



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTABILIDAD SÍSMICA EN PRESA DE RELAVE CONSTRUIDA POR EL MÉTODO
DE EJE CENTRAL**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

MANUEL ARMANDO BERNAL BORLONE

PROFESOR GUÍA:
RAMÓN VERDUGO ALVARADO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
CLAUDIO FONCEA NAVARRO
PEDRO ACEVEDO MOYANO

SANTIAGO DE CHILE
DICIEMBRE, 2012

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA
OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL.

POR: MANUEL BERNAL BORLONE.
FECHA:19/12/2012
PROF. GUÍA: SR. RAMÓN
VERDUGO A.

**ESTABILIDAD SÍSMICA EN PRESA DE RELAVE CONSTRUIDA POR EL MÉTODO
DE EJE CENTRAL**

Los tranques de relaves son una de las formas más utilizadas para el almacenamiento de los residuos provenientes de las faenas mineras, existiendo tres métodos de construcción del muro perimetral denominados: aguas arriba, aguas abajo y eje central.

El método usualmente utilizado, y que ha entregado mejores resultados en términos de estabilidad es el de aguas abajo, sin embargo, el volumen de arenas es mayor en comparación con el de eje central, además si las coordenadas del pie del muro están fijas, se obtiene mayor altura de muro con crecimiento de eje central, lo cual implica mayor capacidad de embalse. Teniendo el método de eje central ventajas de almacenamiento, su utilización requiere evaluar la estabilidad sísmica y de esta manera ver la factibilidad del desarrollo de dicho proceso constructivo.

En este estudio, el relave utilizado corresponde a relave integral del Tranque Ovejería, sobre el cual se realizaron ensayos Próctor Estándar y triaxiales CIU, a diferentes densidades para un confinamiento de 5 kg/cm^2 . Se consideraron tres formas de preparación de probetas: apisonamiento húmedo, depositación en seco y "slurry". Finalmente el programa de ensayos permitió obtener la resistencia no drenada normalizada (S_u/σ_v') en función del grado de compactación. Los análisis pseudo-estáticos desarrollados consideran un coeficiente sísmico horizontal de 0,2 y un coeficiente sísmico vertical de 0,1; de tal manera de obtener un factor de seguridad mayor o igual a 1,2.

Basado en los parámetros geotécnicos obtenidos, los resultados de los análisis pseudo-estáticos indican que es factible el desarrollo de la construcción del tranque de relaves con el método de peralte de eje central, siempre que se compacte la cubeta de depositación a un 95 % del Próctor Estándar, por una extensión mínima de 23 m. Para esto, se requiere controlar la laguna de aguas clara, evitando que el material cercano al muro se sature.

AGRADECIMIENTOS

Quisiera expresar mis sinceros y profundos agradecimientos a todos quienes me ayudaron y acompañaron durante este importante proceso de mi carrera:

Primero que todo agradecer a un gran maestro que ha sido mi profesor guía Don Ramón Verdugo, por su ayuda académica y consejos de vida.

El resto de la comisión examinadora constituida por don Claudio Foncea y don Pedro Acevedo, los cuales compartieron parte de su valioso tiempo y conocimiento a mi persona.

Omar que más que el jefe del laboratorio, es un amigo del cual aprendí valores fundamentales de la vida . A Mario que me ayudó en todo el proceso de mi memoria y a todos aquellos quienes trabajaron en el mecesup y que compartieron conocimientos, alegrías y gratas conversaciones Gaspar, Marcelo, Daniela, Carlitos, Daniel y todos los alumnos mecesup.

A mis amigos del colegio y de la universidad Rafael, Pablo, Nubian, Garcés Trinidad y Hermo, con los cuales compartí diversos procesos a lo largo de la carrera, pero en especial a Chaparra, con el cual comenzamos juntos esta travesía y por las cosas del destino hoy no podemos disfrutar juntos este momento.

A mi pilar fundamental que es mi familia, con la cual no podría haber desarrollada nada de esto, en especial a mis sobrinos Cristóbal, Gabriel y Felipe, mis hermanos Pablo, Daniela y Javiera. Mis abuelos, mi padrino y mi cuñado Silverio.

Pero en especial darles las gracias a mis padres Manuel y Viviana por enseñarme los valores fundamentales de la vida, y además que sin ellos nada de esto hubiese sido posible.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. OBJETIVOS Y ALCANCES	7
2.1. Objetivos.....	7
2.2. Alcances.	7
3. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.	8
3.1. Comportamiento monótono de arenas.....	8
3.1.1. Estado último.....	9
3.1.2. Quasi Steady State.....	12
3.1.3. Phase Transformation.	12
3.1.4. Efecto de la fábrica y la estructura sobre el comportamiento monotónico.	13
3.2. Licuefacción.	17
3.2.1. Falla de flujo o licuefacción verdadera.	19
3.2.2. Movilidad cíclica.	21
3.3. Factor de seguridad a la licuefacción.....	22
3.4. Razón de tensiones cíclicas solicitantes (CSR).	22
3.5. Razón de resistencia cíclica (CRR).	23
3.5.1. Ensayos de laboratorio.	23
3.5.2. Ensayos In-Situ.	24
3.5.2.1. Standard penetration test (SPT).	24
3.5.2.2. Cone Penetration Test (CPT).	25
3.6. Otros factores a considerar en el potencial de licuación.	27
3.7. Licuefacción de suelos finos.	27
3.8. Resistencia residual normalizada.	29
3.9. Diseño del muro de relave.	33

3.9.1.	Métodos de equilibrio límite.....	34
3.9.1.1.	Método de las dovelas.....	34
3.9.1.2.	Comentarios acerca de los métodos de dovelas.	37
3.9.2.	Métodos numéricos.	38
3.9.3.	Método pseudo-estático	39
3.9.3.1.	Determinación del coeficiente sísmico.....	39
4.	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	41
4.1.	Extracción de muestras.....	41
4.2.	Programa de ensayos.	42
4.3.	Equipos.....	44
4.3.1.	Equipo triaxial estático.....	44
4.4.	Preparación de probeta.....	45
4.4.1.	Wet Tamping.	45
4.4.1.1.	Aplicación de CO ₂	47
4.4.1.2.	Percolación.....	47
4.4.1.3.	Consolidación.	47
4.4.2.	Slurry.	48
4.4.3.	Deposición en seco.	55
5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL RELAVE.....	57
5.1.	Introducción	57
5.2.	Análisis de resultados.	57
5.3.	Resistencia estática no drenada.	62
5.4.	Parámetros geotécnicos de diseño.....	72
5.4.1.	Materiales.	72
5.4.2.	Relación S_u/σ'_v	73

6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	75
6.1. Consideraciones de diseño y análisis.	75
6.1.1. Geometría del muro.	75
6.1.2. Nivel freático	75
6.1.3. Resistencia no-drenada	76
6.1.4. Etapas de crecimiento.....	78
6.1.5. Compactación.	81
6.2. Cálculo del factor de seguridad.....	81
6.3. Peralte cada 10 m.	82
6.3.1. Altura del muro 40 m.....	82
6.3.2. Altura del muro 70 m.....	84
6.4. Peralte cada 5 m.	86
6.4.1. Altura del muro 35 m.....	86
6.4.2. Altura del muro 70 m.....	88
6.5. Peralte cada 10 m, suelo compactado en condición drenada.....	91
6.5.1. Altura del muro 40 m.....	91
6.5.2. Altura del muro 70 m.....	93
6.6. Peralte cada 5 m, suelo compactado en condición drenada.....	95
6.6.1. Altura del muro 35 m.....	95
6.6.2. Altura del muro 70 m.....	97
6.7. Consideraciones del método de eje central con respecto al de aguas abajo....	100
7. CONCLUSIONES, COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES.....	101
7.1. Conclusiones.	101
7.2. Comentarios y Recomendaciones.	102

8. BIBLIOGRAFÍA.....	103
----------------------	-----

INDICE DE FIGURAS

FIGURA N° 1: VISTA DEL MURO PERIMETRAL DEL TRANQUE OVEJERÍA.	2
FIGURA N° 2: MÉTODO DE AGUAS ABAJO.	3
FIGURA N° 3: MÉTODO DE AGUAS ARRIBA.	4
FIGURA N° 4: MÉTODO EJE CENTRAL.	4
FIGURA N° 5: COMPARACIÓN ENTRE EL MÉTODO DE AGUAS ABAJO Y EJE CENTRAL PARA UNA MISMA COORDENADA DEL TALUD AGUAS ABAJO.	6
FIGURA N° 6: ESTADOS CARACTERÍSTICOS DEL COMPORTAMIENTO MONÓTONO NO DRENADO. (YOSHIMINE, 1999)	8
FIGURA N° 7: COMPORTAMIENTO DRENADO EN ARENAS.	9
FIGURA N° 8: LÍNEA DE ESTADO CRÍTICO Y DIFERENCIACIÓN DE COMPORTAMIENTOS EN EL SUELO. (POULOS, 1971)	10
FIGURA N° 9: TRAYECTORIA DE TENSIONES PARA DIFERENTES DENSIDADES, VERDUGO. (1992).....	11
FIGURA N° 10: PHASE TRANSFORMATION. (LADE AND IBSSEN, 1997).....	13
FIGURA N° 11: COMPORTAMIENTO LAGUNILLAS SANDY YSILT, VERDUGO.(1992)	14
FIGURA N° 12: DIFERENTES ARREGLOS DE PARTÍCULAS DE SUELO.....	16
FIGURA N° 13: LICUEFACCIÓN SEGÚN CASTRO,1969.	18
FIGURA N° 14: FALLA DE FLUJO Y MOVILIDAD CICLICA.	19
FIGURA N° 15: SUPERFICIE DE FALLA DE FLUJO O DE COLAPSO.....	20
FIGURA N° 16: MOVILIDAD CÍCLICA. (ISHIHARA, 1985).....	21
FIGURA N° 17: DETERMINACIÓN DEL CRR PARA ENSAYO CPT, ROBERTSON AND WRIDE (1998).	26
FIGURA N° 18: CHINESE CRITERIA PARA LA DETERMINAR LA SUSCEPTIBILIDAD DE LICUEFACCIÓN.	29
FIGURA N° 19: DISPOSICIÓN DE LA QUASI STEADY STATE Y CONSOLIDACIÓN ISOTRÓPICA.	32
FIGURA N° 20: DISCRETIZACIÓN DE LA SUPERFICIE DE FALLAS A TRAVÉS DE DOVELAS. (BRAJA,1993).....	35
FIGURA N° 21: FUERZAS ACTUANDO EN CADA DOVELA. (FREDLUND,1977).....	36
FIGURA N° 22: EXTRACCIÓN DEL RELAVE INTEGRAL DESDE EL SISTEMA DE MANGUERAS.	41
FIGURA N° 23: EQUIPO TRIAXIAL UTILIZADO.	45
FIGURA N° 24: EXTREMOS LUBRICADOS EN EL CAP SUPERIOR.	46
FIGURA N° 25: EXTREMOS LUBRICADOS EN EL CAP INFERIOR.....	46
FIGURA N° 26: IMPLEMENTOS ADICIONALES PARA MONTAJE PROBETA TIPO SLURRY.	49
FIGURA N° 27: COLOCACION DE LA MICA ENTRE LA MEMBRANA DE LATEX Y EL MOLDE DE BRONCE.....	50
FIGURA N° 28: COMPRESOR DE AIRE, UTILIZADO PARA GENERAR VACÍO EN LAS PROBETAS.	51
FIGURA N° 29: SISTEMA DE MANGUERAS PARA GENERAR VACÍO Y DISPOSICIÓN DEL EMBUDO, PREVIO A LA DEPOSITACIÓN DEL RELAVE.	51
FIGURA N° 30: DEPOSITACIÓN DEL MATERIAL.....	52
FIGURA N° 31: DISPOSICIÓN DE LA PROBETA LUEGO DEL LEVANTAMIENTO DE LA MEMBRANA.	53

FIGURA N° 32: DISPOSICIÓN FINAL DE LA PROBETA.	54
FIGURA N° 33: DEPOSITACIÓN EN SECO DEL RELAVE EN EL MOLDE.	56
FIGURA N° 34: RELAVE INTEGRAL.	57
FIGURA N° 35: RELAVE INTEGRAL BAJO MALLA #200.	58
FIGURA N° 36: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.	59
FIGURA N° 37: ANALISIS GRANULOMETRICO E HIDROMÉTRICO.	59
FIGURA N° 38: PROCTOR ESTÁNDAR Y MODIFICADO.	60
FIGURA N° 39: TENSIÓN DESVIATORIA VS DEFORMACIÓN AXIAL, PROBETAS TIPO SLURRY.	63
FIGURA N° 40: TRAYECTORIA DE TENSIONES, PROBETAS TIPO SLURRY.	63
FIGURA N° 41: TENSIÓN DESVIATORIA VS DEFORMACIÓN AXIAL, PROBETAS TIPO DEPOSITACIÓN EN SECO.	64
FIGURA N° 42: TRAYECTORIA DE TENSIONES, PROBETAS TIPO DEPOSITACIÓN EN SECO.	64
FIGURA N° 43: TENSIÓN DESVIATORIA VS DEFORMACIÓN AXIAL, PROBETAS TIPO WET-TAMPING.	65
FIGURA N° 44: TRAYECTORIA DE TENSIONES, PROBETAS TIPO WET-TAMPING.	65
FIGURA N° 45: TRAYECTORIA DE TENSIONES DE TODOS LOS MÉTODOS UTILIZADOS.	66
FIGURA N° 46: LINEA DE ESTADO ULTIMO EN EL PLANO Q-P PARA CADA MÉTODO DE PREPARACIÓN	68
FIGURA N° 47: CAMBIO EN LA TENSION EFECTIVA MEDIA Y LA VARIACION CON EL INDICE DE VACIO.	69
FIGURA N° 48: ESFUERZO DESVIADOR EN LA LINEA DE ESTADO ULTIMO PARA CADA DENSIDAD.	70
FIGURA N° 49: CORTE LONGITUDINAL, PROBETA TIPO SLURRY.	71
FIGURA N° 50: CORTE LONGITUDINAL, PROBETA TIPO APISONAMIENTO HÚMEDO.	72
FIGURA N° 51: VARIACIÓN DE LA RAZÓN $S_u/\Sigma v'$ CON RESPECTO AL INDICE DE VACIO DE CONFECCIÓN.	74
FIGURA N° 52: NIVEL FREÁTICO CONSIDERADO Y PRESIONES DE AGUA EN EL TRANQUE.	75
FIGURA N° 53: DISCRETIZACIÓN Y ZONIFICACIÓN DEL SECTOR DE DEPOSITACIÓN DE LAMAS.	76
FIGURA N° 54: MURO INICIAL Y DEPOSITACIÓN DE LAMAS.	78
FIGURA N° 55: GEOMETRÍA A IMPLEMENTAR PARA LEVANTAMIENTO DEL MURO CADA 10 M.	79
FIGURA N° 56: PERALTE DEL MURO CADA 10 M, SITUACIÓN CRECIMIENTO PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.	79
FIGURA N° 57: DISPOSICIÓN FINAL DEL TRANQUE, PARA UNA ALTURA MÁXIMA DE 70 M.	80
FIGURA N° 58: PERALTE DEL MURO CADA 5 M, SITUACIÓN CRECIMIENTO PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.	80
FIGURA N° 59: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, LEVANTAMIENTO CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 40 M, SITUACION PERALTE.	83
FIGURA N° 60: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, PERALTE CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 40 M, SITUACION PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.	84
FIGURA N° 61: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, PERALTE CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACION PERALTE.	85
FIGURA N° 62: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, PERALTE CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACION PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.	86
FIGURA N° 63: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 35 M, SITUACION PERALTE.	87

FIGURA N° 64: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, LEVANTAMIENTO CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 35 M, SITUACION PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.....	88
FIGURA N° 65: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 70 M , SITUACION PERALTE.	89
FIGURA N° 66: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACION PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.	90
FIGURA N° 67: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, LEVANTAMIENTO CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 40 M, SITUACION PERALTE.....	92
FIGURA N° 68: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, PERALTE CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 40 M, SITUACION PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.	93
FIGURA N° 69: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, PERALTE CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACION PERALTE.	94
FIGURA N° 70: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, LEVANTAMIENTO CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACION PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.....	95
FIGURA N° 71: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 35 M, SITUACION PERALTE.	96
FIGURA N° 72: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 35 M, SITUACION PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.	97
FIGURA N° 73: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 70 M , SITUACION PERALTE.	98
FIGURA N° 74: SUPERFICIE DE FALLA MAS CRITICA, PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACION PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.	99
FIGURA N° 75: COMPARATIVO ENTRE LOS VOLÚMENES DE ARENA CICLONEADA EN EL MURO.	100
FIGURA N° 76: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, MUESTRA N°1.....	109
FIGURA N° 77: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, MUESTRA N°2.....	111
FIGURA N° 78: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, MUESTRA N°3.....	112
FIGURA N° 79: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, MUESTRA N°4.....	114
FIGURA N° 80: ANALISIS HIDROMÉTRICO.....	115
FIGURA N° 81: ANALISIS GRANULOMÉTRICO E HIDROMÉTRICO.....	117
FIGURA N° 82: LÍMITE LÍQUIDO DE LA MUESTRA N°1.	119
FIGURA N° 83: LIMITE LIQUIDO DE LA MUESTRA N°2.	120
FIGURA N° 84: LIMITE LÍQUIDO DE LA MUESTRA N°3.	121
FIGURA N° 85: LÍMITE LÍQUIDO DE LA MUESTRA N°4.	122
FIGURA N° 86: DETERMINACIÓN GRÁFICA DEL LÍMITE LÍQUIDO, BAJO MALLA #200.....	124
FIGURA N° 87: ENSAYO PRÓCTOR MODIFICADO.....	130
FIGURA N° 88: ENSAYO PRÓCTOR ESTÁNDAR.	131
FIGURA N° 89: PRÓCTOR ESTÁNDAR Y MODIFICADO.	132

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA N° 1: PROGRAMA DE ENSAYOS.....	43
TABLA N° 2: PROGRAMA DE ENSAYOS TRIAXIALES.	44
TABLA N° 3: DENSIDADES MÉTODO JAPONÉS Y PRÓCTOR MODIFICADO.	61
TABLA N° 4: RESUMEN DE RESULTADOS PARA DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO.	61
TABLA N° 5: RESUMEN DE RESULTADOS PARA DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO.	62
TABLA N° 6: ÁNGULOS DE FRICCIÓN Y COHESION PARA CADA UNA DE LAS FÁBRICAS.	68
TABLA N° 7: PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LA ARENA CICLONEADA.	73
TABLA N° 8: RESISTENCIA RESIDUAL NORMALIZADA PARA CADA INDICE DE VACIO DE CONFECCIÓN.	73
TABLA N° 9: F.S. CRITICO PARA PERALTE CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 40 M, SITUACIÓN PERALTE.....	82
TABLA N° 10: F.S. PERALTE CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 40 M, SITUACIÓN PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.....	83
TABLA N° 11: F.S. PERALTE CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACIÓN PERALTE.	84
TABLA N° 12: F.S. PERALTE CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACIÓN PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.....	85
TABLA N° 13: F.S. PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 35 M, SITUACIÓN PERALTE.	86
TABLA N° 14: F.S. LEVANTAMIENTO CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 35 M, SITUACIÓN PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.....	87
TABLA N° 15: F.S. PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACIÓN PERALTE.	88
TABLA N° 16: F.S. PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACIÓN PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.	89
TABLA N° 17: FACTORES DE SEGURIDAD CRÍTICOS Y GRADO DE COMPACTACIÓN ASOCIADO.	90
TABLA N° 18: PARÁMETROS MOHR-COULOMB PARA LA CONDICIÓN DRENADA DEL SUELO COMPACTADO.	91
TABLA N° 19: F.S. LEVANTAMIENTO CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 40 M, SITUACIÓN PERALTE.	91
TABLA N° 20: F.S. PERALTE CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 40 M, SITUACIÓN PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.....	92
TABLA N° 21: F.S. PERALTE CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACIÓN PERALTE.	93
TABLA N° 22: F.S. PERALTE CADA 10 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACIÓN PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.....	94
TABLA N° 23: F.S. PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 35 M, SITUACIÓN PERALTE.	95
TABLA N° 24: F.S. PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 35 M, SITUACIÓN PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.	96
TABLA N° 25: F.S. PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACIÓN PERALTE.	97
TABLA N° 26: F.S. PERALTE CADA 5 M, ALTURA DEL MURO 70 M, SITUACIÓN PERALTE Y DEPOSITACION DE LAMAS.	98
TABLA N° 27: RESUMEN DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD CRITICOS Y VOLUMEN DE LAMAS A COMPACTAR PARA CADA PERALTE.	99

TABLA N° 28: CÁLCULO DE VOLUMENES DE ARENAS CICLONEADAS A DISPONER EN EL MURO.	100
TABLA N° 29: DATOS ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, MUESTRA N°1.	110
TABLA N° 30: DATOS ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, MUESTRA N°2.	111
TABLA N° 31: DATOS ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, MUESTRA N°3.	113
TABLA N° 32: DATOS ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, MUESTRA N°4.	114
TABLA N° 33: DATOS ANÁLISIS HIDROMÉTRICO.	116
CONTINUACIÓN TABLA N° 34: DATOS ANÁLISIS HIDROMÉTRICO.	117
TABLA N° 35: LÍMITE LÍQUIDO DE LA MUESTRA N°1.	118
TABLA N° 36: LÍMITE LÍQUIDO DE LA MUESTRA N°2.	119
TABLA N° 37: LÍMITE LÍQUIDO DE LA MUESTRA N°3.	120
TABLA N° 38: LÍMITE LÍQUIDO DE LA MUESTRA N°4.	121
TABLA N° 39: LÍMITE LÍQUIDO BAJO MALLA #200.	123
TABLA N° 40: LÍMITE PLÁSTICO DE LA MUESTRA N°1.	124
CONTINUACIÓN TABLA N° 41: LÍMITE PLÁSTICO DE LA MUESTRA N°1.	125
TABLA N° 42: LÍMITE PLÁSTICO DE LA MUESTRA N°2.	125
TABLA N° 43: LÍMITE PLÁSTICO DE LA MUESTRA N°3.	125
TABLA N° 44: LÍMITE PLÁSTICO BAJO MALLA #200.	126
CONTINUACIÓN TABLA N° 45: LÍMITE PLÁSTICO BAJO MALLA #200.	127
TABLA N° 46: DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD MÁXIMA, A TRAVÉS DEL MÉTODO JAPONÉS.	127
CONTINUACIÓN TABLA N° 47: DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD MÁXIMA, A TRAVÉS DEL MÉTODO JAPONÉS.	128
TABLA N° 48: DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD MÍNIMA.	128
TABLA N° 49: DATOS DEL ENSAYO PRÓCTOR MODIFICADO.	129
TABLA N° 50: DATOS DEL ENSAYO PRÓCTOR ESTÁNDAR.	131
TABLA N° 51: DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS.	133

1. INTRODUCCIÓN

El proceso productivo de la minería genera necesariamente una enorme cantidad de residuos que se destinan en su mayor parte a depósitos de relaves. Si se considera una ley promedio del mineral de 1%, ello implica que de cada 100 toneladas de roca procesada, 99 toneladas serán desechos, los cuales deben ser almacenados de forma estable.

Chile es un importante productor de cobre y además un país particularmente sísmico. Por ello, deben estudiarse metodologías para un transporte y almacenamiento seguros que también minimicen los efectos negativos en el medioambiente.

Luego del proceso productivo de la minería, en el cual se extraen todos aquellos metales para su posterior comercialización, aquel material de desecho denominado relave, es transportado y almacenado en algún depósito de relave.

Dentro de los depósitos de relaves, se distinguen dos tipos:

- Embalses de relaves:

Que tienen muros perimetrales constituidos por materiales de empréstito, debidamente impermeabilizados.

El embalse de Carén, emplazado en la VI Región, es un ejemplo de esta metodología.

- Tranques de relaves:

En los que los muros perimetrales están constituidos por arena del material de relave que, a través de un proceso de cicloneo, es separada de la parte fina del relave integral.

Un ejemplo de tranque de relaves es el de Ovejería, emplazado en la V Región, donde las faenas productivas de la minera Andina vierten sus desechos.



Figura N° 1: Vista del muro perimetral del tranque Ovejería.

Algunos tranques han presentado fallas por licuefacción en el pasado, lo cual también se observó en el terremoto del 2010, por lo cual es de suma importancia el estudio de la estabilidad sísmica, para evitar catástrofes como lo ocurrido en el tranque “Barahona” en el año 1928.

Actualmente, para la construcción del muro de contención de los tranques de relaves, existen tres alternativas o métodos de construcción:

-Método de aguas abajo:

Consiste en la construcción de un muro inicial de material de empréstimo compactado, desde el cual se vacía la arena cicloneada hacia el talud aguas abajo del muro y las lamas (material fino) se depositan hacia aguas arriba.

Una vez que el depósito se encuentra próximo a llenarse, se procede a levantar el muro, continuando con el mismo sistema de depositación de los materiales (Figura N° 2).

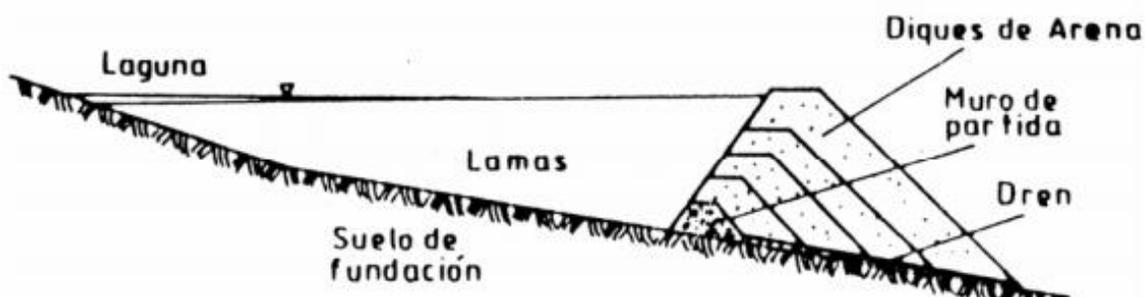


Figura N° 2: Método de aguas abajo.

