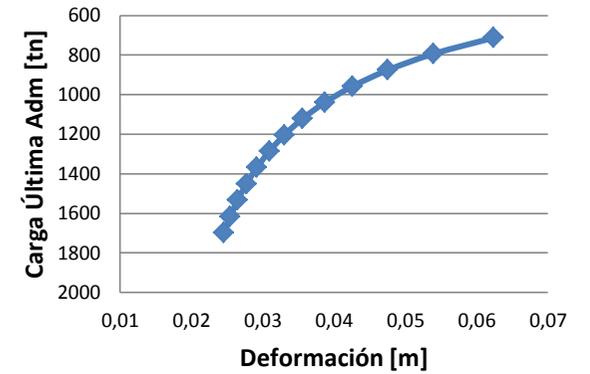
De lo que se obtienen las siguientes gráficas de carga última en función del asentamiento



(a)



(b)



(c)

**Figura 75:** Curvas de asentamiento en función de la carga admisible, **a)** para densidad 1.25 gr/cm<sup>3</sup>, **b)** para densidad 1.20 gr/cm<sup>3</sup>, **c)** para densidad 1.13 gr/cm<sup>3</sup>.

### **Utilizando Curvas de Compresibilidad:**

Para obtener el asentamiento a partir de a las curvas de compresibilidad se requiere conocer la tensión de confinamiento del suelo ( $\sigma_0$ ) y la tensión final a la que va a estar sometido para obtener con ello el salto de carga que éste va a soportar, y de allí el asentamiento que se produce en consecuencia.

La tensión a la que va a estar sometido el suelo a causa de una carga varía en la profundidad tal como se ve en la teoría del bulbo de presiones. Para tener en cuenta esta variación se utilizó el método simplificado 2 en 1, y se tomaron los valores a tres profundidades progresivas, donde las tensiones son significativas. Para cada profundidad se obtuvo el valor de la tensión de confinamiento según la Ec A.11

$$\sigma_0 = \sum_1^n (\gamma_{sum}^n - \gamma_{agua}) * z_n + \gamma_{agua} * z_{agua} \quad (\text{Ec. A.11})$$

Donde  $\gamma_{sum}^n$  es el peso específico sumergido del estrato n y  $\gamma_{agua}$  es el peso específico del agua (1 tn/m<sup>3</sup>).

Se asumieron tres franjas de ancho igual al diámetro del pilote (1.5 m), para cada una la tensión de carga que llega al suelo se obtuvo según la Ec. A.12.

$$\sigma_n = \frac{Q_{punta}^{cenizas}}{1.5m + 1.5m * n} \quad (\text{Ec. A.12})$$

Para n= al número de faja, que va de 1 a 3, y donde:

$$Q_{punta}^{cenizas} = Q_U - Q_f^{tobas} - Q_f^{cenizas} \quad (\text{Ec. A.13})$$

Luego se obtuvieron los saltos de carga como la diferencia entre la tensión inducida en cada faja y la tensión de confinamiento en el mismo punto, y con este valor se entró a la gráfica compresibilidad, asumiendo que se está en el tramo virgen, y se obtuvieron los asentamientos según la Ec. A.14.

$$S_{compr} = \sum_1^3 \frac{\log\left(1 + \frac{\sigma_n - \sigma_0^n}{\sigma_0^n}\right)}{\alpha} \quad (\text{Ec. A.14})$$

Donde  $\alpha$  es la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad.

Además se le adicionó el valor de deformación elástica del pilote siguiendo la Ec. 4.24, de lo que resulta el asentamiento final según como suma de estos valores.

A continuación se presenta el análisis para el estrato de cenizas volcánicas con las distintas densidades ensayadas y una profundidad del estrato de tobas volcánicas de 3m.