-Método aguas arriba:

Al igual que el método de aguas abajo, se inicia con la construcción de un muro de material de empréstimo compactado, pero la arena cicloneada se deposita hacia el talud aguas arriba del muro, apoyándose en las lamas que se depositan en la cubeta del tranque. (Figura N° 3)

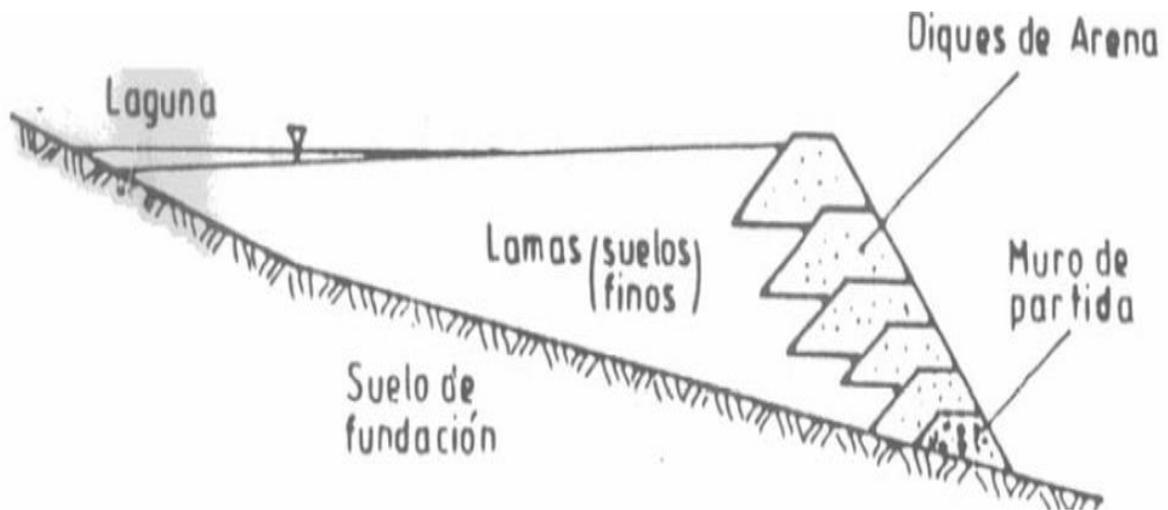


Figura N° 3: Método de aguas arriba.

-Método de eje central o mixto:

Tal como se mencionó en los métodos anteriores, inicialmente se construye un muro con material de empréstito compactado, sobre el cual se depositan las arenas cicloneadas hacia el talud aguas abajo y las lamas hacia el talud aguas arriba.

A diferencia del método aguas abajo, al momento próximo de llenado del muro, se eleva la línea de alimentación de arenas y lamas, con lo cual se mantiene el plano vertical inicial de la berma de coronamiento del muro inicial. (Figura N° 4)

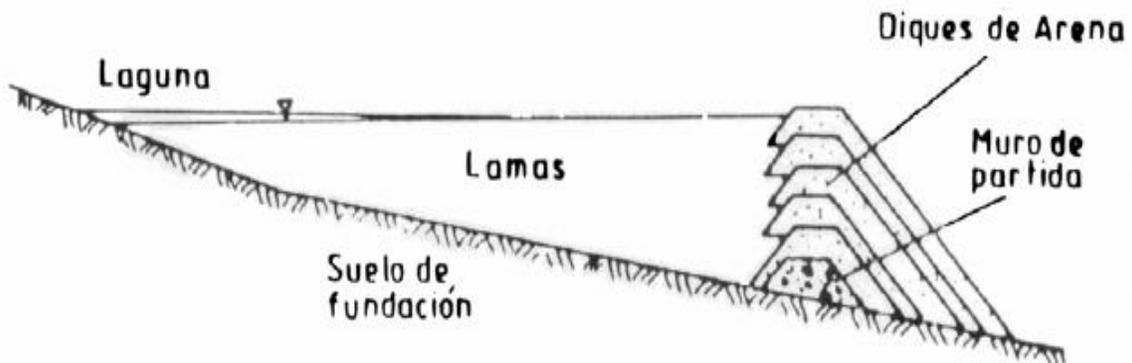


Figura N° 4: Método eje central.

Como muestra la figura N°4, la parte aguas arriba del muro resistente se apoya sobre las lamas, lo cual implica un estudio de estabilidad que presenta el relave integral.

De los tres métodos mencionados anteriormente, sólo los de aguas abajo y eje central están permitidos por la actual legislación en los proyectos de tranques de relaves que se presentan al Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN) para su aprobación.

Debido a que el volumen de arena utilizado para la construcción del muro a través del método de eje central es menor que el de aguas abajo, existen ciertas ventajas económicas y temporales, lo anterior se debe a diversos factores tales como:

- Disminución de los tiempos de colocación de las arenas.
- Menor uso del ciclón, lo cual implica menor consumo de energía y de mano de obra.
- El volumen de relaves que deben ser tratados es considerablemente menor para la obtención de las arenas y en el caso de que el relave presente una baja concentración de arenas, el método de eje central sería una opción viable para construir el muro perimetral.

De acuerdo a conversaciones con personal de Ovejería, el método de eje central propone una desventaja en términos de volumen de relave almacenado, debido a que existe una zona del muro de contención que se apoya sobre las lamas, sin embargo esta aseveración no es del todo correcta, ya que si se tiene en consideración que al momento de diseñar un tranque de relave, el tamaño que éste adopta depende de las coordenadas donde se apoya el talud aguas abajo del muro, se observa en la figura adjunta que el método de eje central presenta una mayor cota en el coronamiento, lo cual dependiendo de la topografía del terreno podría presentar un mayor almacenamiento de residuos.

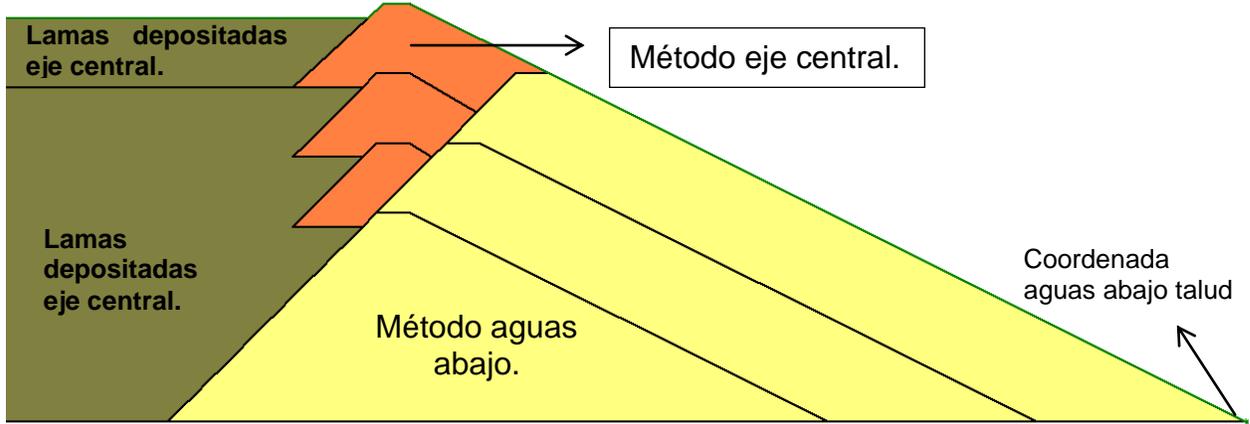


Figura N° 5: Comparación entre el método de aguas abajo y eje central para una misma coordenada del talud aguas abajo.

Por todos los antecedentes mencionados anteriormente es de suma importancia la presente investigación de la estabilidad sísmica de un caso de presa de relave elaborada a través del método de eje central.

2. OBJETIVOS Y ALCANCES

2.1. Objetivos.

El objetivo de este estudio consiste en evaluar tanto el diseño de una presa de relave construida por el método de eje central como la factibilidad del mismo, para utilizar datos reales, se ha optado por determinar las propiedades geo-mecánicas del relave integral del tranque Ovejería de la división Andina.

Se evalúa la resistencia al corte, el nivel de densificación y la disposición de las lamas que se requiere para dos diseños, los cuales deben cumplir con que el factor de seguridad asociado a la estabilidad pseudo-estática sea mayor a 1,2.

Los ensayos de resistencia se realizan utilizando tres técnicas de depositación y se considera una condición de resistencia no-drenada.

Para el caso de evaluar la densificación del material, se considera el ensayo Próctor Estándar y Modificado. Mientras que para determinar el factor de seguridad asociado a cada una de las alternativas constructivas, se ocupa el software Geoslope.

2.2. Alcances.

Se realizan ensayos triaxiales CIU, cuyas probetas son elaboradas a diferentes densidades con el método de apisonamiento húmedo, Slurry y Depositación en seco. Cabe señalar que el suelo utilizado fue previamente secado en horno; con los datos obtenidos se determina la densidad, ángulo de fricción interna, cohesión y la resistencia no-drenada normalizada (S_u/σ') para diferentes densidades. Se discute la variación en los parámetros antes mencionados para cada método y su utilización para la realización del diseño del muro de la presa de relave.

Para la determinación del grado de compactación y la factibilidad de establecer una cierta densidad requerida en la disposición de las lamas, se realizaron ensayos Próctor Estándar y Modificado.

Finalmente, se evalúa y discute acerca de los factores de seguridad asociados a cada alternativa constructiva, además se comparan las ventajas y desventajas, lo cual abarca aspectos económicos, técnicos y constructivos.

3. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.

3.1. Comportamiento monótono de arenas.

Existen ciertos estados característicos para el comportamiento monótono en condiciones no drenadas, que dependiendo de las condiciones de densidad y de confinamiento que se encuentre el suelo, es posible encontrar, estos estados se muestran en la figura adjunta.

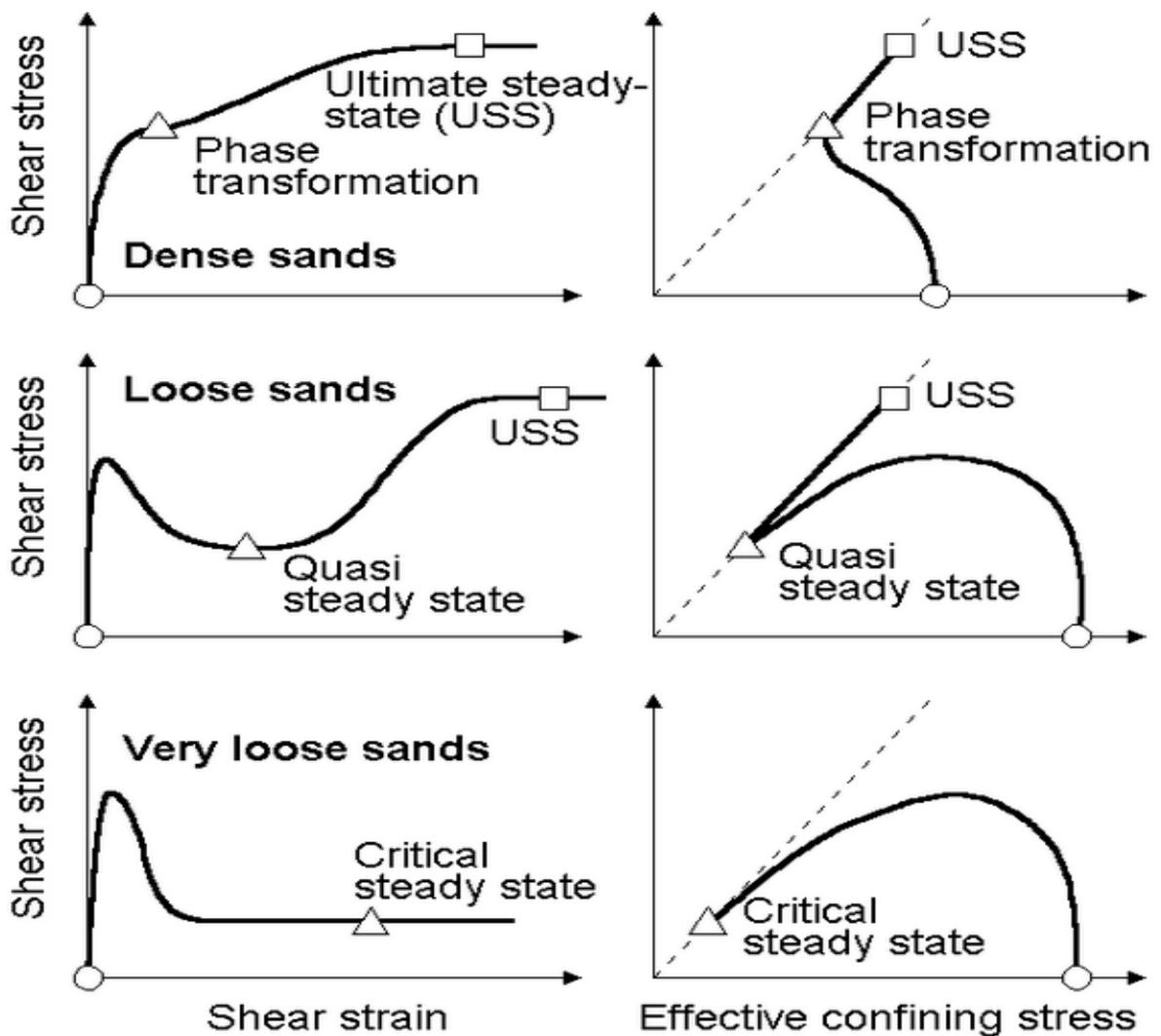


Figura N° 6: Estados característicos del comportamiento monótono no drenado. (Yoshimine, 1999)

3.1.1. Estado último.

El profesor Casagrande (1936), estudió la respuesta que presenta el suelo en condiciones drenadas, para un mismo confinamiento, diferenció un comportamiento contractivo para aquellas probetas sueltas de aquellas densas que presentan dilatancia, tal como se muestra en la Figura N° 7 f. En estado denso existe un aumento de volumen a medida que se producen sollicitaciones de corte, a diferencia de las probetas sueltas donde sucede lo contrario (Figura N° 7 b y d).

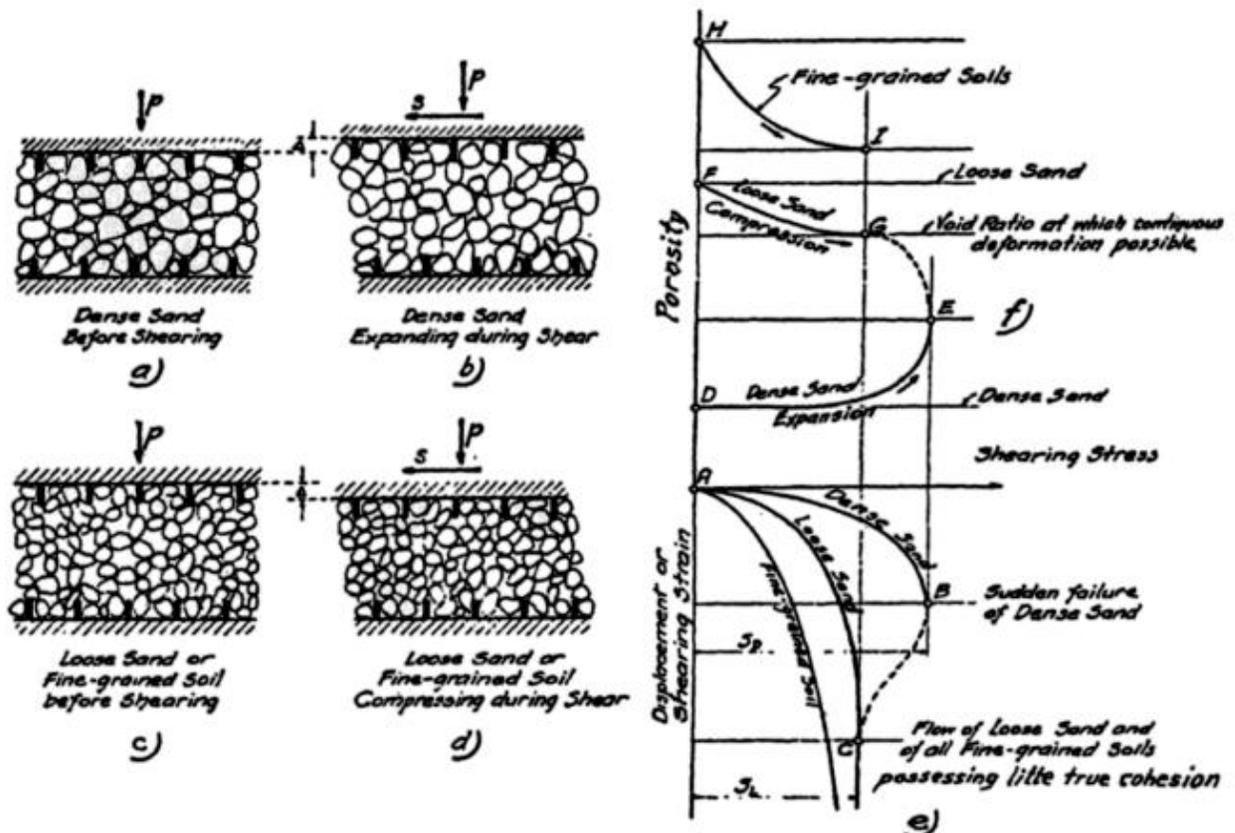


Figura N° 7: Comportamiento drenado en arenas.

Pese a la diferencia en el comportamiento de las probetas, a grandes deformaciones observó que se obtiene una misma densidad a un mismo esfuerzo desviador, aquel estado lo denominó índice de vacío crítico.

Poulos (1971), también define el estado último de deformación como aquel estado en el cual el suelo se deforma a volumen, esfuerzo normal efectivo, esfuerzo de corte y velocidad constante.

Posteriormente, diversos autores Roescoe et al (1958) y Verdugo (1996) entre otros, también observaron el mismo comportamiento.

A partir de dicha definición, se establece una línea que diferencia los dos estados posibles, dependiendo del nivel de confinamiento y de la densidad inicial post-consolidación que presente el suelo, tal como se muestra en la Figura N° 8.

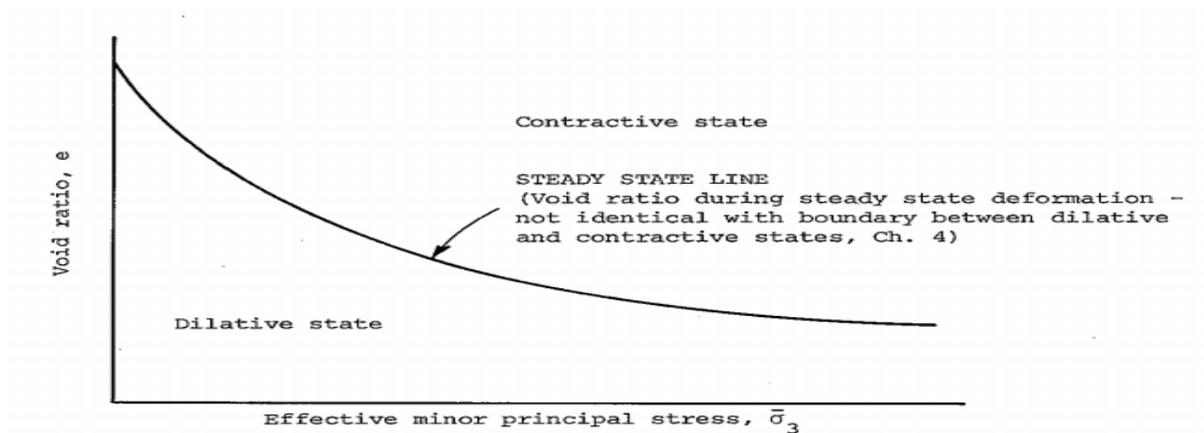


Figura N° 8: Línea de estado crítico y diferenciación de comportamientos en el suelo. (Poulos, 1971)

Yoshimine and Ishihara (1998), definen el estado último como aquel estado de deformación en el cual no hay una variación de las tensiones efectivas y a la vez no hay cambios en la presión de poros.

Para aquellos suelos que presentan un comportamiento contractivo en condiciones no drenadas, las presiones de poros aumentan, con una consiguiente disminución de las tensiones efectivas. Mientras que para los estados dilatantes existe una disminución en las presiones de poro y por consiguiente un aumento en las tensiones efectivas del suelo.

Verdugo (1996), estudió el comportamiento de Arena Toyoura en condiciones no drenadas y observó que independiente del confinamiento, para una misma densidad, la

condición de estado último lograda es idéntica para todas las muestras. También los resultados mostraron los dos comportamientos antes mencionados, en los cuales la respuesta dilatante está relacionada con un aumento progresivo del esfuerzo desviador hasta lograr el estado último y aquel contractivo en el cual se desarrolla una mínima resistencia hasta llegar al estado último.

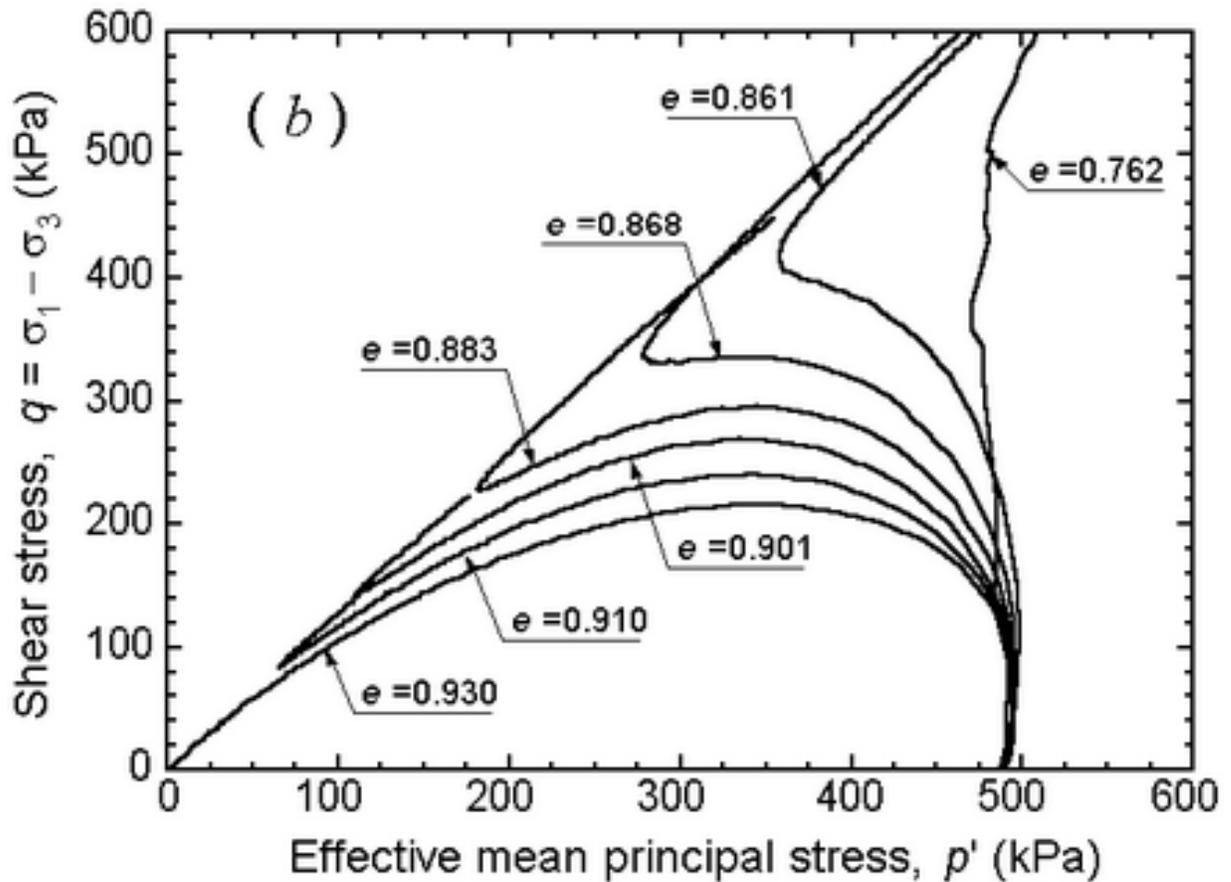


Figura N° 9: Trayectoria de tensiones para diferentes densidades, Verdugo. (1992)

Tal como se muestra en el gráfico anterior, para un mismo confinamiento inicial, se diferencian dos comportamientos en la trayectoria de tensiones, por un lado aquellas muestras que desarrollan un peak en el esfuerzo desviador a bajas deformaciones, para comenzar a disminuir tanto el confinamiento como la resistencia que presenta hasta alcanzar el steady state of deformation, por el contrario a medida que aumenta la densidad de la muestra, no se observa un mínimo en el esfuerzo desviador, lo cual es consistente con el comportamiento dilatante, finalmente existe un comportamiento

intermedio en el cual el suelo presenta un mínimo en el esfuerzo desviador, para posteriormente comenzar a dilatar hasta llegar al estado último.

Por otro lado, para poder determinar el grado de deformación que se requiere para llegar al estado último Verdugo (1996), llegó a deformaciones del orden del 28%, concluyendo que para niveles del 20% la variabilidad en los requerimientos dados en la definición son mínimos.

3.1.2. Quasi Steady State.

El pseudo estado último, mencionado comúnmente en la literatura como “Quasi steady state”, corresponde a aquel punto en el cual un suelo contractivo en condiciones no drenadas, posterior a la obtención del peak de su resistencia al corte, alcanza un mínimo en el esfuerzo desviador.

Verdugo and Ishihara (1996), estudiaron el comportamiento monótonico en suelos arenosos, percatándose que dicho punto varía con respecto al confinamiento y el índice de vacío que la muestra presente. También establece que dicha condición se presenta en el mismo instante en el que se desarrolla una transición desde un comportamiento contractivo a dilatante.

3.1.3. Phase Transformation.

Ishihara (1975) estudió el comportamiento no drenado de arenas bajo cargas cíclicas y observó el cambio en el sentido en las trayectorias de las tensiones efectivas, es decir el punto en el cual el esfuerzo principal es mínimo y el comportamiento cambia de contractivo a dilatante, concordante con lo anterior, lo denominó el cambio de transformación de fase o phase transformation point.

Geométricamente es entendido como el punto en el cual la trayectoria que recorre la curva en el plano q - p' es una tangente vertical. La representación gráfica de dicho estado para un cierto suelo, se logra realizando una serie de ensayos modificando el nivel de densidad de la muestra o el confinamiento, de esta forma se puede delimitar la línea de transformación de fase, la cual está relacionada con la transición desde un comportamiento contractivo a uno dilatante (Lade and Ibsen, 1997). Cabe señalar que en el instante posterior a dicho estado se genera la mayor presión de poros, tal como se muestra en la figura adjunta.

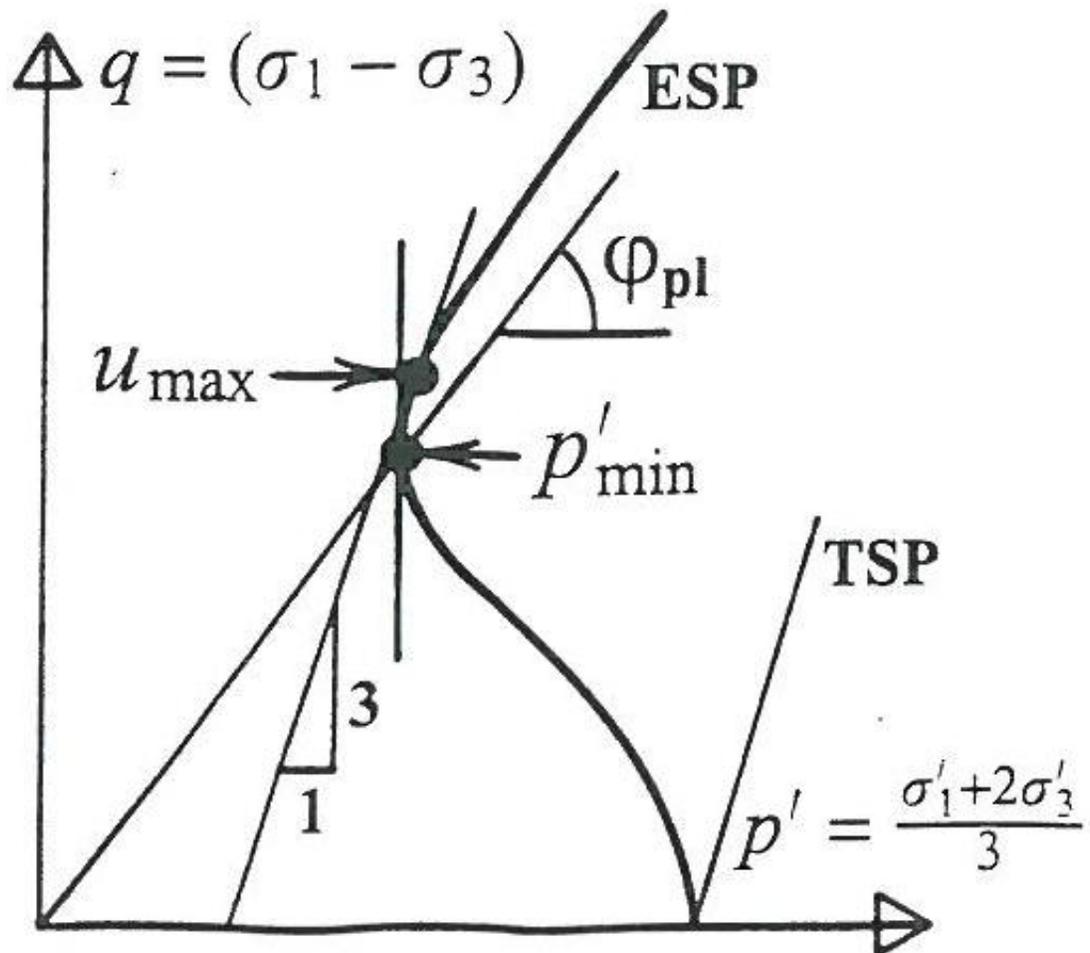


Figura N° 10: Phase transformation. (Lade and Ibsen, 1997)

3.1.4. Efecto de la fábrica y la estructura sobre el comportamiento monotónico.

La fábrica es definida como la disposición que presentan las partículas, lo cual implica la orientación, los contactos y la distribución que se presentan entre éstas.

Verdugo (1992) estudió la influencia que tiene en muestras remoldeadas el método de preparación de probeta, para condiciones no drenado en diferentes tipos de suelo.

De acuerdo a las observaciones realizadas sobre tres tipos de suelo distintos¹, analiza la variación de los resultados para diferentes métodos de preparación de probetas y establece que la diferencia de fábrica, afecta tanto la consolidación como el pseudo estado último del suelo, para ejemplificar esta situación se muestran los resultados de los ensayos para el suelo denominado Lagunillas Sandy Silt en el plano e-p'.

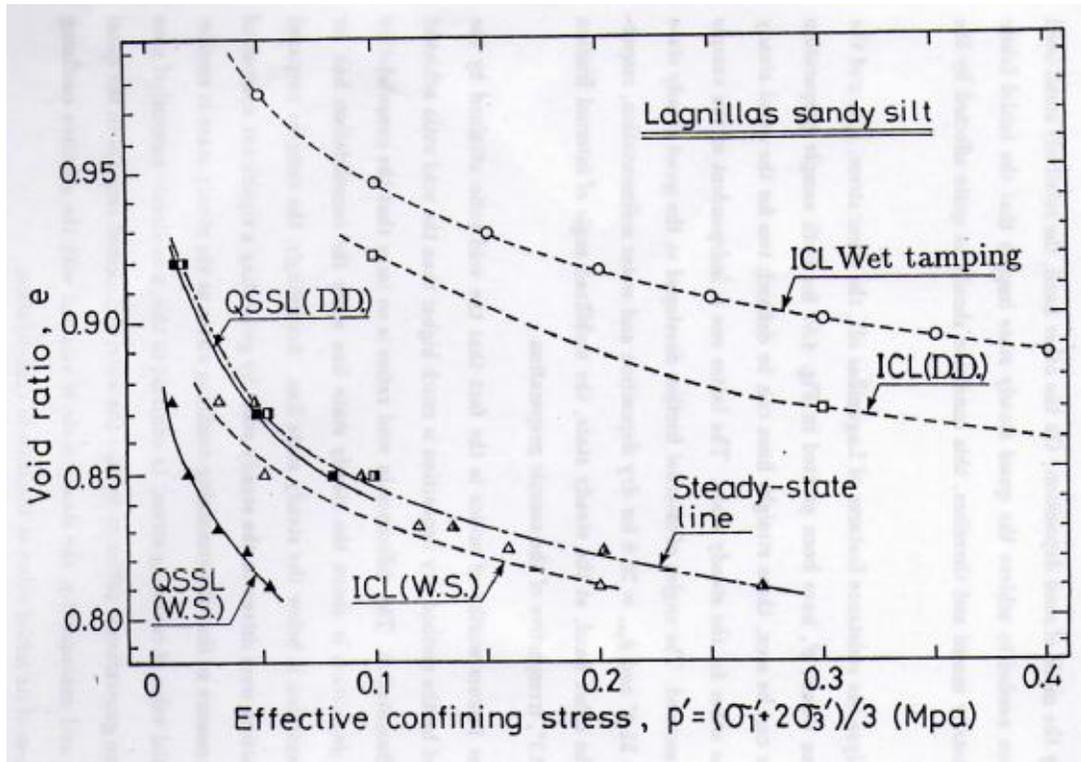


Figura N° 11: Comportamiento Lagunillas Sandy ySilt, Verdugo.(1992)

Se observa claramente que el estado quasy steady state para el método de depositación en seco (D.D.), se localiza sobre la sedimentación en agua (W.S.), lo cual implica que la sedimentación en agua presenta una fábrica más débil, debido a que el valor del confinamiento que se requiere para lograr una mínima resistencia es más bajo que para el caso de la depositación en seco.

¹ Toyoura Sand, Tía Juana silty sand y Lagunillas Sandy silt,

Las diferencias observadas anteriormente, se deben a que el pseudo estado último para los métodos de preparación antes descrito, se desarrolla a pequeñas deformaciones, lo cual implica que no es posible borrar el efecto de la fábrica.

Además se vislumbra que es posible de lograr un mayor empaquetamiento de las partículas de suelo para el caso de sedimentación en agua, debido a que la posición de la línea de consolidación isotrópica se ubica sobre la del método de depositación en seco.

Para comprender el efecto que produce el tipo de fábrica analizada, Lade and Yamamuro (1997), exponen que el método de sedimentación en agua tienden a producir que la disposición de la fracción gruesa se deposite en la parte baja de la probeta, mientras que la parte fina se deposita en la parte superior.

Por otro lado la posición de la línea de estado último no es afectada por el método de preparación Ishihara(1993), debido a que para obtener dicho estado es necesario el desarrollo de altas deformaciones, por ende el efecto de la fábrica es borrado.

Pese a que la línea de estado último para los suelos analizados, no se ve afectada por el método de preparación de probetas, hay estudios en que si existen diferencias en el posicionamiento de ésta, por lo cual a grandes deformaciones no es posible borrar el efecto de la fábrica, para poder establecer cuando se elimina dicho efecto, se presenta la figura adjunta.

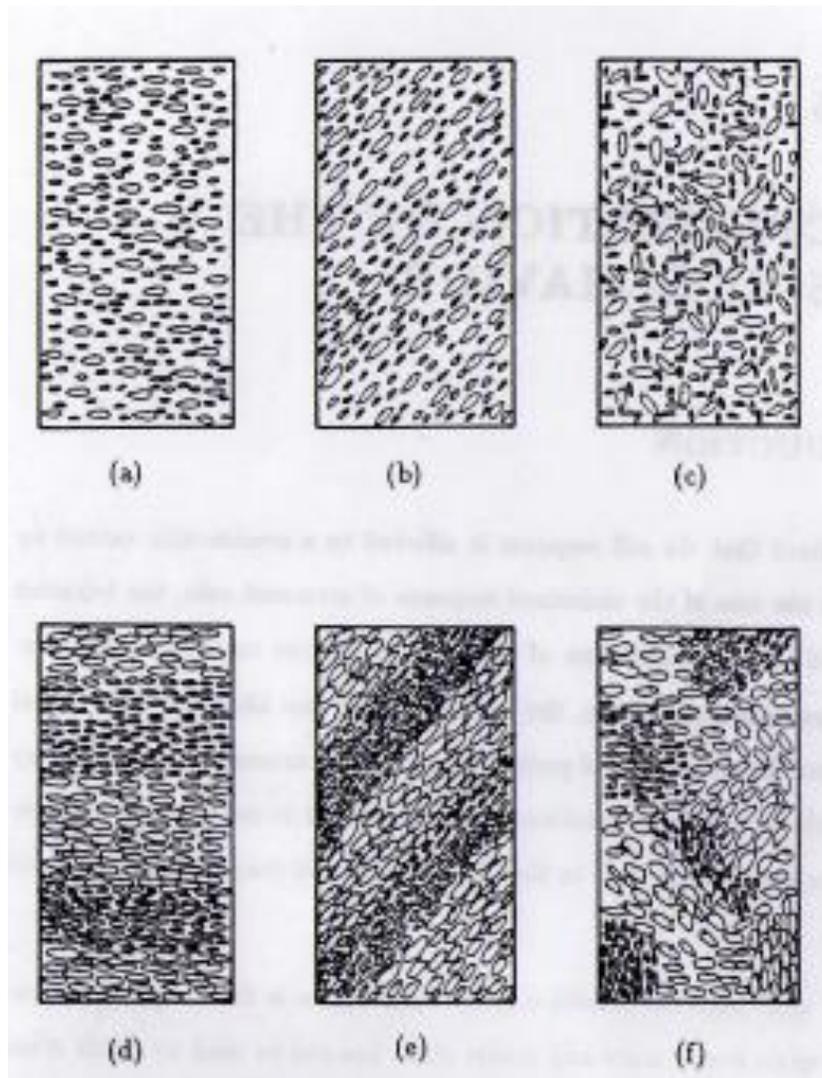


Figura N° 12: Diferentes arreglos de partículas de suelo.

De acuerdo a la figura N°12, se puede visualizar que para el caso a), b) y c); debido a la homogeneidad en la distribución de las partículas, a grandes deformaciones es posible borrar el efecto de la fábrica. Mientras que para el caso d), e) y f); el hecho de presentar ciertos estratos en la disposición del suelo, implica que no es posible borrar dicho efecto.

Por lo mencionado anteriormente es importante establecer una diferenciación entre el concepto de fábrica, el cual es entendido como aquel arreglo de partículas que a grandes deformaciones puede ser borrado, mientras que la estructura no es posible de borrar.

3.2. Licuefacción.

El término licuefacción inicialmente fue atribuido por Hazen (1920) al estudiar la presa Calaveras y considerar que ésta “licuó”, y ha sido usado históricamente para una serie de fenómenos que incluyen deformaciones de suelo causados por distorsiones monotónicas, transientes o repetitivas de suelos no cohesivos bajo condiciones no drenadas. La generación de excesos de presión de poros en el suelo es una característica común en todos los fenómenos de licuefacción.

En la mayoría de los casos, se ha observado que las fallas por licuefacción ocurren post terremoto y están asociadas a grandes catástrofes humanas y materiales, en la literatura existe una serie de estudios Seed (1990), Tanaka (2000) y Bardet (1995) entre otros, que presentan los daños producidos por dicho fenómeno.

Al momento de la ocurrencia de un terremoto, el suelo se ve sometido a una serie de ciclos de carga y descarga, dependiendo de la amplitud que presenten las ondas, la frecuencia, la duración del mismo y la rigidez que presente el suelo, se puede densificar el suelo en condiciones drenadas, variar las presiones de poros en condiciones no drenadas y por ende reducir la resistencia al corte del suelo.

Generalmente, los sismos presentan una alta rapidez en los ciclos de carga-descarga, por lo cual el drenaje no está permitido, en especial en suelos de baja permeabilidad, debido a que se tiene un comportamiento no drenado, aumentan las presiones de poro, por consiguiente disminuye la presión efectiva del suelo.

Castro (1969), realizando diferentes ensayos triaxiales no drenados, consolidados anisotrópicamente, observó que las probetas sueltas exhiben un comportamiento contractivo en el cual, inicialmente se desarrolla una resistencia máxima a bajas deformaciones y a continuación colapsan rápidamente a un bajo confinamiento efectivo, la situación antes descrita la denominó licuefacción. Por otro lado en probetas densas inicialmente se exhibe un comportamiento contractivo y a continuación, comienza a dilatar hasta obtener a grandes deformaciones un elevado confinamiento efectivo. Finalmente, existe un comportamiento intermedio, en el cual se desarrolla un comportamiento contractivo a una deformación intermedia y a continuación dilata hasta obtener un alto confinamiento efectivo a grandes deformaciones, lo anterior lo denominó el estado límite de licuefacción, tal como se muestra en la figura N°13.

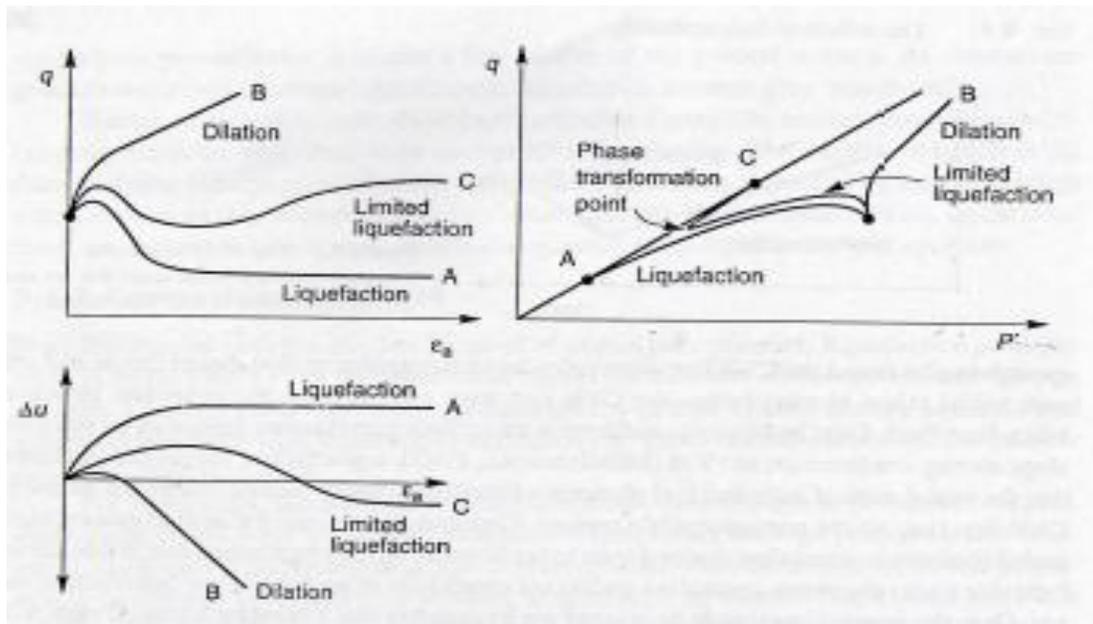


Figura N° 13: Licuefacción según Castro,1969.

Seed and Lee (1966), desarrollando ensayos de cargas cíclicas, definen el estado de licuefacción a la generación del 100% de presiones de poro.

La licuefacción se divide en dos fenómenos asociados por un lado a la pérdida de resistencia y por otro a la degradación en la rigidez del suelo, denominados en la literatura como falla de flujo o licuefacción verdadera y movilidad cíclica, respectivamente. Tal como se observa en la figura N°14.

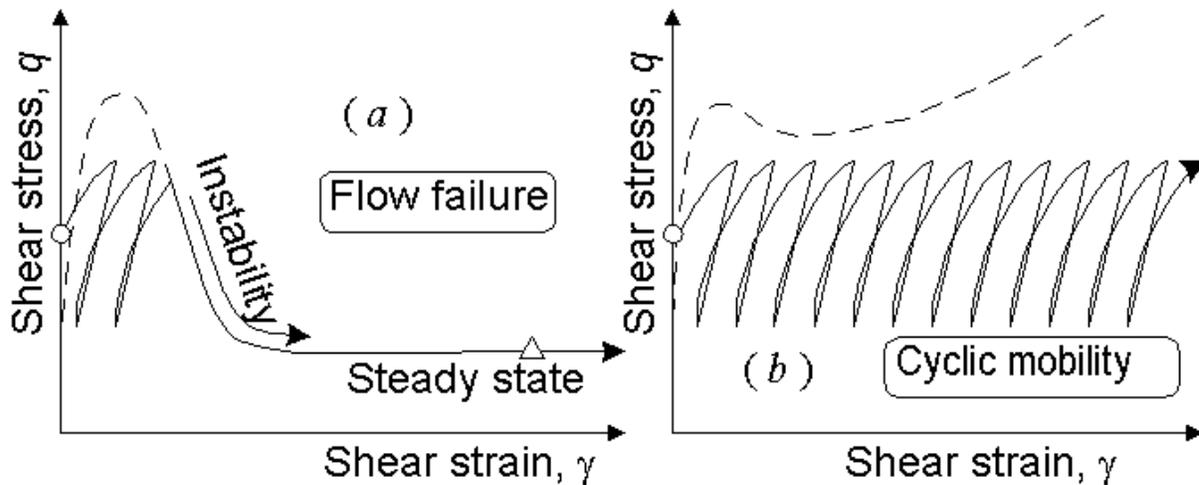


Figura N° 14: Falla de flujo y movilidad cíclica.

Poulos (1985), estableció la importancia que tiene la forma en que se desarrolla la resistencia última no drenada, lo cual puede observarse en el gráfico q - e , deduciendo que independiente que presenten un mismo factor de seguridad asociado a la licuefacción, frente a un mismo sismo un suelo puede o no desencadenar licuefacción, esto se debe principalmente a dos motivos por un lado el nivel de deformación requerida para desarrollar la resistencia peak y por otro lado la velocidad en la degradación de la resistencia a medida que aumentan las deformaciones.

A continuación se diferencian los casos de falla de flujo y movilidad cíclica.

3.2.1. Falla de flujo o licuefacción verdadera.

La licuefacción verdadera es aquel fenómeno que ha producido los daños más catastróficos en los tranques de relave, lo cual ha desencadenado en elevados volúmenes de relave fluyendo varios metros o kilómetros y por ende problemas medioambientales en el corto y largo plazo e incluso en algunos casos han ocurrido pérdidas humanas.

Para poder determinar si es que un suelo es susceptible a presentar una falla de flujo, es necesario conocer la línea de estado último, si es que las condiciones iniciales de densidad y confinamiento se ubican sobre dicha línea y además, el corte estático inicial es mayor que la resistencia última, el suelo es susceptible a la falla de flujo. En otras

palabras si el suelo presenta un comportamiento contractivo y el corte estático inicial es mayor que la resistencia ultima, es posible que se desencadene una falla de flujo.

Yoshimine and Ishihara (1985), establece que si la resistencia no-drenada es menor que el esfuerzo de corte inicial que presente el suelo, al momento de existir un sismo, comenzara una inestabilidad del suelo, la cual inducirá deformaciones hasta obtener la resistencia al corte residual.

Por otro lado para determinar la ocurrencia de una falla de flujo, existe una zona determinada como flow liquefaction surface (Vaid and Chern,1985) o superficie de colapso (sladen,1985), la cual establece el límite sobre el cual, dependiendo de las condiciones iniciales, se presentaría una falla de flujo, tal como se muestra en la figura N°15.

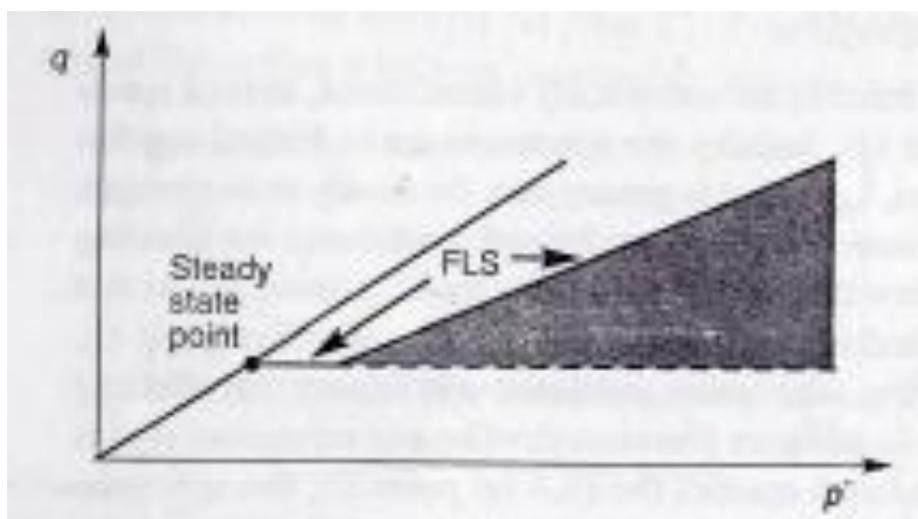


Figura N° 15: Superficie de falla de flujo o de colapso.

De acuerdo a la figura anterior, se desprende que la condición que se requiere para la ocurrencia de una falla de flujo, es que la resistencia no drenada sea menor que la resistencia drenada y que el corte estático sea mayor que la resistencia última del suelo.

3.2.2. Movilidad cíclica.

Casagrande (1975), propuso el término de movilidad cíclica para aquel estado en el cual el suelo se deforma cíclicamente durante el desarrollo de cargas cíclicas en condiciones no drenadas.

La movilidad cíclica corresponde a aquel estado en el cual el suelo mantiene su resistencia a través de los ciclos de carga y descarga, pero las deformaciones que experimenta en el tiempo son muy grandes, lo cual induce una pérdida de rigidez. (Ver figura N°16)

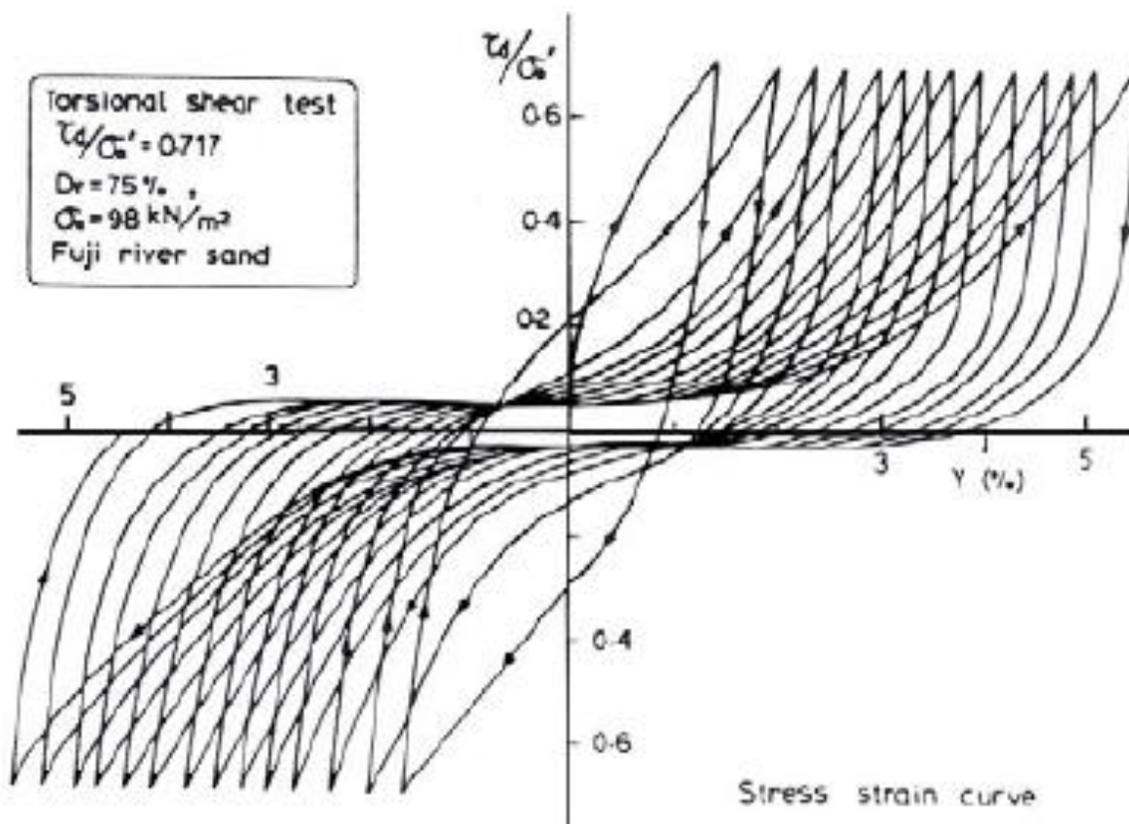


Figura N° 16: Movilidad cíclica. (Ishihara, 1985)

Cabe señalar que la tasa con que se produce la pérdida de la rigidez del suelo disminuye con la densidad (Ishihara, 1985).