**Tabla 59:** Análisis de asentamientos utilizando curvas de compresibilidad, densidad 1.25 gr/m<sup>3</sup>.

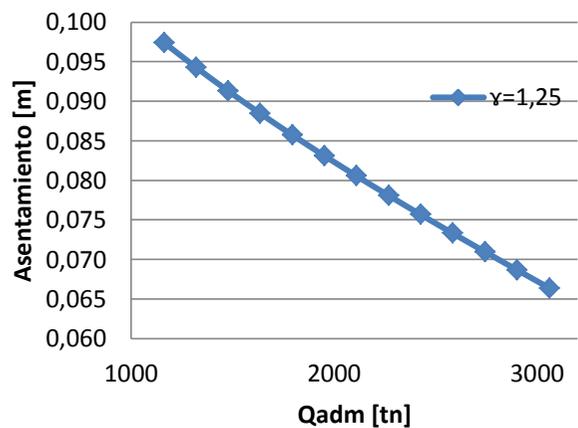
z [m]	Q <sub>U</sub> [tn]	Q <sub>U</sub> <sup>Cenizas</sup> [tn]	Qfuste [tn]	Qpunta [tn]	Qu adm [tn]	$\sigma_1$ [tn/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [tn/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_3$ [tn/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_0^1$ [tn/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_0^1$ [tn/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_0^1$ [tn/m <sup>2</sup> ]	S <sub>compr</sub> [m]	Se1 [m]	Asentamiento total [m]
0,5	308,97	177,43	0,84	3091,9	1162,7	25,0	11,1	6,25	12,40	15,04	17,68	0,0259	0,003	0,029
1	311,09	179,55	1,81	3563,1	1320,4	25,1	11,2	6,29	13,28	15,92	18,57	0,0236	0,003	0,027
1,5	313,21	181,67	2,92	4034,2	1478,2	25,3	11,2	6,32	14,16	16,80	19,45	0,0215	0,003	0,025
2	315,33	183,79	4,17	4505,3	1636,1	25,4	11,3	6,35	15,04	17,68	20,33	0,0194	0,003	0,023
2,5	317,45	185,91	5,56	4976,4	1794,1	25,5	11,3	6,38	15,92	18,57	21,21	0,0175	0,004	0,021
3	319,57	188,03	7,09	5447,6	1952,1	25,6	11,4	6,40	16,80	19,45	22,09	0,0156	0,004	0,020
3,5	321,69	190,15	8,75	5918,7	2110,3	25,7	11,4	6,42	17,68	20,33	22,97	0,0138	0,004	0,018

**Tabla 60:** Análisis de asentamientos utilizando curvas de compresibilidad, densidad 1.20 gr/m<sup>3</sup>.

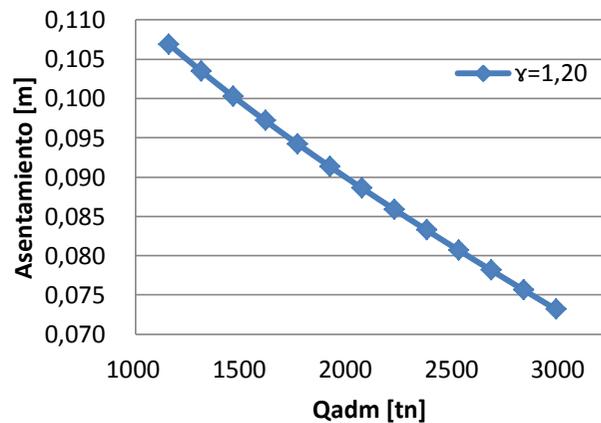
z [m]	Q <sub>U</sub> [tn]	Q <sub>U</sub> <sup>Cenizas</sup> [tn]	Qfuste [tn]	Qpunta [tn]	Qu adm [tn]	$\sigma_1$ [tn/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [tn/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_3$ [tn/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_0^1$ [tn/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_0^1$ [tn/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_0^1$ [tn/m <sup>2</sup> ]	S <sub>compr</sub> [m]	Se1 [m]	Asentamiento total [m]
0,5	308,97	177,43	0,83	3073,1	1156,5	25,0	11,1	6,25	12,38	14,98	17,58	0,0286	0,0027	0,031
1	311,09	179,55	1,80	3525,4	1307,9	25,1	11,2	6,29	13,25	15,85	18,44	0,0261	0,0029	0,029
1,5	313,21	181,67	2,90	3977,7	1459,4	25,3	11,2	6,32	14,12	16,71	19,31	0,0237	0,0032	0,027
2	315,33	183,79	4,13	4429,9	1610,9	25,4	11,3	6,35	14,98	17,58	20,17	0,0215	0,0034	0,025
2,5	317,45	185,91	5,49	4882,2	1762,6	25,5	11,3	6,38	15,85	18,44	21,04	0,0194	0,0037	0,023
3	319,57	188,03	6,99	5334,5	1914,4	25,6	11,4	6,40	16,71	19,31	21,91	0,0174	0,0039	0,021
3,5	321,69	190,15	8,62	5786,8	2066,2	25,7	11,4	6,42	17,58	20,17	22,77	0,0154	0,0042	0,020