A diferencia de la falla de flujo, la movilidad cíclica se puede desencadenar independiente de la densidad a la cual se encuentra el suelo. Sin embargo, en suelos densos el nivel de carga cíclica que induce esta falla es tan alto, que en la práctica solo puede ser observado en laboratorio.

3.3. Factor de seguridad a la licuefacción.

El procedimiento básico establecido para determinar la posibilidad de licuefacción en términos de movilidad cíclica fue desarrollado por Seed and Idriss(1971) y establece una comparación entre la razón de resistencia cíclica (CRR) con la del esfuerzo cíclico inducido por el sismo(CSR). A través de ambos parámetros se establece un factor de seguridad asociado a la licuación del suelo.

$$F.S = \frac{CRR}{CSR} \quad \text{Ec. 1}$$

Dichos parámetros se especifican en las siguientes secciones.

3.4. Razón de tensiones cíclicas solicitantes (CSR).

Seed and Idriss(1971), proponen la siguiente ecuación aproximada:

$$CSR = 0,65 * \frac{a_{max}}{g} * \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} * r_d \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

- a_{max} :Corresponde a la máxima aceleración horizontal en la superficie
- g :Aceleración de gravedad
- $\sigma_{vo}, \sigma'_{vo}$:Tensiones verticales totales y efectivas que se producen en el estrato.
- r_d :Coeficiente de reducción que depende de la profundidad del estrato a considerar.

3.5. Razón de resistencia cíclica (CRR).

La mayor cantidad de estudios están enfocados a la determinación de la resistencia a la licuefacción que presenta el suelo (Ref.27).

Existen principalmente dos alternativas para determinar la razón de resistencia cíclica, las cuales corresponden a ensayos de laboratorio o estimaciones a partir de ensayos in-situ.

3.5.1. Ensayos de laboratorio.

Corresponden a las determinaciones que se obtienen a partir de muestras obtenidas en terreno, las cuales se ensayan en diversos equipos tales como Triaxial Cíclico, corte torsional cíclico y corte simple cíclico, entre otros.

Kramer(1996) explica cada uno de la metodología que componen los equipos, además de presentar las ventajas y desventajas.

Existen diferentes patrones que establecen cuando la muestra ha licuado, tales como el desarrollo de un 100% de presión de poros, 5% y 10% de deformación en doble amplitud.

Autores como Santos(2011), Maureira(2012), Peters(1999) y Corral(2008), entre otros, han desarrollado estudios de la resistencia cíclica en arenas de relaves.

3.5.2. Ensayos In-Situ.

3.5.2.1. Standard penetration test (SPT).

A partir de la medición de $(N_1)_{60}^2$, Seed (1985) basándose en la observación histórica de los sitios donde se produjo licuefacción para sismos de magnitud 7,5 Richter; establece una relación para determinar la razón de resistencia cíclica.

Pese a que el método propuesto presenta ciertas inconveniencias con respecto al contenido de finos que presenta el suelo, se establece un valor equivalente para arenas limpias denominado $(N_1)_{60cs}$.

Por otro lado, como el valor del número de golpes está influenciado por diversos factores, Skempton(1986) corrige el valor del $(N_1)_{60}$ de acuerdo a la Ec.3.

$$(N_1)_{60} = N_m * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

- N_m : Medida de la resistencia a la penetración del martillo.
- C_N : Factor para normalizar la resistencia a la penetración para una sobrecarga efectiva vertical de 1 kg/cm^2 .
- C_E : Corrección por la razón de energía entregada por el martillo.
- C_B : Corrección por el diámetro de penetración del martillo o sondaje.
- C_R : Factor de corrección por el largo de la barra.
- C_S : Corrección por tipo de sondaje realizado.

De todos los factores mencionados anteriormente, el único que no depende del equipamiento ni de la forma en que se realice el sondaje corresponde al factor C_N , por

² Corresponde al número de golpes, normalizado a una presión de 100[Kpa], considerando un 60% de eficiencia en la energía utilizada en el martillo.

ende diversos autores (Liao and Whitman(1986), Seed and Idriss(1982)), establecen relaciones para determinar dicho factor, el cual debe ser menor a 1,7.

3.5.2.2. Cone Penetration Test (CPT).

A diferencia del standard penetration test, el ensayo de penetración del cono permite obtener un perfil continuo de la resistencia del suelo analizado. El valor que se obtiene corresponde a la resistencia a la penetración en la punta del cono, denominada en la literatura como q_c . De la misma forma que en el caso del Standard penetration test, también existen variables en el ensayo que obligan a normalizar el valor antes mencionado, tal como se muestra en la Ec. 4 y Ec. 5

$$q_{c1N} = C_q * \left(\frac{q_c}{Pa}\right) \quad \text{Ec. 4}$$

Con:

$$C_q = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}}\right)^n \quad \text{Ec. 5}$$

Donde:

- C_q : Corresponde a la normalización a la tensión efectiva de 1 kg/cm².
- q_c : Es la resistencia de punta medida en el ensayo.
- σ'_{vo} : Tensión vertical efectiva sobre el estrato de suelo.
- Pa : Presión atmosférica.
- N : Parámetro que depende del tipo de suelo.

De la misma forma que en el caso del Standard Penetration Test , se establecen relaciones para poder medir el coeficiente n, el cual adopta valores que van desde 0,5 a 1; lo cual depende de las características del suelo (Olsen, 1997).

Por otro lado la corrección para arenas limpias (clean sand), viene dada por:

$$(q_{c1N})_{cs} = Kc * q_{c1N} \quad \text{Ec. 6}$$

Donde Kc corresponde a un factor de corrección que depende de la características de las partículas del suelo, Robertson and Wride(1998).

Robertson and Wride (1998), estiman la razón de resistencia cíclica para un sismo de 7,5 magnitud Richter, a partir de la obtención de la Resistencia de punta normalizada para arenas sin finos, tal como se muestra en la figura adjunta.

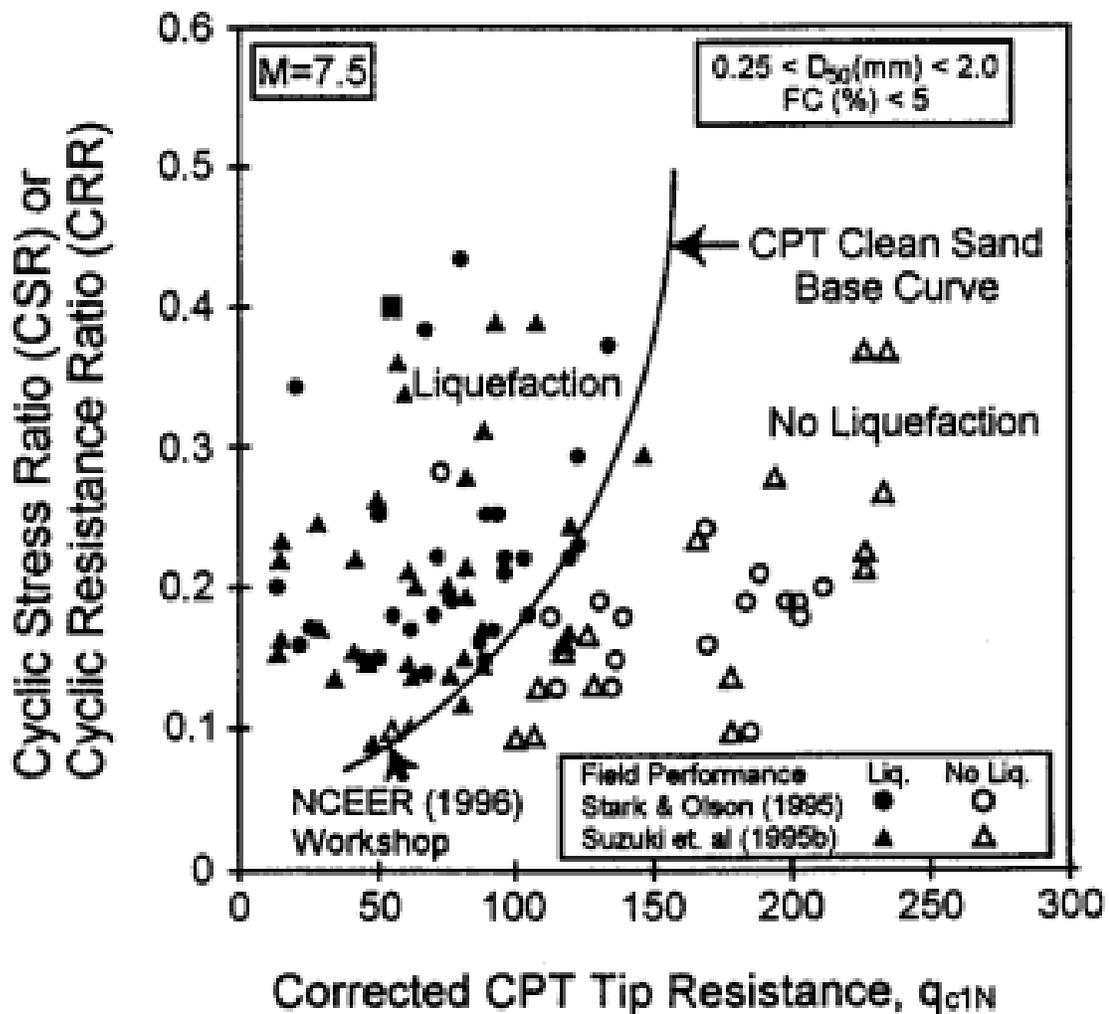


Figura N° 17: Determinación del CRR para ensayo CPT, Robertson and Wride (1998).

3.6. Otros factores a considerar en el potencial de licuación.

- Magnitud del sismo.

Debido a que los métodos presentados anteriormente están basados en la recopilación histórica de sitios donde se ha desarrollado un sismo de magnitud 7,5 escala Richter, es necesario corregir la razón de resistencia cíclica por un factor que depende del evento a evaluar, dicho factor es denominado MSF.

- Altas tensiones efectivas verticales.

Al aumentar el confinamiento que presenta el suelo, ensayos de laboratorio, han demostrado que aumenta la resistencia cíclica, por ende para considerar este efecto en los estratos que presentan una tensión vertical efectiva sobre los 100 Kpa, se introduce el factor K_σ .

- Efecto del corte estático inicial.

El corte estático inicial que presenta un suelo afecta la resistencia cíclica de éste. La inicial se considera a través del factor de corrección K_α .

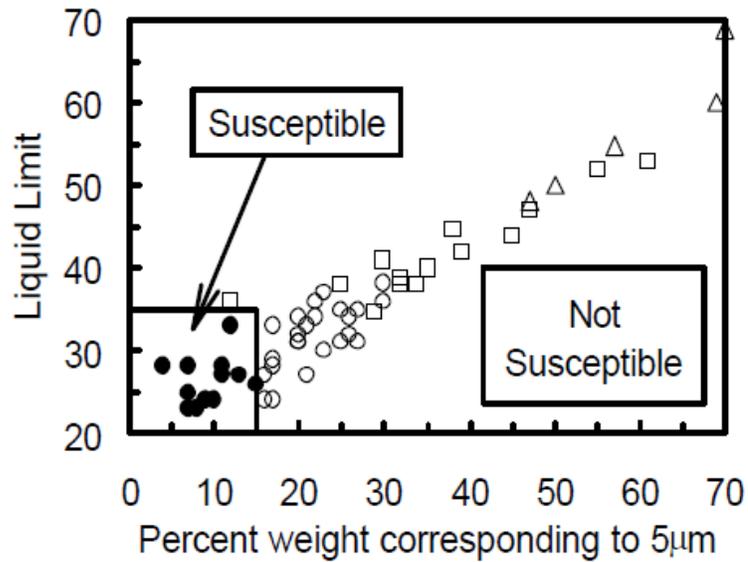
A partir de las consideraciones expuestas anteriormente, el factor de seguridad a la licuefacción queda estipulado en la Ec. 7.

$$F.S = \frac{CRR}{CSR} * K_\sigma * K_\alpha * MSF \quad \text{Ec. 7}$$

3.7. Licuefacción de suelos finos.

Varios autores han desarrollado estudios en los cuales a través de los límites de Atterberg que presenta la muestra, se evalúa la susceptibilidad que presenta un suelo fino a la licuefacción.

- El método desarrollado por Boulanger & Idriss (2006) establece que si el suelo fino presenta un $PI > 7$ el comportamiento es arcilloso por lo cual no presenta indicios de presentar licuefacción.
- Otro de los métodos lo constituye el “Chinese Criteria” Seed and Idriss(1982), donde la susceptibilidad de licuefacción depende del contenido de humedad, porcentaje de peso sobre $5\mu\text{m}$ y del contenido de humedad, tal como se muestra en la figura N°18.



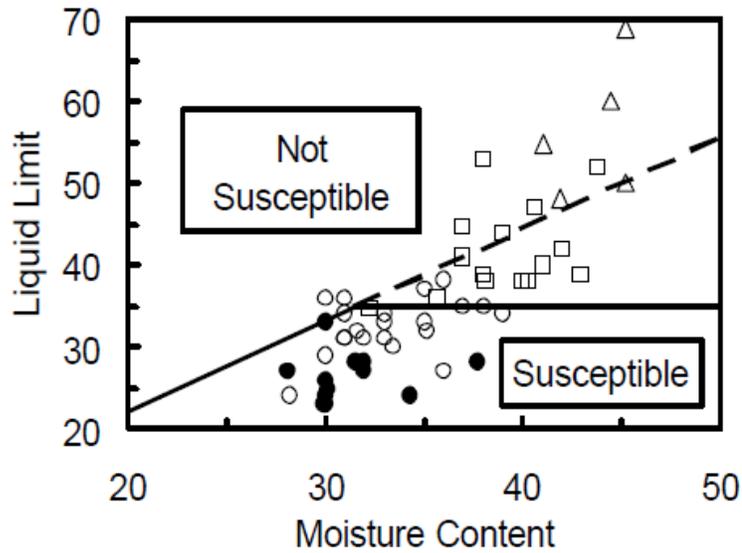


Figura N° 18: Chinese Criteria para la determinar la susceptibilidad de licuefacción.

- Bray and sancio (2004), estudiando muestras obtenidas desde el terremoto de Koaceli(1999) en Turquía, establecen que un suelo con un índice de plasticidad menor a 12% y además con un contenido de humedad tal que sea mayor al 85% del límite liquido es susceptible a licuefacción. Mientras que si el índice de plasticidad se encuentra entre el 12 y el 20 % y cumple con la misma condición de humedad es susceptible a movilidad cíclica.

3.8. Resistencia residual normalizada.

Para evaluar la relación existente entre resistencia última no drenada del suelo y la tensión vertical que existe en terreno Verdugo(1992) establece que para un rango definido de presiones, la línea de estado último, la del pseudo estado último y la de consolidación pueden ser representadas por una relación lineal en el plano e-logp, matemáticamente corresponde a:

$$e = e_s - \lambda_s * \log\left(\frac{p'}{p'_s}\right) \quad \text{Ec. 8}$$

$$e = e_c - \lambda_c * \log\left(\frac{p'}{p'_c}\right) \quad \text{Ec. 9}$$

Donde:

- (e_s, p'_s) y (e_c, p'_c) :Corresponden a datos de laboratorio representantes de la curva de estado último o pseudo estado último y la de consolidación respectivamente.
- λ_s y λ_c :Pendientes de cada recta.

Considerando que la resistencia mínima que se desarrolla en un plano $(\phi/2+45)$, viene dada por:

$$S_{us} = \frac{q_s}{2} * \cos(\phi_s) \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

- q_s :Corresponde al esfuerzo de corte en el pseudo estado ultimo
- ϕ_s :Es el ángulo de fricción movilizado

Estableciendo que la envolvente de falla, no considera el término asociado a la cohesión, se puede relacionar el esfuerzo principal con el esfuerzo desviador a través de la Ec.11

$$q = p * \frac{3 * \text{sen}(\phi)}{3 - \text{sen}(\phi)} \quad \text{Ec. 11}$$

Por ende a partir de la Ec.8, se puede despejar el esfuerzo principal que se desarrolla en la falla, lo cual se reemplaza en la Ec.11 y posteriormente en la Ec. 10, obteniéndose la relación entre la resistencia no drenada y el esfuerzo principal.

$$S_{us} = C_s * p'_s * 10^{\frac{e_s - e}{\lambda_s}} \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

$$C_s = \frac{3 * \text{sen}(\phi) * \cos(\phi)}{3 - \text{sen}(\phi)}$$

Al dividir la Ec. 12 por el esfuerzo principal efectivo de la curva de consolidación isotrópica, se obtiene la razón:

$$\frac{S_{us}}{p\sigma'} = C_s * \frac{p'_s}{p'_c} * 10^{\frac{e_s * \lambda_c - e_c * \lambda_s + e * (\lambda_s - \lambda_c)}{\lambda_s * \lambda_c}} \quad \text{Ec. 13}$$

En muchos casos la pendiente que presenta la curva de consolidación es similar a la de la línea de estado último, tal como se muestra en la figura N°19.

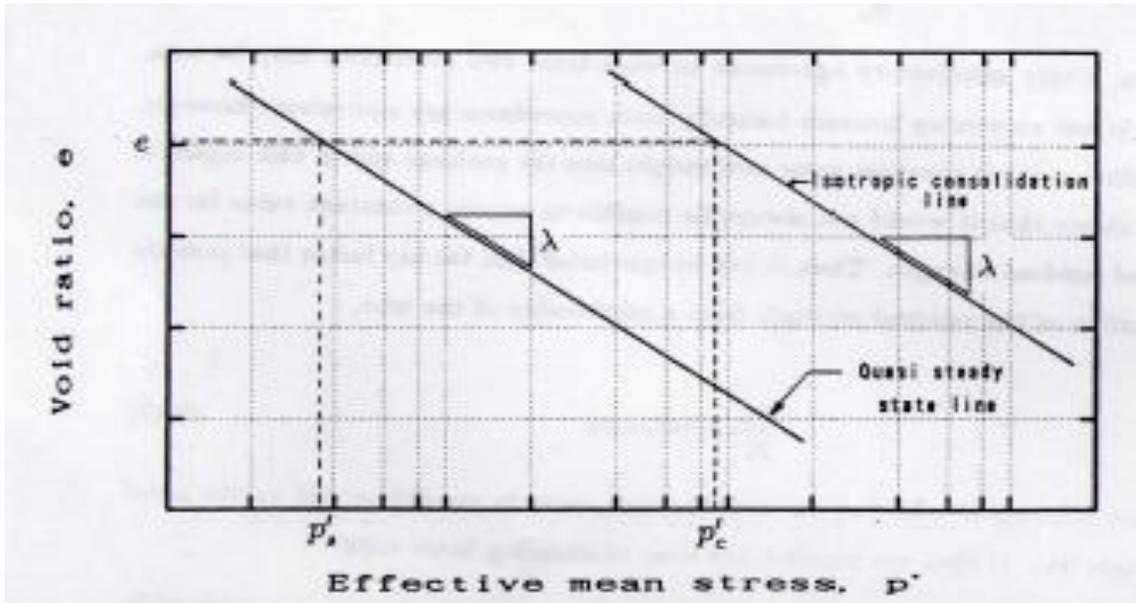


Figura N° 19: Disposición de la quasi steady state y consolidación isotrópica.

Y además por otro lado como los valores de (e_s, p'_s) y (e_c, p'_c) son escogidos aleatoriamente, se puede establecer que e_s y e_c sean idénticos, lo cual implica que la razón p'_s/p'_c sea constante³, por lo tanto se tiene:

$$\frac{S_{us}}{p_o'} = C_s * \frac{p'_s}{p'_c} = cte$$

Al utilizar la ecuación antes expuesta, considerando que:

$$p_o' = \frac{\sigma_v + 2 * \sigma_h}{3}$$

³ Debido a que las pendientes de las curvas son iguales.

Y a la vez que:

$$\sigma_h = K_o * \sigma_v$$

Donde:

- K_o :Es el coeficiente de presión lateral, el cual se considera de acuerdo a la fórmula de Janky como $(1-\text{sen}(\varphi))$.

Reemplazando, se obtiene finalmente:

$$\frac{S_u}{\sigma_{v'}} = C_s * \frac{p'_s}{p'_c} * \left(\frac{3-2*\text{sen}(\varphi)}{3} \right) \quad \text{Ec. 14}$$

Lo cual corresponde a la resistencia no drenada normalizada con respecto a la tensión vertical efectiva que presente el suelo. Este resultado implica que: $S_u/\sigma_v = \text{cte}$.

Ishihara(1993), establece que si las muestras de laboratorio son preparadas a una misma densidad y las condiciones iniciales son semejantes a las de terreno, las medidas de la resistencia residual son semejantes a las de terreno.

3.9. Diseño del muro de relave.

Para diseñar un muro de relaves, el análisis generalmente está enfocado en mantener la estabilidad de la presa más que en minimizar las deformaciones (Craig 2004). Se debe tener en consideración que si las tensiones producidas en el suelo son mayores a la resistencia peak, entonces la resistencia disminuirá hasta su valor residual, por ende es conveniente utilizar este parámetro como propiedad resistente del suelo.

3.9.1. Métodos de equilibrio límite.

Es utilizado principalmente en el análisis de taludes en los cuales la superficie de falla es conocida o se asume conocida, consiste en establecer una relación entre la resistencia al corte requerida para mantener una condición de equilibrio límite que tendrá dicha falla y aquella que presenta el suelo, esta relación es conocida en la literatura como el factor de seguridad.

Bishop(1955), Define el factor de seguridad como la razón entre resistencia al corte disponible y el total de la resistencia al corte movilizada.

Existen diferentes métodos para determinar la estabilidad de un talud, lo cual dependiendo del tipo de falla y de la precisión del procedimiento, se pueden encontrar métodos de la cuña, rotura planar, etc. Pese a lo anterior y debido a la estructura del muro de relave, se hace hincapié en los métodos de las dovelas, el cual será explicado a continuación.

3.9.1.1. Método de las dovelas.

Dada una superficie de falla se establece una discretización, la que consiste en dividirla en una cierta cantidad de dovelas o rebanadas verticales, tal como se muestra en la Figura N° 20.

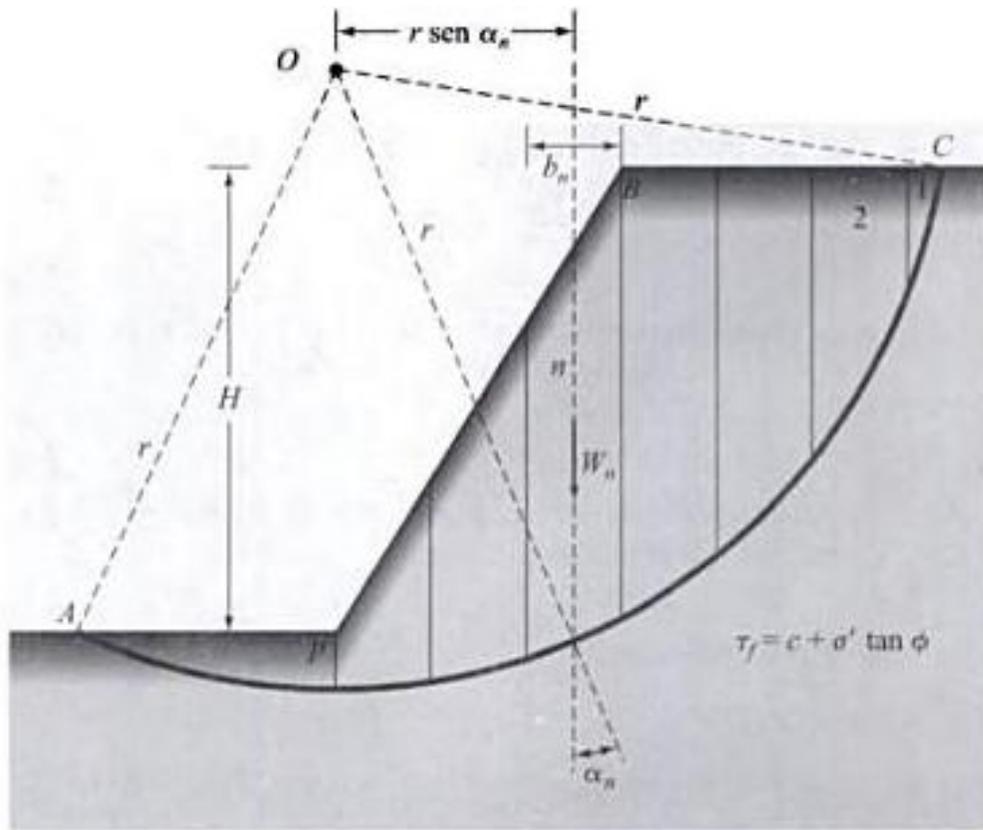


Figura N° 20: Discretización de la superficie de fallas a través de dovelas. (braja,1993)

A partir de seleccionar diferentes superficies de fallas que puedan existir en el talud a evaluar, se obtiene el mínimo factor de seguridad que indica la estabilidad del mismo. Las fuerzas que existen en cada una de las dovelas se muestran en la Figura N° 21.

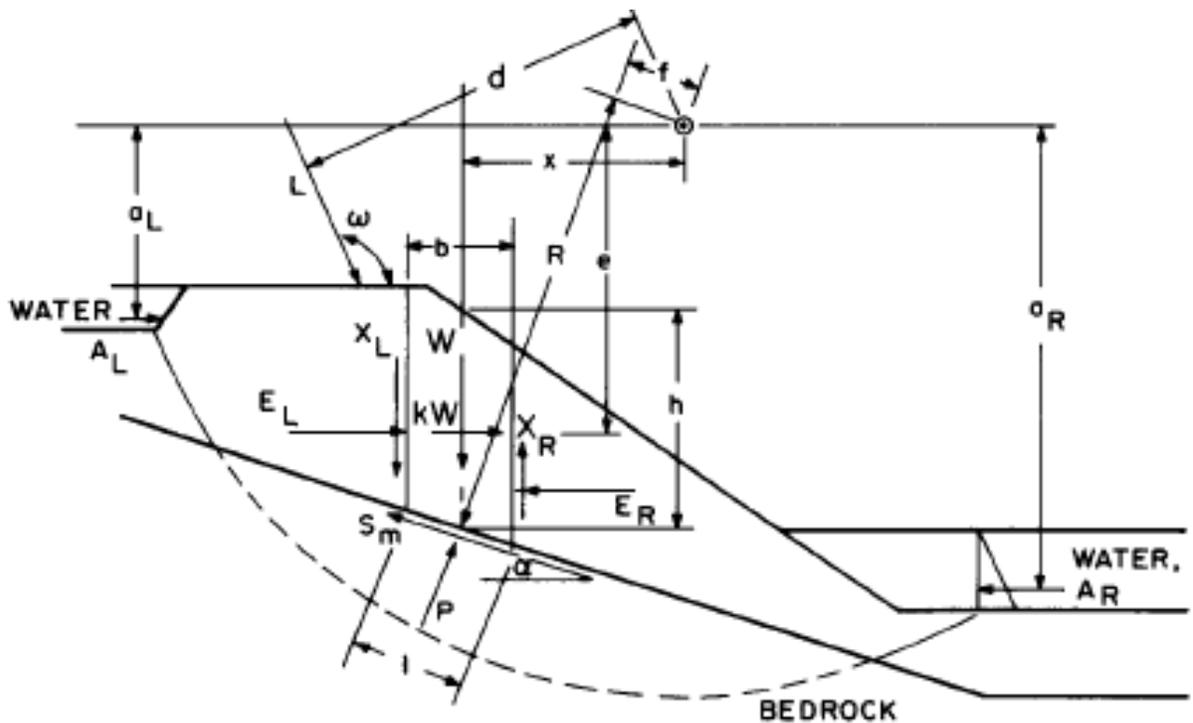


Figura N° 21: Fuerzas actuando en cada dovela. (Fredlund,1977)

Donde:

- X_L y X_R :Corresponden a la fuerza de corte actuando en ambos lados de la dovela.
- E_L y E_R :Corresponden a la fuerza normal actuando en ambos lados de la dovela.
- W :Es el peso del suelo. En el caso pseudoestático considera la componente vertical del coeficiente sísmico analizado.
- Kw :Corresponde a la componente horizontal del sismo ($K_h \cdot W$).
- S_m :La fuerza de corte efectiva movilizada en la base de la dovela⁴.
- P :Corresponde a la fuerza normal efectiva en la base de la dovela.

⁴ Esta fuerza viene dada de la relación de Coulomb en que el esfuerzo de corte efectivo es proporcional a la cohesión más la tangente del ángulo de fricción interna por el esfuerzo normal en dicha zona.

- α :Es el ángulo de inclinación del talud.

A partir de la Figura N° 21, considerando una superficie de falla circular, se observa el centro del círculo y la distancia perpendicular que existe desde cada fuerza.

Para poder establecer si el problema tiene solución, es necesario conocer las incógnitas del problema, para n dovelas se tiene:

- Factor de seguridad (1 incógnita)
- Fuerzas de corte actuando en las caras laterales de cada dovela($n-1$ incógnitas).
- Ubicación y magnitud de las fuerzas normales actuando en las caras laterales de cada dovela ($2n-2$ incógnitas).
- Fuerza normal en la base de cada dovela(n incógnitas).

Ecuaciones que rigen el equilibrio de las fuerzas:

- Equilibrio de fuerzas en el sentido vertical y horizontal ($2n$ ecuaciones).
- Equilibrio de momentos(n ecuaciones).

Por ende al sumar y restar el número de ecuaciones e incógnitas y considerando que la ubicación de las fuerzas normales en la base de cada dovela es en la mitad, se tiene que el problema es indeterminado, por ende es necesario establecer ciertas hipótesis adicionales para obtener el factor de seguridad asociado a la superficie de falla.

3.9.1.2. Comentarios acerca de los métodos de dovelas.

Fredlung and Kahn (1977) compararon los diferentes métodos de dovelas establecidos, en términos del tiempo de ejecución y variabilidad en los factores de seguridad que estos entregan, estableciendo que las diferencias se observan principalmente en términos del tiempo de ejecución de cada método y que la variabilidad de los factores

de seguridad son mínimos. También establecen que todos los métodos llegan a ser un caso particular de aquel desarrollado por Morgenstern-Price.

Whitman (1967), establece que el método de morgenstern-Price es aquel que entrega los mejores resultados y además considera que el procedimiento desarrollado por Bishop proporciona errores de hasta un 7%.

Pese al masivo uso en los métodos de equilibrio límite, debido principalmente a la simpleza con que se pueden desarrollar, poseen ciertas falencias en su desarrollo tales como:

- Supone que las tensiones que se desarrollan en toda la superficie de falla son iguales.
- Las ecuaciones que rigen la modelación sólo se basan en la estática y no relaciona las deformaciones que se desarrollan en el talud.
- El suelo se considera isotrópico.

Wright (1973), analiza la variabilidad en los factores de seguridad obtenidos por el método de Bishop en comparación con un procedimiento establecido por elementos finitos, concluyendo que la variación en los resultados es cercana al 5%.

3.9.2. Métodos numéricos.

Se utilizan principalmente cuando los mecanismos de falla de un talud presentan cierta complejidad en comparación de los métodos de equilibrio límite, además incorpora que la falla del talud se produce en forma gradual y no al mismo tiempo como lo establece el método de equilibrio límite, MEL. Establece como base la anisotropía del suelo, comportamiento no lineal del mismo y relación esfuerzo deformación entre otros parámetros.

Dentro de esta categorización existen los siguientes métodos de cálculo:

- Elementos finitos.
- Diferencias finitas.
- Elementos discretos.
- Elementos de borde.

3.9.3. Método pseudo-estático

3.9.3.1. Determinación del coeficiente sísmico.

Una de las variables más importantes en el diseño pseudoestático lo compone el establecer el coeficiente sísmico a utilizar, diversos autores han realizado estudios para la obtención de dicho valor.

- Terzaghi (1950), establece que dependiendo de la magnitud el sismo se asocia a un cierto valor de $K_h=0,1$ para eventos severos; 0,2 para sismos destructivos y 0,5 en caso de terremotos catastróficos.
- Saragoni(1993), establece una diferenciación en el coeficiente, dependiendo de la aceleración máxima, tal como se muestra en la Ec. 15.

$$K_h = \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \cdot \frac{a_{\max}}{g}; a_{\max} \leq 6.6 \frac{m}{s^2} \\ 0.22 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)^{\frac{1}{3}}; a_{\max} > 6.6 \frac{m}{s^2} \end{array} \right\}$$

Ec. 15

Donde:

- a_{\max} :Corresponde a la aceleración máxima del sismo de diseño.
 - g :aceleración de gravedad.
- Manual de carreteras, estima dicho coeficiente a partir de la zona en que se encuentre la estructura, cuyo valor corresponde a:

$$K_h = 0,5 * A_o'$$

Donde:

- A_o' :Aceleración máxima efectiva.

Cabe señalar que el valor máximo del coeficiente horizontal sísmico, adoptado por este procedimiento, corresponde a 0,2.

- Marcuson (1981), estima el coeficiente sísmico como $1/3$ o $1/2$ de la aceleración máxima del sismo.

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

4.1. Extracción de muestras.

Las muestras que se ensayaron corresponden a relave integral que se extrajo desde el tranque Ovejería, pertenecientes a la división Andina de Codelco, ubicado aproximadamente a 50 km al norte de la ciudad de Santiago.

La obtención se realizó a través de un sistema de mangueras dispuesto en terreno para el llenado de dos bidones de 200 l de capacidad, aproximadamente, tal como lo muestra la figura adjunta, los cuales fueron posteriormente trasladados hasta las dependencias del laboratorio.



Figura N° 22: Extracción del relave integral desde el sistema de mangueras.

El tratamiento de las muestras consistió en una primera etapa relacionada con decantar el material, lo cual se extendió por un período de 3-4 días. Posteriormente se eliminó todo el exceso de agua que quedaba en el tambor para que el secado fuese más rápido y a la vez poder homogeneizar manualmente todo el material de mejor manera. Finalmente, la muestra ya mezclada se dividió en diversas pailas para su posterior secado en horno. Cabe señalar que posterior a dicho proceso, el suelo seco se volvió a mezclar con el objetivo de obtener una muestra lo más representativa y homogénea posible.

4.2. Programa de ensayos.

Se realizaron diversos ensayos de caracterización del suelo, entre los cuales se cuenta con:

- Ensayos de granulometría vía seca (distribución de tamaños hasta un diámetro de 0,074 mm).
- Análisis Hidrométrico.
- Límites de Atterberg, los cuales se desarrollaron para suelo bajo malla #40 y malla #200.
- Peso específico de los sólidos.
- Densidad máxima y mínima, según el método Japonés.
- Ensayos de compactación Próctor Estándar y Modificado.

El programa de ensayos de caracterización, se especifica en la Tabla N° 1.

Tabla N° 1: Programa de ensayos.

Ensayo	Método	Cantidad
Granulometría	ASTM C136	4
Hidrométrico	ASTM D422-63	1
Límite de Atterberg bajo #40	ASTM D4318-05	3
Límite de Atterberg bajo #200	ASTM D4318-05 ⁵	1
Próctor Estándar	ASTM D698-00	1
Próctor Modificado	ASTM D1557-02	1
Densidad Máxima	JSSMFE	1
Densidad Mínima	JSSFME	1

También se realizaron ensayos triaxiales CIU, los cuales se confeccionaron a través de tres métodos de preparación de probeta, los cuales consisten en:

- Wet tamping o apisonamiento húmedo
- Slurry
- Depositación en seco

Cada uno de los métodos señalados anteriormente, serán especificados en la sección 4.4.

El programa de ensayo triaxiales se presenta en la tabla adjunta.

⁵ Pese a que la norma establece que el material a implementar corresponde aquel bajo malla #40, el procedimiento de ensayo es el mismo.

Tabla N° 2: Programa de ensayos triaxiales.

Ensayo	Método de preparación	Presión de confinamiento	Cantidad
TRIAXIAL CIU	Wet tamping	5 kg/cm ²	6
TRIAXIAL CIU	Slurry	5 kg/cm ²	4
TRIAXIAL CIU	Deposición en seco	5 kg/cm ²	3

4.3. Equipos.

4.3.1. Equipo triaxial estático.

Los ensayos triaxiales estáticos se llevaron a cabo en el laboratorio de sólidos y medios particulados (MECESUP), el cual pertenece a la Universidad de Chile.

El equipo utilizado está implementado para el desarrollo de presiones de confinamiento de hasta 7 kg/cm². Para este estudio en particular el ensayo se realizó bajo condiciones de deformación controlada.

Los componentes del equipo son:

- Marco metálico, cuya reacción vertical máxima es de 5 ton.
- Prensa triaxial que presenta una base que permite el movimiento vertical, para desarrollar ensayos a deformación controlada, cuenta con sensores de presión de poros, deformación vertical y carga vertical y celda de carga, con una capacidad máxima de 1 ton.
- Sistema de aire presurizado operado electromecánicamente, capacidad de 7 Kg/cm², el cual se utiliza para presurizar todas las líneas del sistema.

En la Figura N° 23, se muestra la disposición del equipo utilizado, con los componentes antes mencionados.



Figura N° 23: Equipo Triaxial utilizado.

4.4. Preparación de probeta.

4.4.1. Wet Tamping.

Tal como se mencionó en secciones anteriores en este estudio, para esta metodología, se realizaron 6 ensayos con probetas remoldeadas, cada uno a diferentes densidades, para lo cual se preparó una cierta cantidad de suelo con un contenido de 8% de agua destilada. Se revolvió hasta que quedara una mezcla homogénea, se selló para evitar la evaporación y debido al alto contenido de finos de la muestra, para evitar la heterogeneidad en el suelo, se dejó en la cámara húmeda por un periodo de 24 horas.

Posteriormente se procedió a la elaboración de la probeta cilíndrica, cuyo radio y altura nominal es de 5 cm y 10 cm respectivamente, para lograr altas densidades el material se compactó en 10 capas, mientras que para las probetas sueltas sólo en 5 capas.

Cabe señalar que para evitar filtraciones de material, entre la muestra de suelo y los caps se utilizó un geosintético, el cual permite solamente el paso de agua.

Para evitar condiciones de borde y de esa manera permitir la deformación radial en los extremos, se confeccionaron los denominados “extremos lubricados” (lubricated end plates) en los cap superior e inferior de la celda, ver figura adjunta.

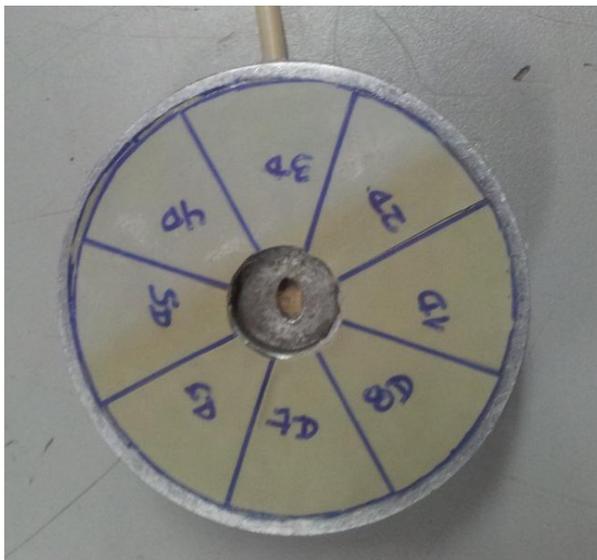


Figura N° 24: Extremos lubricados en el cap superior.



Figura N° 25: Extremos lubricados en el cap inferior.

4.4.1.1. Aplicación de Co₂.

Corresponde al proceso de paso de Co₂ al interior de la probeta para reemplazar el aire que queda entre las partículas de suelo por el gas antes mencionado. Lo anterior se realizó por un período de 30 min y se efectuó debido a la mayor afinidad que presenta el agua con el dióxido de carbono, por lo tanto el proceso de percolación es más rápido y eficiente.

4.4.1.2. Percolación.

Posterior a la aplicación del Co₂, se procedió a la percolación de agua destilada desaireada desde la parte inferior de la probeta. En este punto varios autores recomiendan que debe evacuar entre 100 y 200 ml de agua para obtener una saturación completa del suelo, sin embargo, debido a la granulometría que presenta la muestra, solamente se completaron entre 10 y 50 ml. en un período aproximado de 6 horas, pese a lo anterior mediciones posteriores establecieron que el suelo se encuentra saturado. Para medir el grado de saturación de una probeta se utilizó el parámetro de Skempton, el cual corresponde a:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$$

Donde

- Δu : Variación de la presión de poros.
- $\Delta \sigma_3$: Variación del confinamiento.

Para valores superiores al 95%, se considera que la probeta está completamente saturada.

4.4.1.3. Consolidación.

Corresponde al proceso en el cual el suelo disipa las presiones de poros que se generan, producto del estado tensional al cual es expuesto.

Para este estudio en particular el confinamiento efectivo utilizado para todos los ensayos fue de 5 Kg/cm^2 . La consolidación se llevó a cabo entre 7-24 hr , dependiendo de la densidad de confección.

4.4.2. Slurry.

La implementación de este método fue ejecutado anteriormente por varios autores, tales como Santos (2011) y Osorio (2009).

Se depositaron en un vaso precipitado 600 gm. de material seco y se le agregó agua destilada desaireada en forma gradual, para evitar la generación de grumos, hasta que se distribuyó por todos los granos del suelo. La consistencia debe ser tal que la mezcla pueda fluir, mediciones previas estimaron un contenido aproximado de 35% de humedad, para lograr lo antes mencionado.

Debido a la fluidez que presentó la muestra, para mantener la geometría cilíndrica de la probeta es necesaria la utilización de ciertos implementos adicionales tales como:

- Mica con perforaciones, la cual permite por un lado mantener la estabilidad de la probeta post retiro del molde y por otro lado las perforaciones posibilitan que la membrana se adhiera a las paredes, para poder depositar el material.
- Molde de bronce con abertura en los costados.
- Embudo con un supe de manguera, cuya abertura aproximada es de 1 cm^2 .
- Compresor de succión para generación de vacío.

La figura N°26 muestra los implementos utilizados.



Figura N° 26: Implementos adicionales para montaje probeta tipo slurry.

El montaje de la probeta consistió en lo siguiente:

- Colocación de la membrana en el cap inferior, sujeto por 2 ó rings.
- Montaje del molde de bronce e instalación de la mica cilíndrica entre las paredes de éste y la membrana, de acuerdo a la Figura N° 27.



Figura N° 27: Colocacion de la mica entre la membrana de latex y el molde de bronce.

Para evitar la abertura del molde se sitúa una abrazadera.

- Se dobla la membrana en la parte superior y se instala un sistema de mangueras, el cual se conecta al compresor (ver Figura N° 28), de tal manera de adherirla a los bordes del molde, tal como se muestra en la Figura N° 29.



Figura N° 28: Compresor de aire, utilizado para generar vacío en las probetas.



Figura N° 29: Sistema de mangueras para generar vacío y disposición del embudo, previo a la depositación del relave.

- Se incorpora un geotextil en el cap inferior y con la ayuda del embudo se va depositando lentamente el material, para evitar densificaciones del mismo, hasta lograr la altura deseada (ver Figura N° 30)



Figura N° 30: Depositación del material.

- Se instala el geotextil superior, el cap superior y se levanta lentamente los bordes de la membrana, los cuales se sujetan con 2 o'rings. Tal como se muestra en la Figura N° 31.



Figura N° 31: Disposición de la probeta luego del levantamiento de la membrana.

- Finalmente se retira el molde, se instala la cámara y se llena de agua.

La figura N°32, muestra la disposición final del montaje.



Figura N° 32: Disposición final de la probeta.

Con la ayuda del sistema de aire presurizado del equipo triaxial, se aplica una presión de cámara de $0,2 \text{ Kg/cm}^2$ para estabilizar la probeta y se espera hasta que se desprenda la mica.

A diferencia del método anterior y debido a la forma de preparación de la muestra, no es necesaria la aplicación de CO_2 ni percolación de agua a través de la probeta.

A continuación se procede a medir el parámetro B, lo cual se realiza de la misma manera que para el caso de probetas preparadas con apisonamiento húmedo.

Al igual que en el método anterior, se consolida la probeta.

Cabe señalar que para determinar el índice de vacíos final, se utilizó el método propuesto por Verdugo (1996), el cual entrega resultados representativos de la densificación que experimenta el suelo.

4.4.3. Depositación en seco.

La preparación del suelo consistió primero en depositar la muestra en una bolsa, la cual se cierra y se agita durante un período de tiempo de tal manera de homogeneizar el suelo

A continuación se preparó el molde al igual como se realizó para el desarrollo de las probetas tipo Slurry. Sin embargo debido a que el suelo se encuentra en estado seco, se debió realizar el proceso de saturación, lo cual se ejecutó de manera idéntica a lo explicado en secciones anteriores.

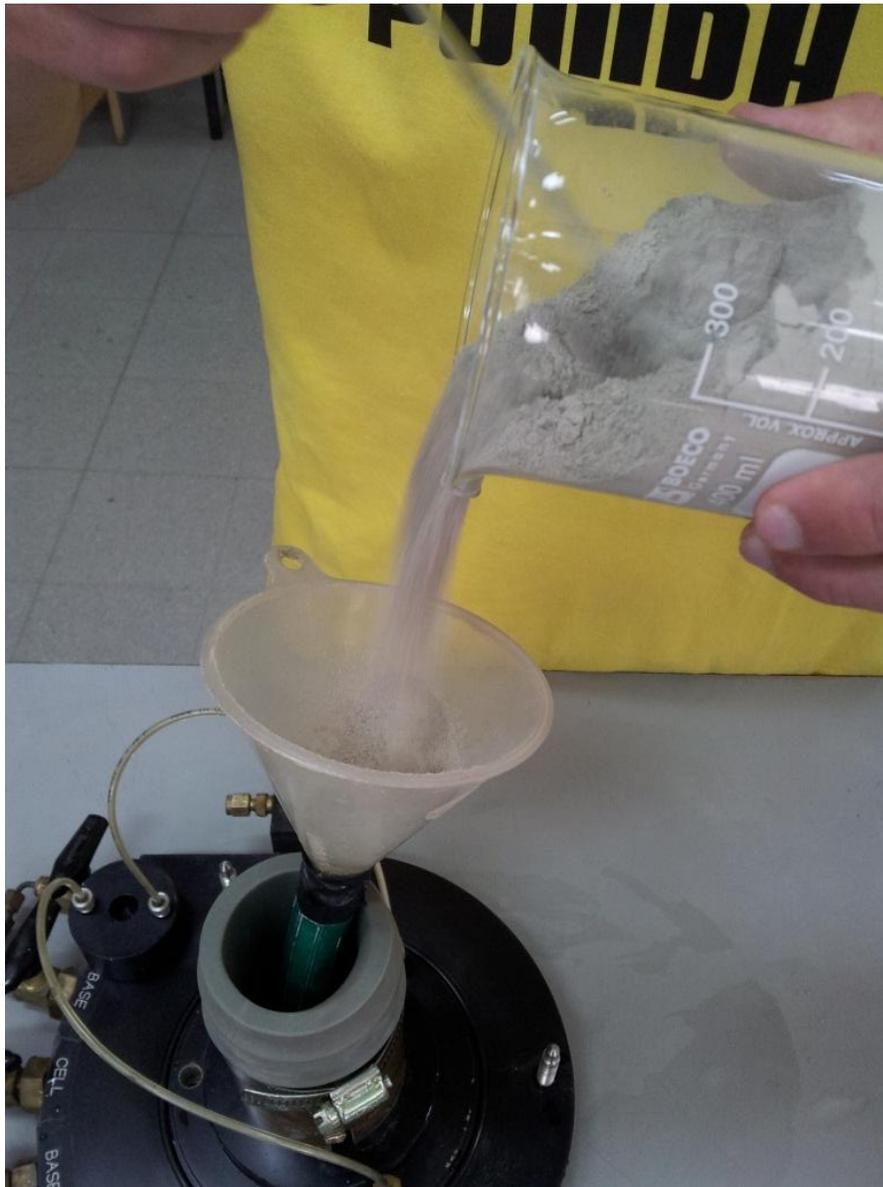


Figura N° 33: Deposición en seco del relave en el molde.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL RELAVE

5.1. Introducción

En este capítulo se presentan y analizan los resultados de laboratorio obtenidos, de acuerdo al programa de ensayo establecido, además se realiza un análisis comparativo con la bibliografía existente. Finalmente, se establecen los parámetros geotécnicos.

5.2. Análisis de resultados.

La forma y el tamaño que presentan las partículas del suelo estudiado, se muestra en las Figura N° 34 y Figura N° 35.

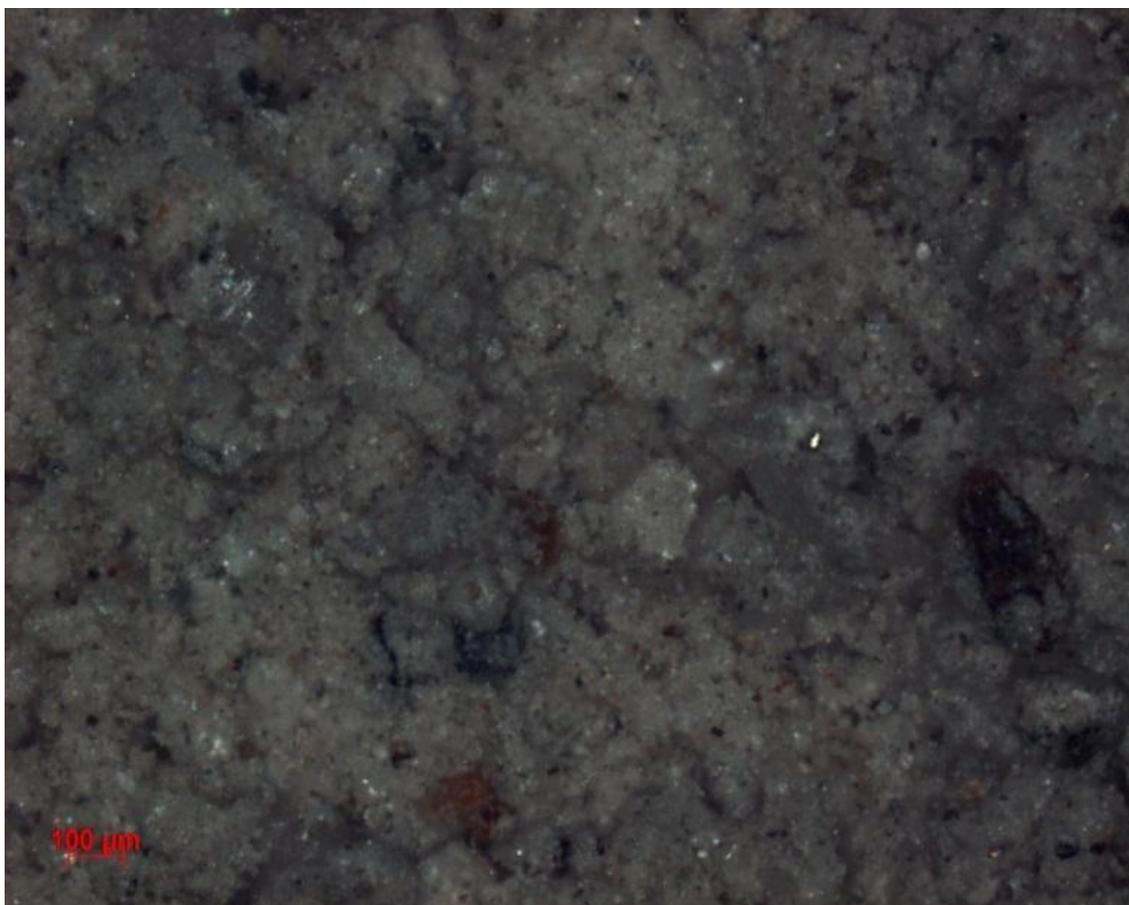


Figura N° 34: Relave integral.