**Tabla 61:** Análisis de asentamientos utilizando curvas de compresibilidad, densidad 1.13 gr/m<sup>3</sup>.

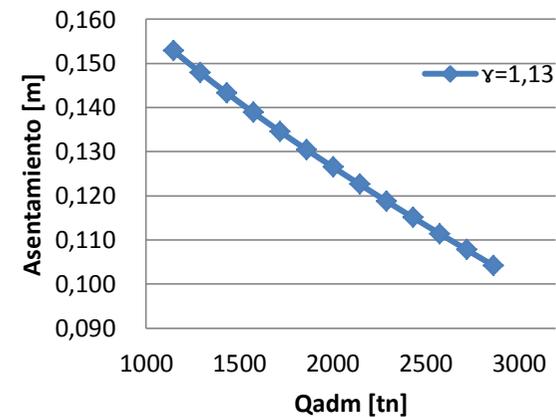
z [m]	Q <sub>U</sub> [tn]	Q <sub>U</sub> <sup>Cenizas</sup> [tn]	Qfuste [tn]	Qpunta [tn]	Q <sub>u adm</sub> [tn]	σ <sub>1</sub> [tn/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>2</sub> [tn/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>3</sub> [tn/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>0</sub> <sup>1</sup> [tn/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>0</sub> <sup>2</sup> [tn/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>0</sub> <sup>3</sup> [tn/m <sup>2</sup> ]	S <sub>compr</sub> [m]	Se1 [m]	Asentamiento total [m]
0,5	308,97	177,43	0,83	3046,7	1147,7	25,0	11,1	6,25	12,36	14,90	17,43	0,0413	0,0027	0,044
1	311,09	179,55	1,78	3472,6	1290,3	25,1	11,2	6,29	13,21	15,74	18,27	0,0378	0,0029	0,041
1,5	313,21	181,67	2,86	3898,5	1433,0	25,3	11,2	6,32	14,05	16,58	19,12	0,0345	0,0032	0,038
2	315,33	183,79	4,07	4324,4	1575,7	25,4	11,3	6,36	14,90	17,43	19,96	0,0314	0,0034	0,035
2,5	317,45	185,91	5,40	4750,3	1718,6	25,5	11,3	6,38	15,74	18,27	20,81	0,0284	0,0037	0,032
3	319,57	188,03	6,85	5176,2	1861,5	25,6	11,4	6,41	16,58	19,12	21,65	0,0256	0,0039	0,029
3,5	321,69	190,15	8,43	5602,1	2004,5	25,7	11,4	6,43	17,43	19,96	22,49	0,0228	0,0042	0,027



(a)



(b)



(c)

**Figura 76:** Curvas de asentamiento en función de la carga admisible, **a)** para densidad 1.25 gr/cm<sup>3</sup>, **b)** para densidad 1.20 gr/cm<sup>3</sup>, **c)** para densidad 1.13 gr/cm<sup>3</sup>.

Finalmente se realizó el mismo análisis variando la profundidad del estrato de tobas volcánicas para obtener las distintas profundidades de fundación requeridas.