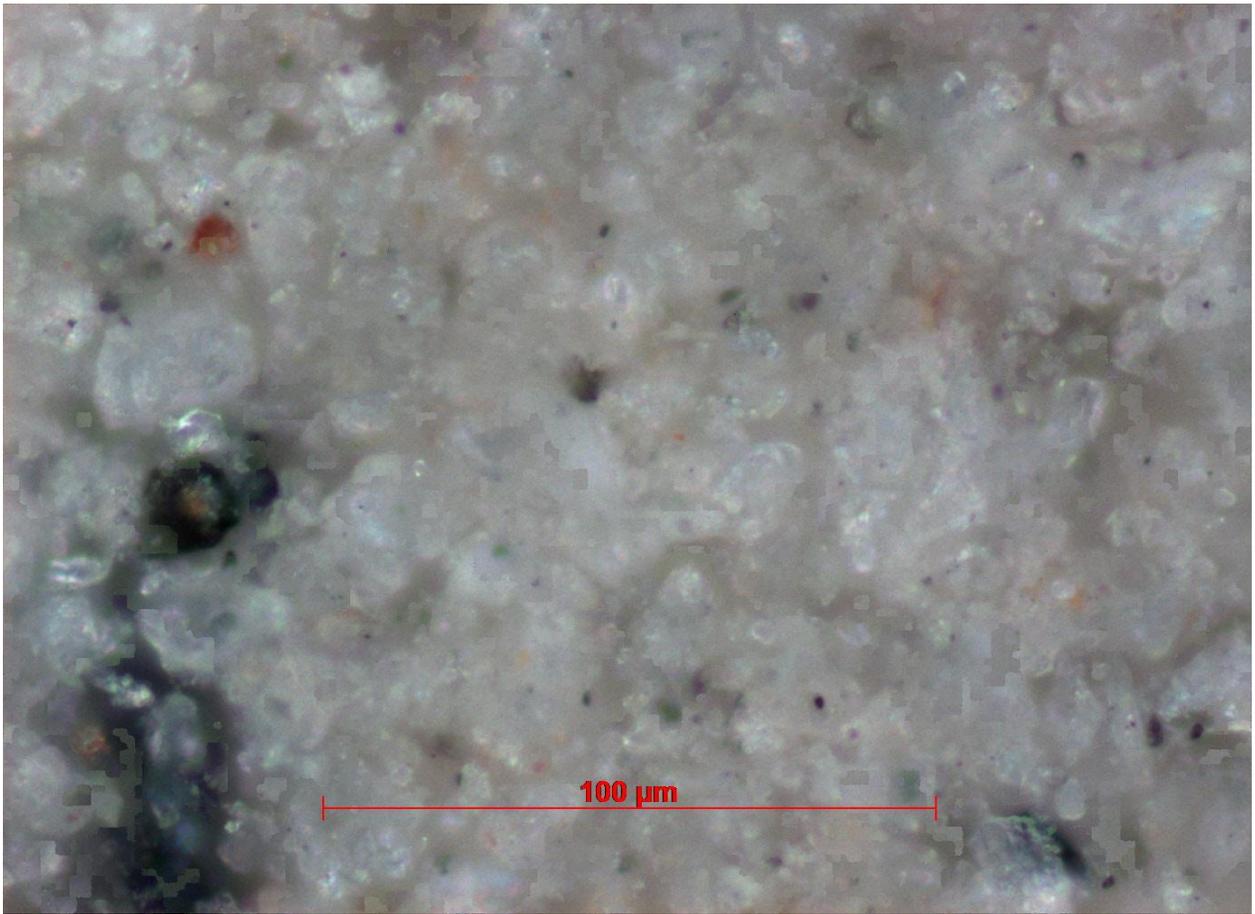


Figura N° 35: Relave integral bajo malla #200.

La forma que presentan las partículas son angulares a subredondeadas, lo cual es consistente con el transporte⁶. En la canaleta de relaves y con el proceso mismo de molienda del material durante la etapa de extracción y recuperación del mineral. Por otro lado, se puede observar el alto contenido de finos que presenta la muestra, algo superior al 50%.

En la Figura N° 36, se exhibe la granulometría de cuatro muestras realizadas al suelo estudiado

⁶ El sistema de transporte de relaves(STR) que existe en la división Andina tiene una extensión de más de 150[km](Ref. 2)

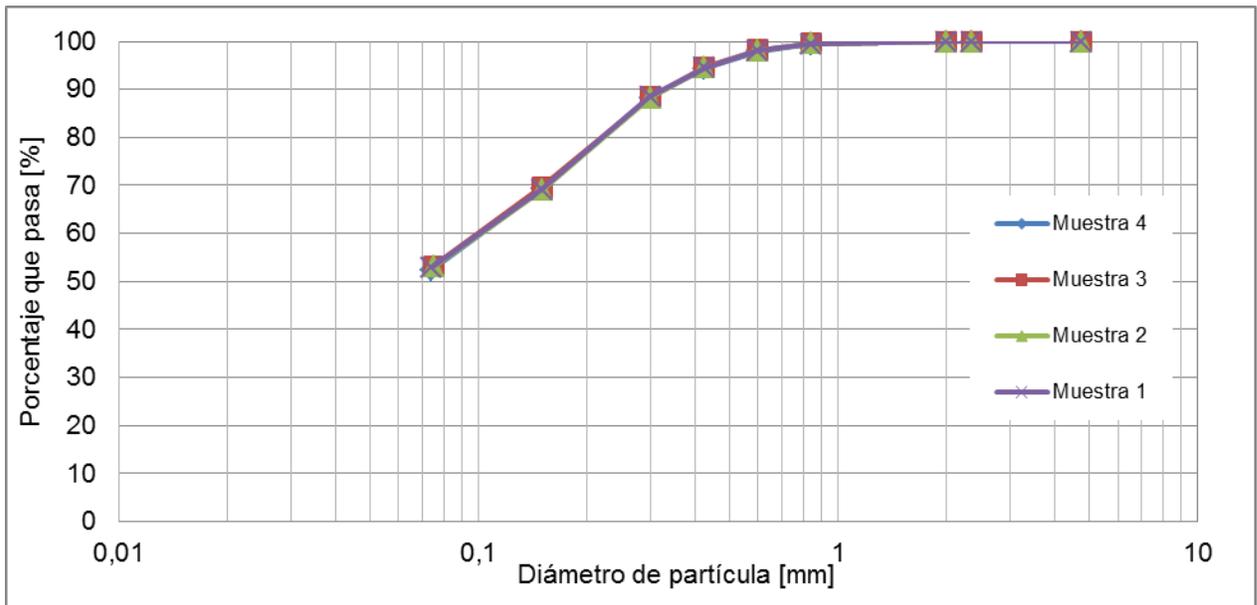


Figura N° 36: Análisis granulométrico.

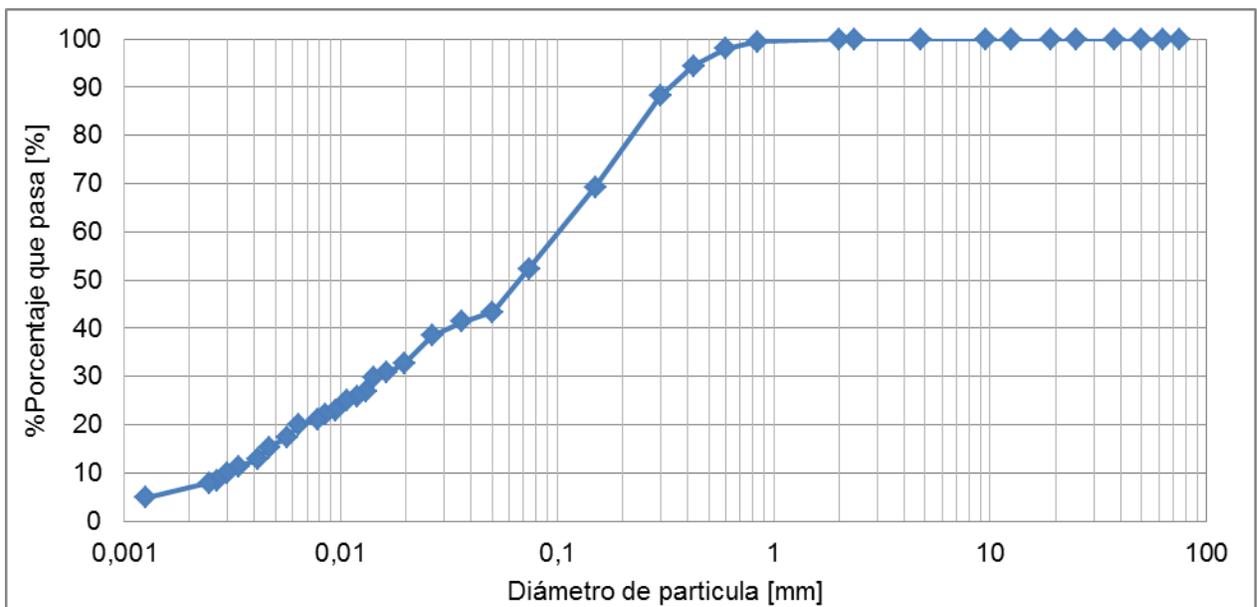


Figura N° 37: Analisis granulometrico e hidrométrico.

Al observar que la forma de las curvas que presentan las cuatro muestras analizadas son idénticas, el tratamiento preliminar del suelo fue efectivo. Por otro lado, el porcentaje de finos es de alrededor del 52%, tamaño máximo del orden de 0,9 mm, D_{60} un valor aproximado de 0,1mm. Lo anterior ratifica lo mencionado al analizar el suelo en el microscopio.

En la Figura N° 38, se exhiben las curvas de los ensayos Próctor Estándar y Modificado.

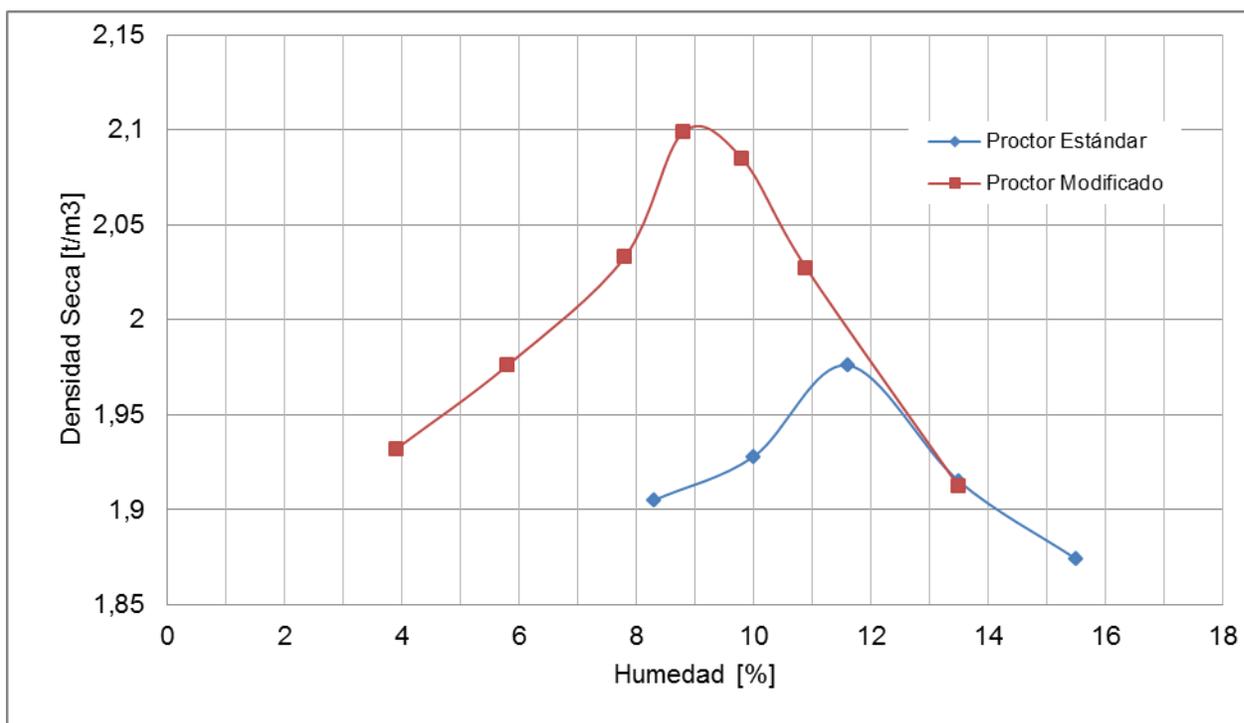


Figura N° 38: Próctor Estándar y Modificado.

De acuerdo a los resultados, la densidad máxima seca que se obtiene en el Próctor Modificado, para una humedad de 8,8%, es de 2,1 t/m³. Mientras que para el Próctor Estándar es de 1,98 t/m³ con una humedad óptima de 11,6%.

Además, se determinaron las densidades máximas y mínimas por el método japonés, para comparar los resultados obtenidos los resultados se resumen en la Tabla N° 3.

Tabla N° 3: Densidades método japonés y Próctor Modificado.

Determinación	Método	Valor
Densidad Máxima [t/m ³]	Japonés	1,76
Densidad Mínima [t/m ³]	Japonés	0,97
Densidad Máxima [t/m ³]	Próctor Estándar	1,98
Densidad Máxima [t/m ³]	Próctor Modificado	2,10

Se observa que la densidad máxima que presenta el suelo es aquella obtenida por el ensayo de Próctor Modificado, lo cual es compatible con que para suelos cuyo contenido de finos es mayor al 12%, dicho método es el que entrega el mayor valor.

En las Tabla N° 4 y N°5, se exhiben los resúmenes de los valores obtenidos para la determinación de los Límites de Atterberg para el suelo bajo malla #40 y malla #200, respectivamente.

Tabla N° 4: Resumen de resultados para determinación del Límite Plástico.

Ensayo N°	Límite Plástico	Material Bajo Malla #	Límite Plástico
1	11,34	40	12,75
2	14,33	40	
3	12,58	40	
4	20,18	200	20,18

Tabla N° 5: Resumen de resultados para determinación del Límite Líquido.

Ensayo N°	Límite Líquido	Material Bajo Malla #	Límite Líquido
1	17,71	40	17,43
2	17,70	40	
3	17,05	40	
4	17,26	40	
5	28,70	200	28,70

Se observa que el material bajo malla #40 presenta valores diferentes que el bajo malla #200. El Límite Líquido aumentó de 17,46 a 28,70 %; mientras que el Límite Plástico pasó de 12,75 a 20,18 %.

Con los datos mostrados anteriormente, se desprende que el índice de plasticidad del suelo bajo #40 corresponde a 5; mientras que los finos un valor de 9.

Al introducir estos valores dentro de la carta de plasticidad, se observa claramente que este suelo se ubica sobre la línea A, cuya clasificación corresponde a un suelo tipo CL-ML, es decir, un limo-arcilloso o arcilla-limosa. Mientras que los finos clasifican como CL, es decir como arcilla de baja plasticidad.

5.3. Resistencia estática no drenada.

Se presentan los resultados de los ensayos monotónicos no drenados, los cuales fueron desarrollados a diferentes densidades, para un confinamiento efectivo inicial de 5 kg/cm², para las probetas confeccionadas tipo slurry, a continuación aquellas que fueron elaboradas por apisonamiento húmedo y finalmente aquellas desarrolladas con el método de depositación en seco.

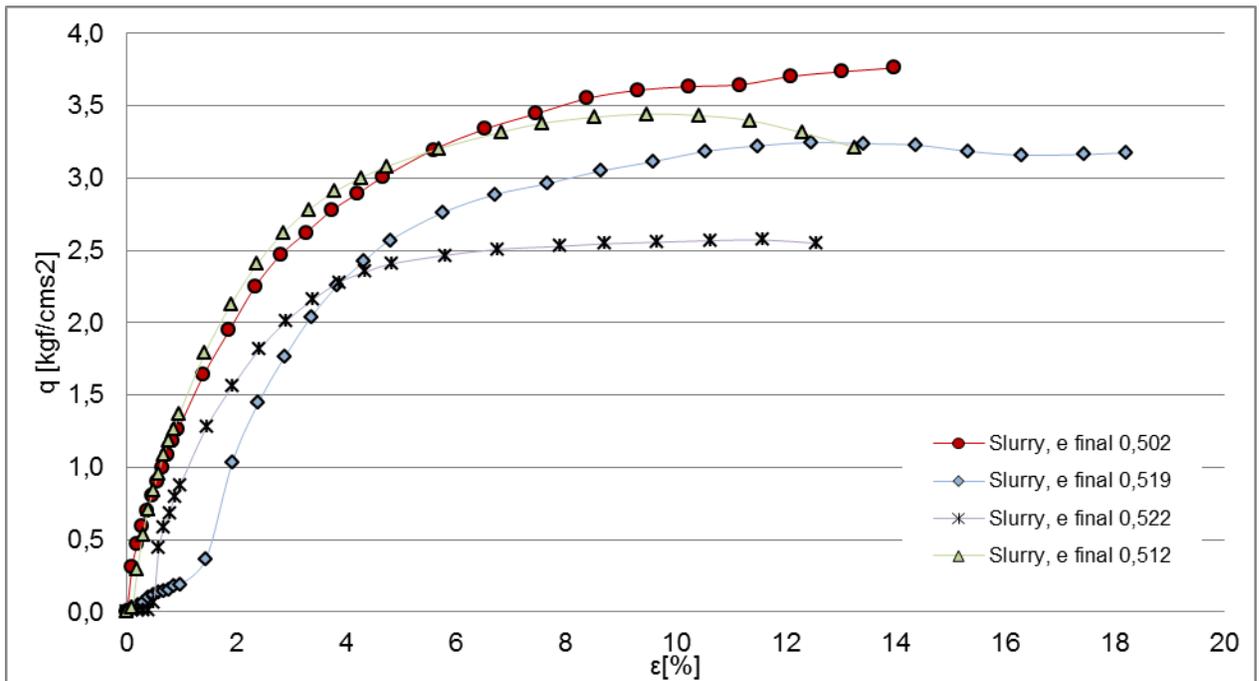


Figura N° 39: Tensión desviatoria vs deformación axial, probetas tipo Slurry.

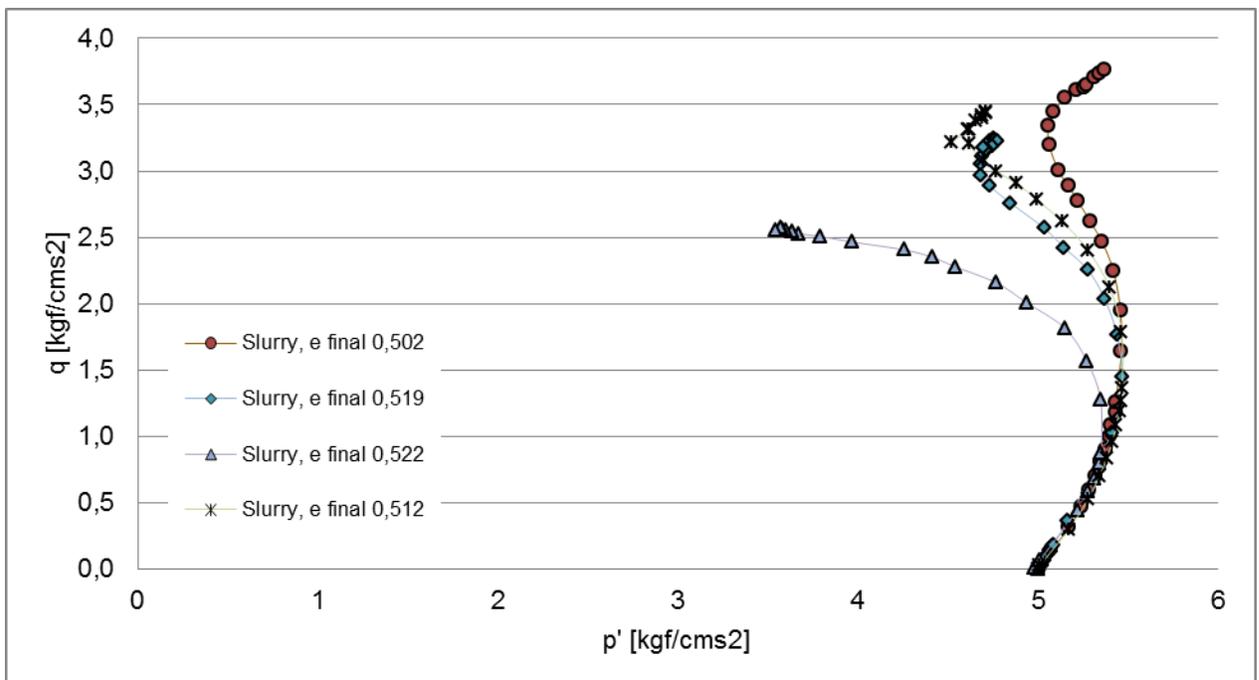


Figura N° 40: Trayectoria de tensiones, probetas tipo Slurry.

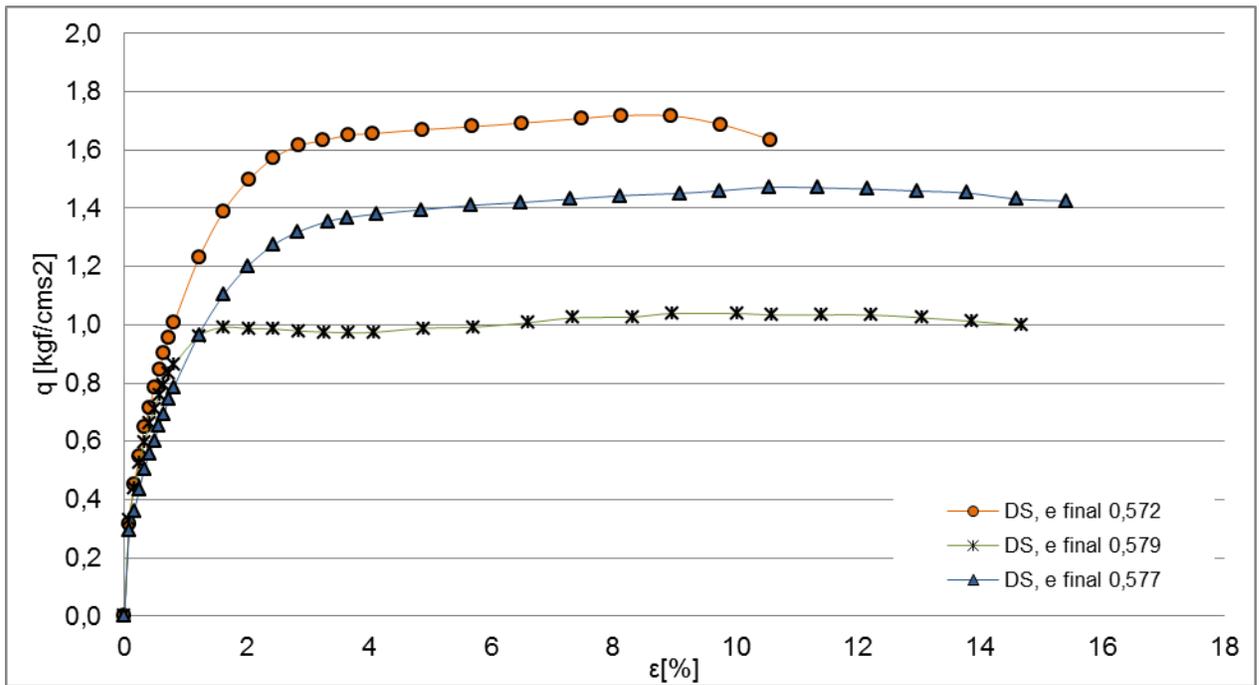


Figura N° 41: Tensión desviatoria vs deformación axial, probetas tipo Depositación en seco.

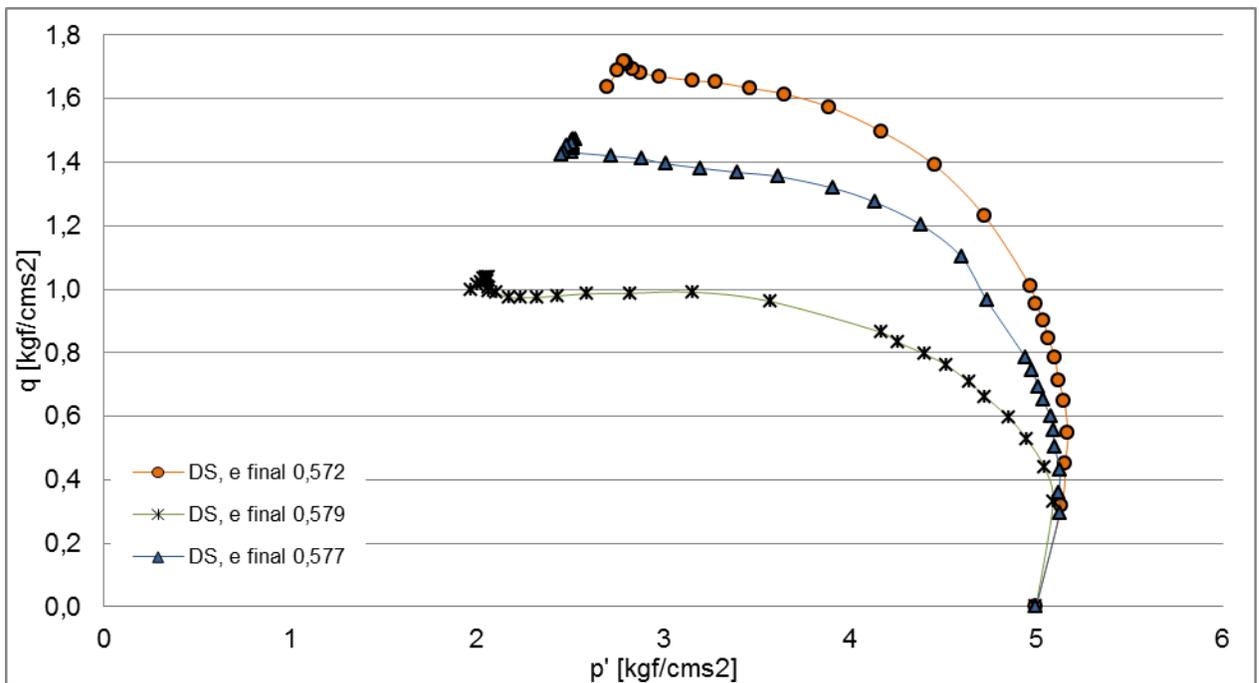


Figura N° 42: Trayectoria de tensiones, probetas tipo Depositación en seco.

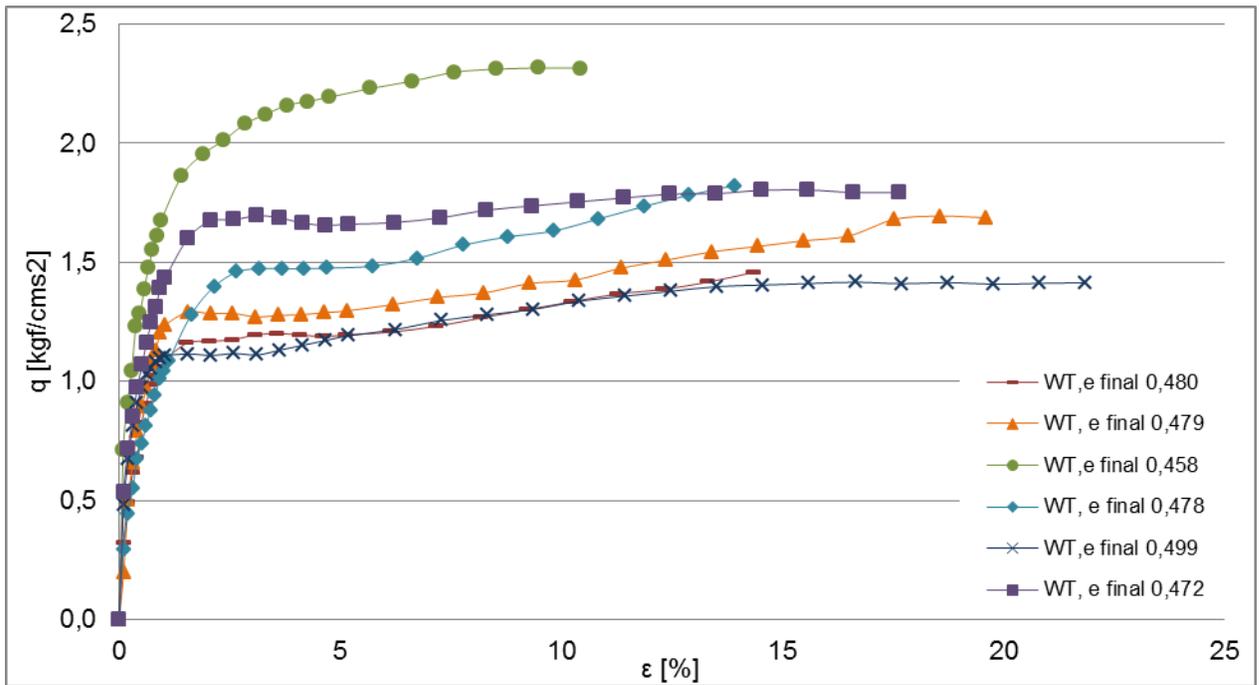


Figura N° 43: Tensión desviatoria vs deformación axial, probetas tipo Wet-Tamping.

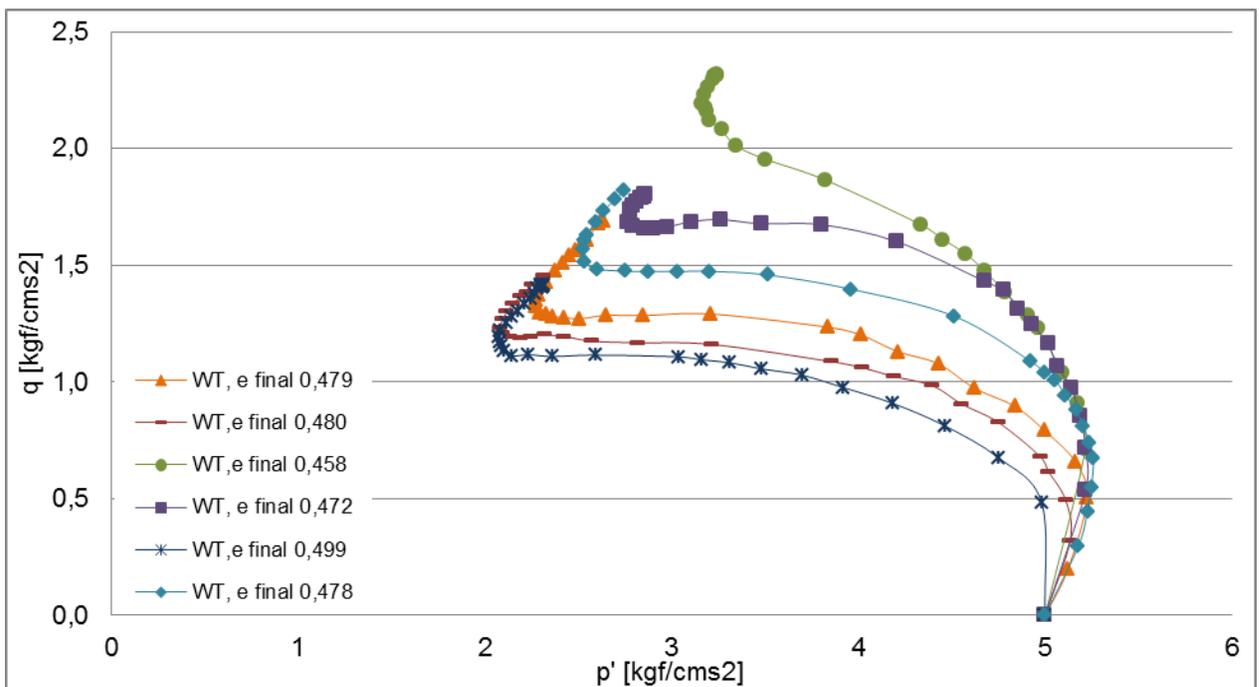


Figura N° 44: Trayectoria de tensiones, probetas tipo Wet-Tamping.

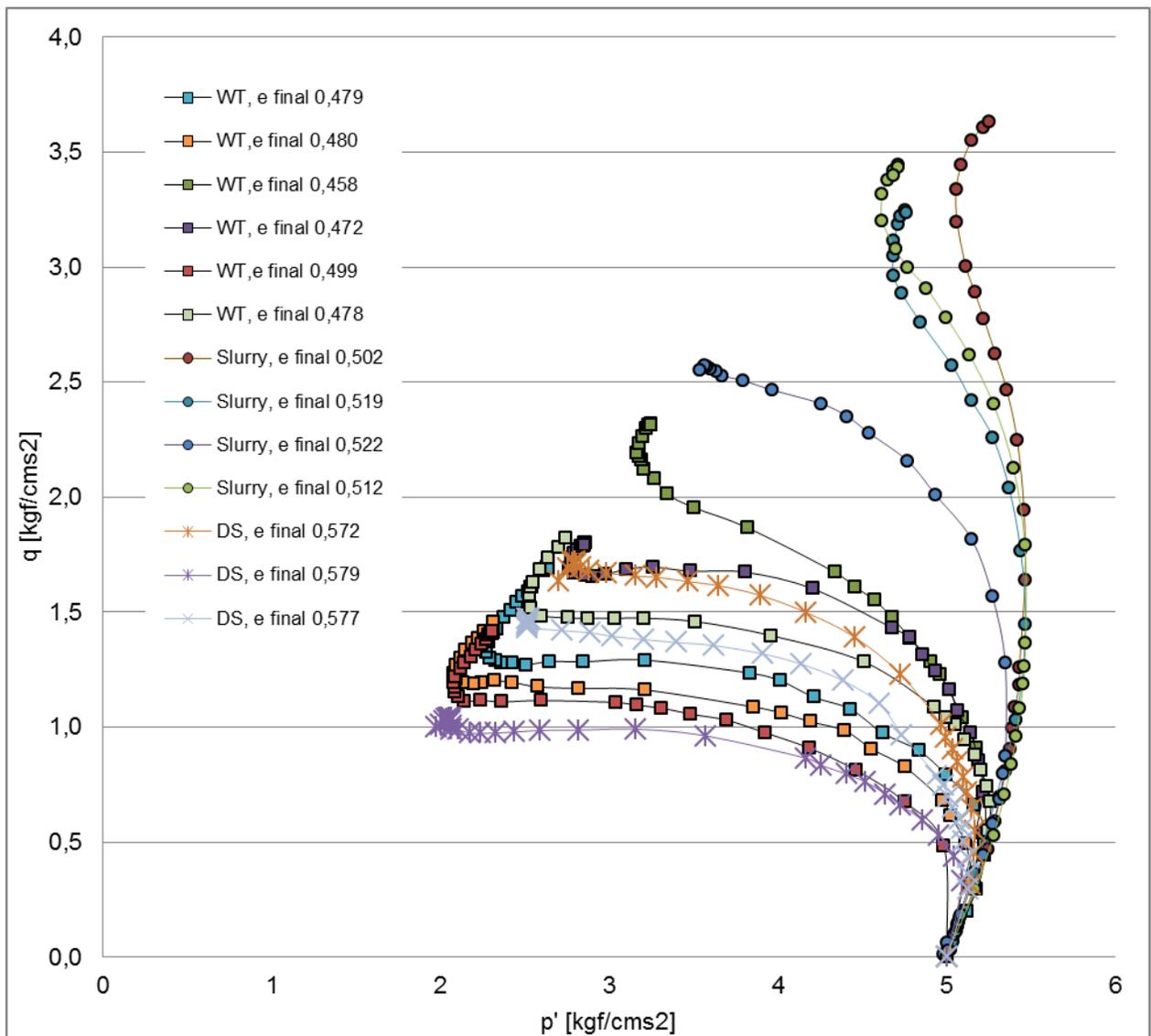


Figura N° 45: Trayectoria de tensiones de todos los métodos utilizados.

De acuerdo a los datos mostrados anteriormente, se diferencia de acuerdo a cada fábrica diferentes comportamientos a ser considerados en el diseño:

- Para las probetas elaboradas tipo Apisonamiento húmedo, se observa claramente el desarrollo de un comportamiento contractivo para todas las densidades analizadas. Posteriormente existe un cambio de fase, en el cual cambia el sentido de la trayectoria de tensiones de izquierda a derecha, con

el consiguiente aumento del esfuerzo principal. Cabe señalar que no se observa una caída en el esfuerzo de corte, por ende la resistencia de diseño a utilizar es la del estado último a grandes deformaciones.

- En la depositación en seco también se visualiza el mismo comportamiento mencionado anteriormente, sin embargo, el comportamiento dilatante es prácticamente imperceptible, observándose que además existe una caída en la tensión de corte a medida que se estabiliza el esfuerzo desviador a grandes deformaciones, por otro lado la resistencia residual se obtiene para bajos rangos de deformación (5%). Debido a que no se observa una caída considerable en el esfuerzo de corte, la resistencia última no drenada a utilizar corresponde a aquella que se logra a grandes deformaciones.
- En el método Slurry, se observa que existen dos claros comportamientos, uno puramente contractivo ($e=0,522$), mientras que las demás muestras presentan uno puramente dilatante. Al igual que en los casos anteriores no se observa una caída en el esfuerzo de corte, por ende también se analizará la resistencia como aquella que se desarrolla a grandes deformaciones.
- Dependiendo de la fábrica no se observa una clara relación entre los parámetros señalados anteriormente, por ejemplo de la Figura N° 45, la resistencia no drenada que experimenta el suelo es de $2,55 \text{ Kg/cm}^2$ para un índice de vacío de $0,522$; mientras que para un e_0 de $0,472$ la resistencia es de $1,77 \text{ Kg/cm}^2$. Es por esto que se confecciona la Figura N° 46, para evaluar la resistencia a grandes deformaciones para cada una de las fábricas en el plano $q-p'$.

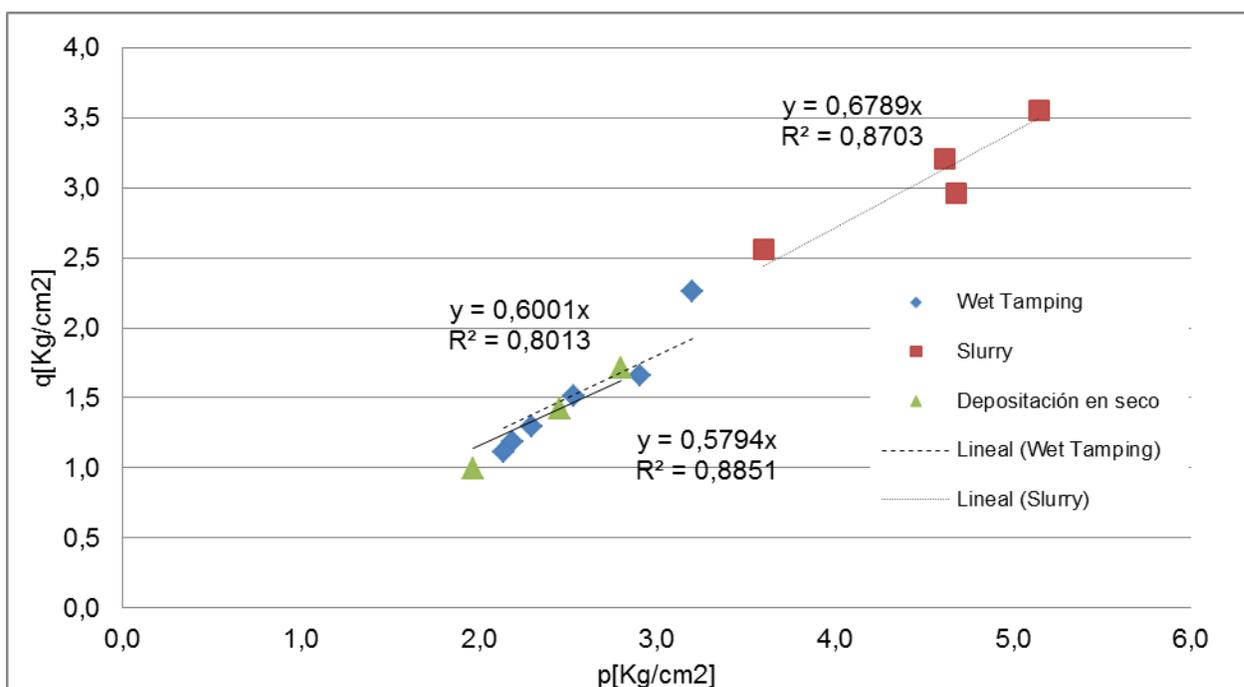


Figura N° 46: Línea de estado último en el plano q-p para cada método de preparación

A partir de los resultados obtenidos, se establecen los parámetros de Mohr-Coulomb para cada uno de los métodos de preparación de muestras, que se resumen en la

Tabla N° 6.

Tabla N° 6: ángulos de fricción y cohesión para cada una de las fábricas.

Método de confección	φ	c
	[°]	[Kg/cm²]
Wet Tamping	31	0
Slurry	34	0
Depositación en seco	30	0

En la Figura N° 47 se observa la relevancia que tiene la fábrica en la ubicación de la línea de estado último, lo cual implica que a grandes deformaciones no es posible de eliminar el efecto inicial producido por el posicionamiento de las partículas.

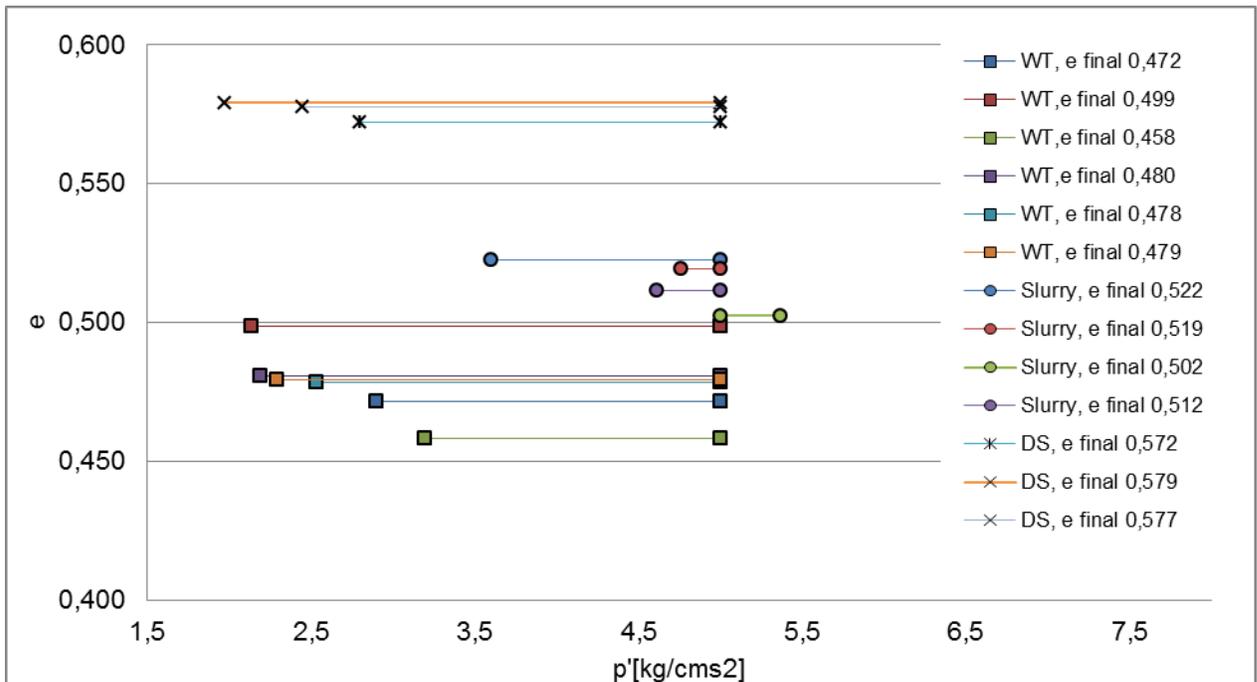


Figura N° 47: Cambio en la tensión efectiva media y la variación con el índice de vacíos.

Por otro lado, para evaluar la relación existente entre el índice de vacíos que presenta el suelo con la resistencia no drenada, se elabora la figura N°48, en la cual se muestra el plano e-q para todos los ensayos realizados.

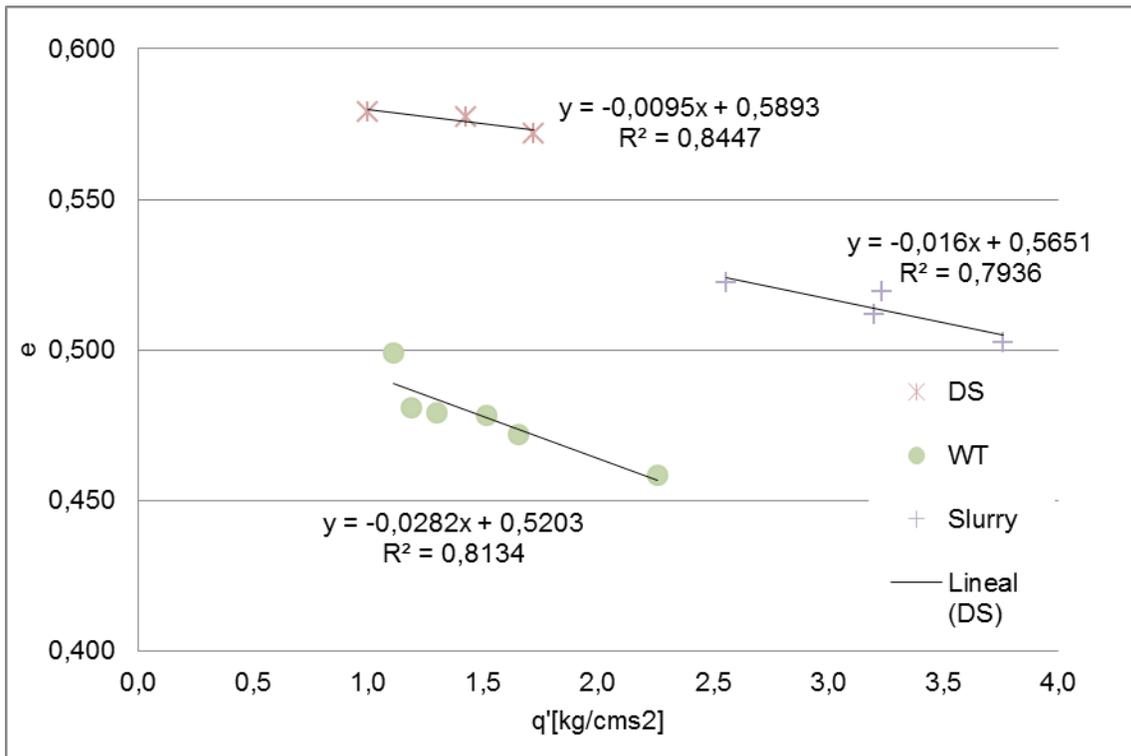


Figura N° 48: Esfuerzo desviador en la línea de estado ultimo para cada densidad.

De acuerdo a la figura anterior, se observa claramente que la mayor resistencia no drenada corresponde a aquellas muestras confeccionadas tipo Slurry, sin embargo a un índice de vacío menor que las de depositación en seco. Por ende si se considera una relación lineal entre las dos fábricas mencionadas, se observa que para el caso de depositación en seco existe una mayor resistencia no drenada para un mismo índice de vacío. Por otro lado, la tendencia que sigue la resistencia última elaborada a través del apisonamiento húmedo, claramente presenta resistencias residuales menores, independientes de la densidad de la muestra.

Debido a las consideraciones anteriores, para el diseño se utilizarán los parámetros obtenidos desde los ensayos tipo apisonamiento húmedo para establecer las condiciones geomecánicas de las lamas. Sin embargo cabe señalar que las condiciones de terreno en las cuales se presenta el relave se asemejan algo más a la situación tipo Slurry.

Debido a la influencia del método de preparación en la resistencia, de acuerdo a lo explicado en la sección 3.1.4, se procedió a realizar un corte longitudinal a las probetas

ensayadas, para evaluar la distribución de las partículas post-ensayo, para cada una de las fábricas, lo cual se muestra en las figuras a continuación.

Visualmente no fue posible observar heterogeneidades, ni segregación.

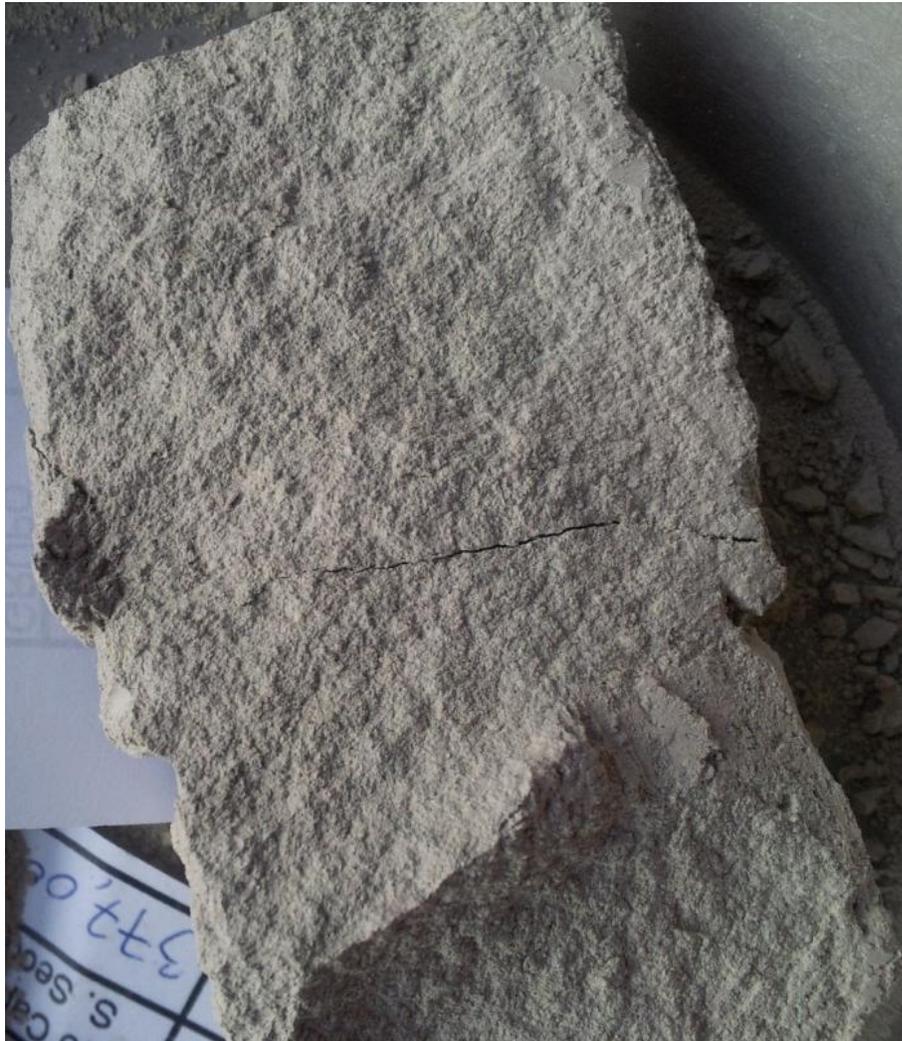


Figura N° 49: Corte longitudinal, probeta tipo Slurry.



Figura N° 50: Corte longitudinal, probeta tipo Apisonamiento húmedo.

5.4. Parámetros geotécnicos de diseño

5.4.1. Materiales.

El muro perimetral está compuesto por arena cicloneada de relave integral, cuyas propiedades geo-mecánicas se especifican en la Tabla N° 7.

Tabla N° 7: Propiedades geomecánicas de la arena cicloneada.

ϕ	c	Y sand
[°]	[Kpa]	[T/m ³]
37	9,8	1,9

A partir de los datos de laboratorio obtenidos en los ensayos no drenados, aquella fábrica que presenta la menor resistencia no drenada (S_u) para un determinado índice de vacío, corresponde a las probetas confeccionadas a través del método wet-tamping, por ser esta la situación más desfavorable, se emplean estos datos en el diseño.

5.4.2. Relación S_u/σ_v' .

A partir de la
$$\frac{S_u}{\sigma_v'} = C_s * \frac{p'_s}{p'_c} * \left(\frac{3-2 * \text{sen}(\phi)}{3} \right)$$
 Ec. 14, se obtiene la relación S_u/σ_v' para cada índice de vacío de confección, tal como se muestra en la tabla adjunta.

Tabla N° 8: Resistencia residual normalizada para cada índice de vacío de confección.

Ensayo	S_u/σ_v'	e confección
WT,e final 0,499	0,200	0,760
WT, e final 0,479	0,214	0,656
WT,e final 0,480	0,211	0,651
WT, e final 0,478	0,219	0,637
WT, e final 0,472	0,257	0,607
WT,e final 0,458	0,791	0,515

Con los datos mostrados anteriormente se procede a establecer una relación entre las variables involucradas, lo cual se realiza con el apoyo de la figura mostrada a continuación.

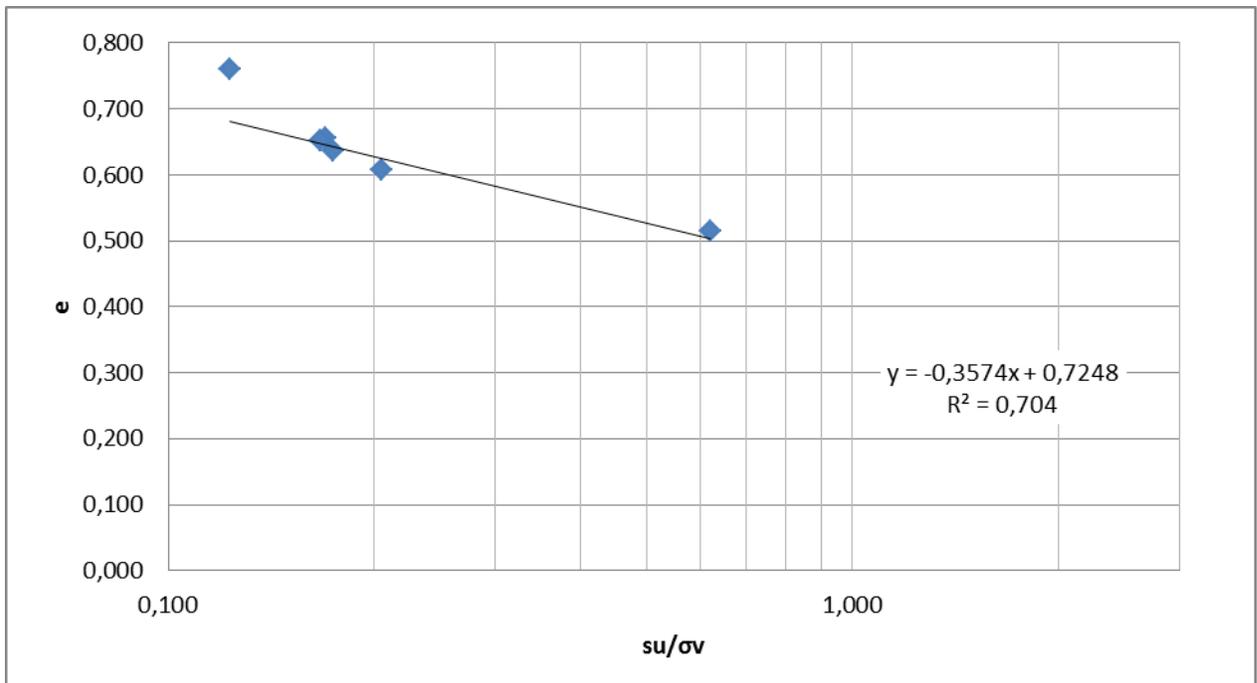


Figura N° 51: Variación de la razón Su/σ_v con respecto al índice de vacio de confección.

Con la relación expuesta anteriormente, es posible conocer la resistencia no drenada para cada nivel de compactación requerido en cada estrato de lama.

6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

6.1. Consideraciones de diseño y análisis.

6.1.1. Geometría del muro.

La geometría del muro perimetral que se implementa en el modelo se presenta en la Figura N° 52, consiste en una pendiente aguas abajo de 1:4 (V:H) y para aguas arriba 1:2 (V:H), además un coronamiento de 10 m de ancho.

Uno de los factores a estudiar consiste en la influencia que tiene la variación en la altura del peralte sobre la estabilidad del muro, por lo cual se realizan dos alternativas constructivas, las cuales consisten en peraltes de 10 y 5 m sobre el nivel del coronamiento.

Por otro lado, frente a cada una de dichas opciones de peralte, se evalúa la estabilidad a medida que aumenta la altura del prisma. Para este análisis se utilizó como cota máxima sobre el nivel basal del muro, 70 m.

6.1.2. Nivel freático

Para todas las alternativas evaluadas, el nivel freático considerado se ubica distante del muro, tal como se muestra en la figura Figura N° 52.

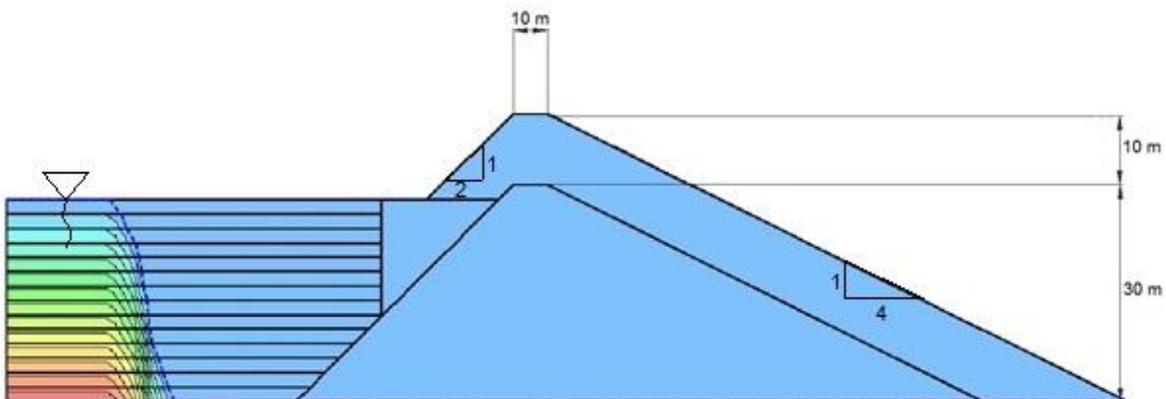


Figura N° 52: Nivel freático considerado y presiones de agua en el tranque.

Cabe señalar, que esta tecnología implica un cambio en la manera de depositar las lamas en la cubeta.

6.1.3. Resistencia no-drenada

Tal como se mencionó en la sección 5.4.2, para un determinado índice de vacío, la resistencia no-drenada, S_u , depende de la tensión vertical, para incorporar este efecto en el modelo se discretiza la zona de depositación de las lamas.

Por otro lado, debido a que en la cubeta de depositación existen sectores en los cuales es necesario un mejoramiento del suelo y dentro de esta categoría están expuestos a distintas tensiones verticales, producto de la influencia del prisma resistente. En principio, es posible diferenciar dos zona:

- Lamas depositadas sin compactar.
- Lamas compactadas.

Adicionalmente, debido a la diferencia de presión vertical, que modifica el valor de la resistencia no-drenada, la zona compactada se divide en dos.

La discretización y las regiones mencionadas anteriormente se observan en la Figura N° 53.

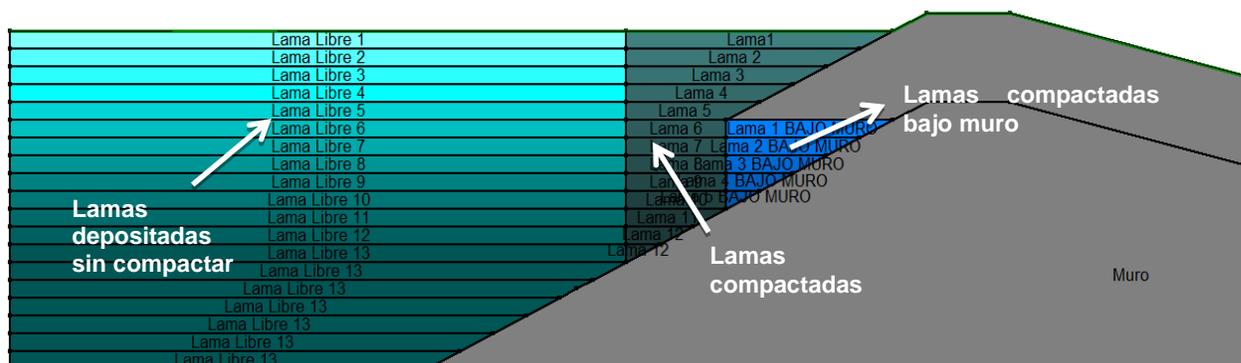


Figura N° 53: Discretización y zonificación del sector de depositación de lamas.

Para determinar la tensión vertical que existe en aquellos sectores que no se

encuentran bajo el muro perimetral, se utiliza la $\sigma_{v' \text{ lamas } i} = \sum_i^1 (\gamma_{\text{lamas } i} - \gamma_w) * \frac{h_i}{2}$ Ec. 16.

$$\sigma_{v' \text{ lamas } i} = \sum_i^1 (\gamma_{\text{lamas } i} - \gamma_w) * \frac{h_i}{2} \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

- $\gamma_{\text{lamas } i}$ densidad de lama del estrato i.
- γ_w densidad del agua.
- h_i profundidad del estrato considerado.

El hecho de deprimir la napa en la zona cercana al muro, aumenta la tensión efectiva vertical, donde simplifícadamente se ha utilizado $\gamma_t = \gamma_{\text{sat}}$.

Por otro lado, la tensión vertical en la región ubicada bajo el prisma resistente se calcula en el centro de cada estrato de lama considerado como:

$$\sigma_{v' \text{ lamas bajo muro}} = \gamma_{\text{muro}} * h + \sigma_{v' \text{ lamas } i} \quad \text{Ec. 17}$$

Donde:

- γ_{muro} corresponde a la densidad de las arenas cicloneadas.

- h altura media del muro sobre el centro de cada estrato de lama.

A partir de las consideraciones mencionadas anteriormente, dado un cierto nivel de compactación, es posible conocer S_u que presente el relave.

Cabe señalar, que para aquellas zonas en que no se requiere compactar, se utiliza el menor valor de S_u/σ_v' obtenido de los ensayos de laboratorio, lo cual corresponde a 0,2.

6.1.4. Etapas de crecimiento

Se estudian dos alternativas para la construcción del muro perimetral:

- **Peralte del muro cada 10 m.**

Se construye un muro inicial de 30 m de altura, con un coronamiento de 10 m de ancho; en el modelo las lamas se distribuyen cada 2 m de altura en la cubeta de depositación, hasta completar una revancha máxima de 2 m con respecto a la cota superior del muro, tal como se muestra en la Figura N° 54.

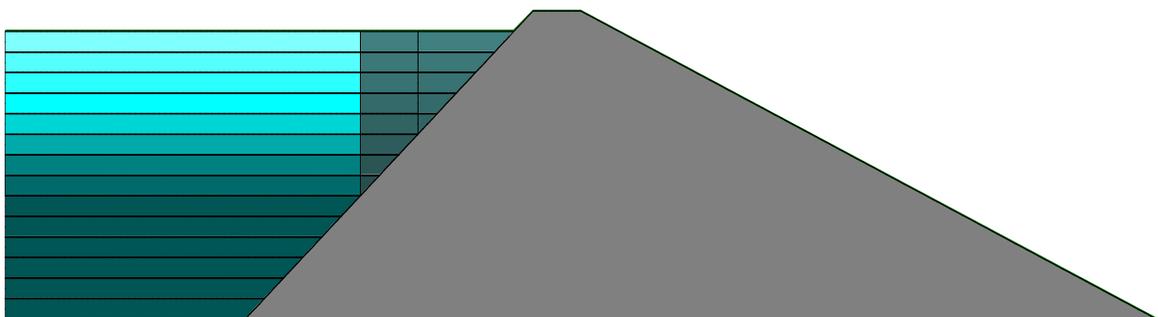


Figura N° 54: Muro inicial y deposición de lamas.

A continuación se procede al peralte del muro cada 10 m según el método de eje central, lo cual se observa en la Figura N° 55, esta situación se denomina peralte. Cabe

señalar, que existe una zona que se encuentra bajo el muro, por consiguiente, S_u , es mayor por aumento de la presión vertical.

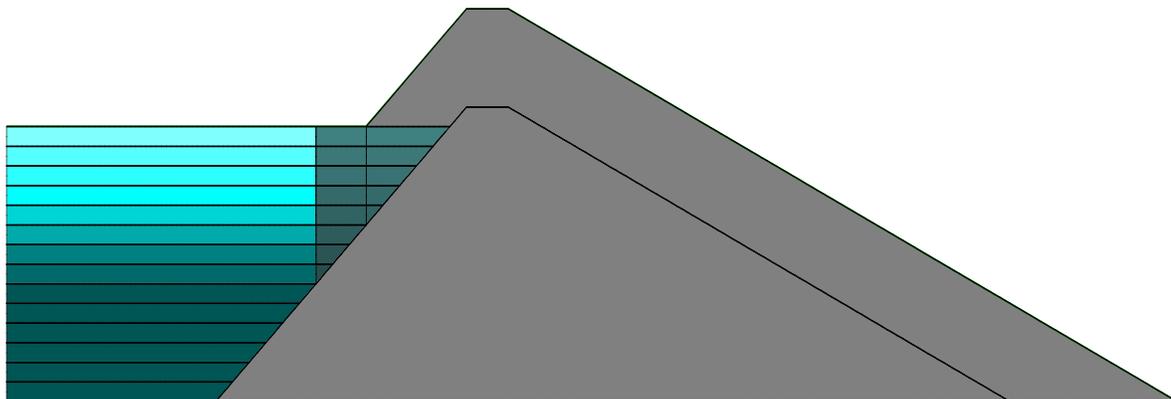


Figura N° 55: Geometría a implementar para levantamiento del muro cada 10 m.

Posteriormente, se continúa con la depositación de las lamas, tal como se muestra en la Figura N° 56, situación denominada peralte y depositación de lamas, hasta cumplir con la restricción que la revancha sea de 2 m.

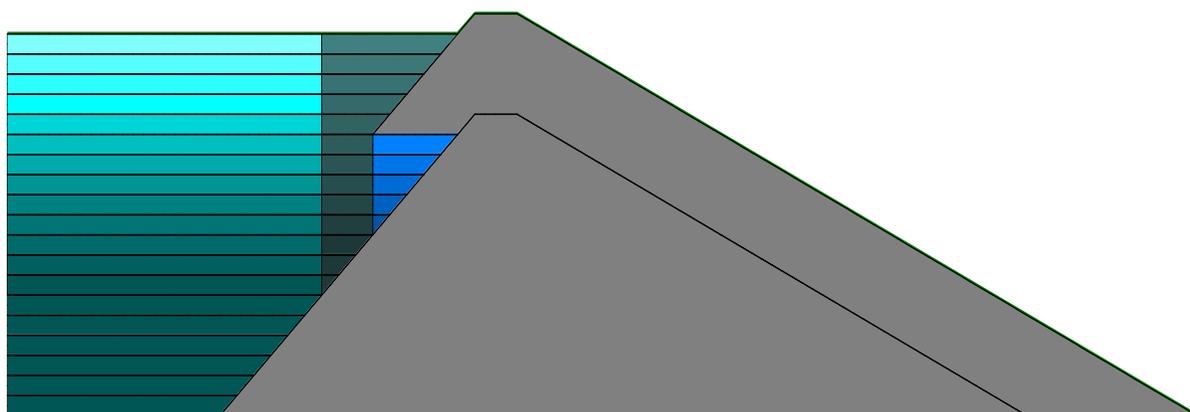


Figura N° 56: Peralte del muro cada 10 m, situación crecimiento peralte y depositacion de lamas.

De la misma manera, se prosigue hasta alcanzar una altura máxima del muro de 70 m con respecto al nivel basal del mismo, tal como se observa en la Figura N° 57.

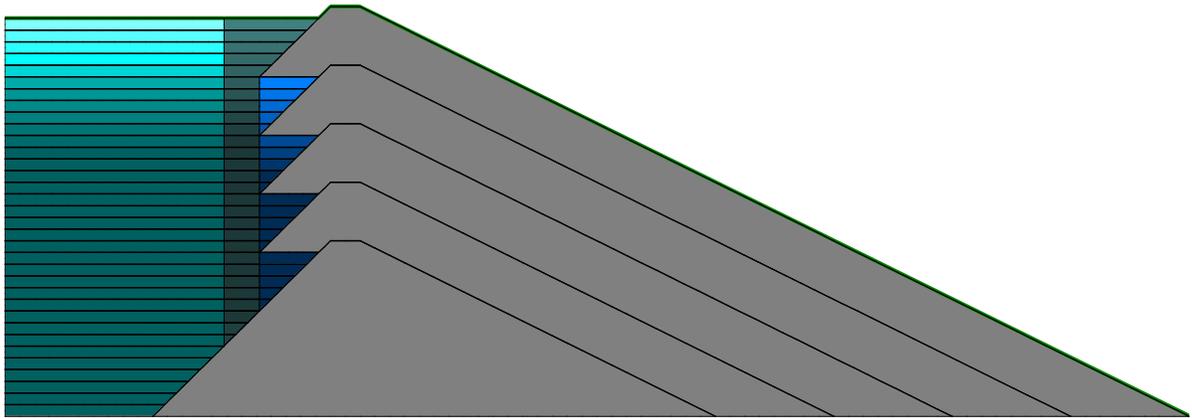


Figura N° 57: Disposición final del tranque, para una altura máxima de 70 m.

- **Peralte del muro cada 5 m.**

Se realizan las mismas etapas constructivas que para el peralte cada 10 m, con la diferencia que el crecimiento se realiza cada 5 m.

Otra de las consideraciones adoptadas en el modelo para este peralte es que cuando el muro supere la cota de los 30 m, la altura de uno de los estratos de lamas es de 1 m, tal como se muestra en la Figura N° 58.

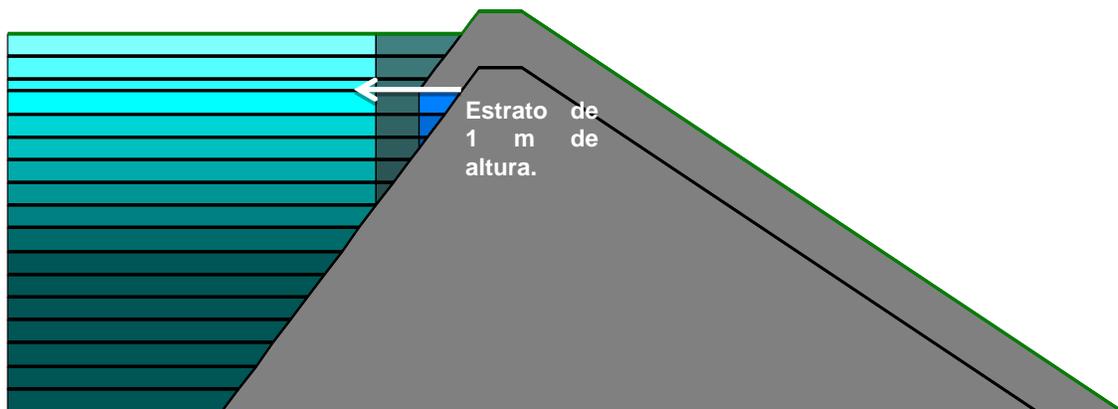


Figura N° 58: Peralte del muro cada 5 m, situación crecimiento peralte y deposición de lamas.

6.1.5. Compactación.

En aquellos sectores que requieran de un mejoramiento del terreno, se escoge un único grado de compactación por cada peralte, el cual se obtiene a partir de la resistencia no-drenada que requiera el modelo para obtener un factor de seguridad mayor a 1,2; dichos valores se recopilan a partir de la relación estipulada en la sección 6.1.3.

Cabe señalar que la densidad utilizada para el relave depositado en la cubeta es la densidad saturada, teniendo en consideración que en la situación en terreno los poros no se encuentran totalmente llenos por agua, la densidad es menor, sin embargo se aproxima a dicho valor.

Para aquellas zonas en que no se realiza un mejoramiento del suelo, se utiliza la densidad asociada a la menor relación S_u/σ_v' , la cual corresponde a $19,7 \text{ Kn/m}^3$.

6.2. Cálculo del factor de seguridad.

Para la determinación de los factores de seguridad asociados a la estabilidad que presenta el muro de contención, se utilizó el software SLOPE/W, perteneciente a GEOESTUDIO, versión 2007.

Par efectos de análisis sísmico, se ha optado por utilizar el método pseudo-estático, con coeficiente sísmico horizontal de 0,2 y coeficiente sísmico vertical 0,1; éste último evaluado hacia arriba y hacia abajo.

Las superficies de fallas estudiadas fueron seleccionadas de tal manera de incluir todas las posibles superficies de falla, cubriendo un amplio rango de entrada y salida de dichas superficies.

Para poder establecer de una manera más certera el factor de seguridad asociado, se establece un total de 30 dovelas y se seleccionan del orden de 100.000 superficies de fallas.

Los métodos que fueron seleccionados para el análisis corresponden a:

- Janbu.
- Ordinario de las dovelas.

- Morgenstern-Price.
- Bishop.

A partir de las consideraciones estipuladas anteriormente, se procedió a realizar iteraciones hasta obtener aquella combinación tal que, Su, el nivel de compactación y el volumen de lamas a mejorar, fuese el menor posible, de tal manera de cumplir con que el factor de seguridad asociado sea mayor o igual a 1,2.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para cada una de las situaciones consideradas.

6.3. Peralte cada 10 m.

6.3.1. Altura del muro 40 m.

- **Situación peralte.**

Tabla N° 9: F.S. crítico para peralte cada 10 m, altura del muro 40 m, situación peralte.

Método	FOS _{kv hacia arriba}	FOS _{kv hacia abajo}
Morgenstern-Price	1,369	1,356
Janbu	1,322	1,232
Bishop	1,369	1,364
Ordinario de las dovelas	1,373	1,294

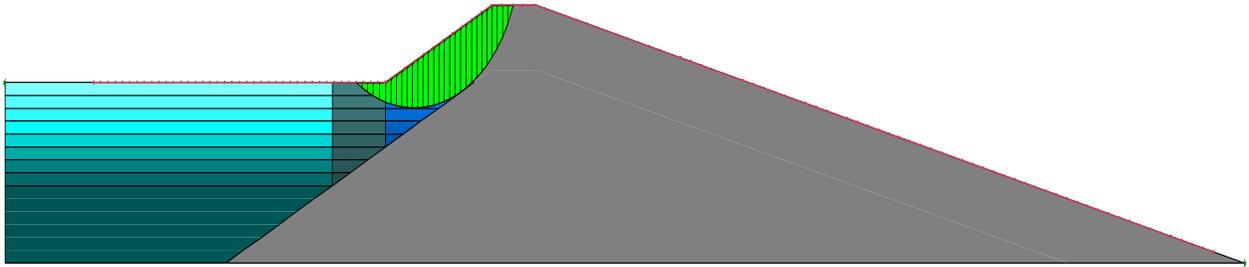


Figura N° 59: Superficie de falla mas critica, levantamiento cada 10 m, altura del muro 40 m, situacion peralte.

- Situación peralte y depositación de lamas.

Tabla N° 10: F.S. Peralte cada 10 m, altura del muro 40 m, situación peralte y depositacion de lamas.

Método	FOS kv hacia arriba	FOS kv hacia abajo
Morgenstern-Price	1,909	1,921
Janbu	1,871	1,908
Bishop	1,914	1,920
Ordinario de las dovelas	1,922	1,929

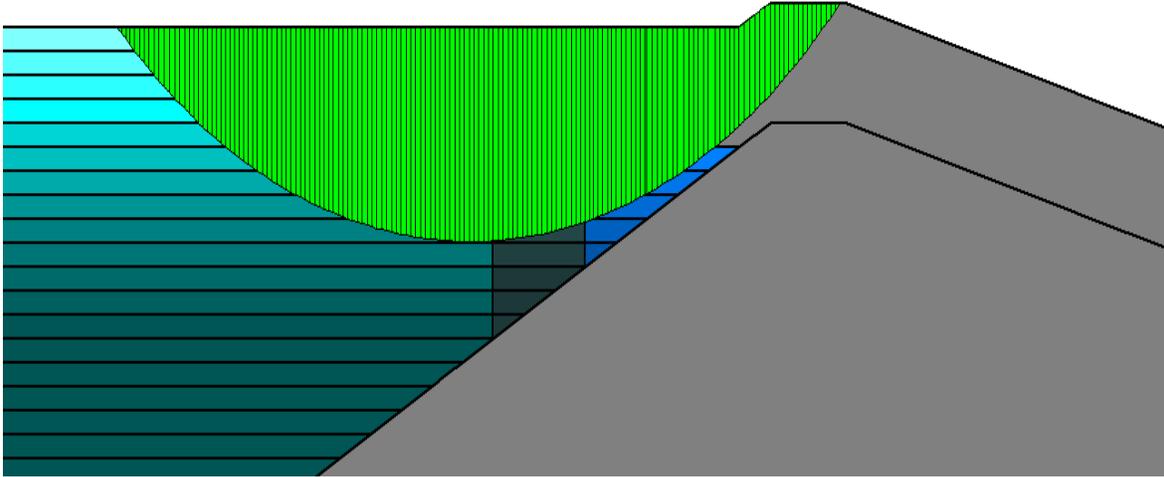


Figura N° 60: Superficie de falla mas critica, peralte cada 10 m, altura del muro 40 m, situacion peralte y deposicion de lamas.

6.3.2. Altura del muro 70 m.

- Situación peralte.

Tabla N° 11: F.S. peralte cada 10 m, altura del muro 70 m, situación peralte.

Método	FOS kv hacia arriba	FOS kv hacia abajo
Morgenstern-Price	1,410	1,355
Janbu	1,329	1,230
Bishop	1,410	1,405
Ordinario de las dovelas	1,402	1,292

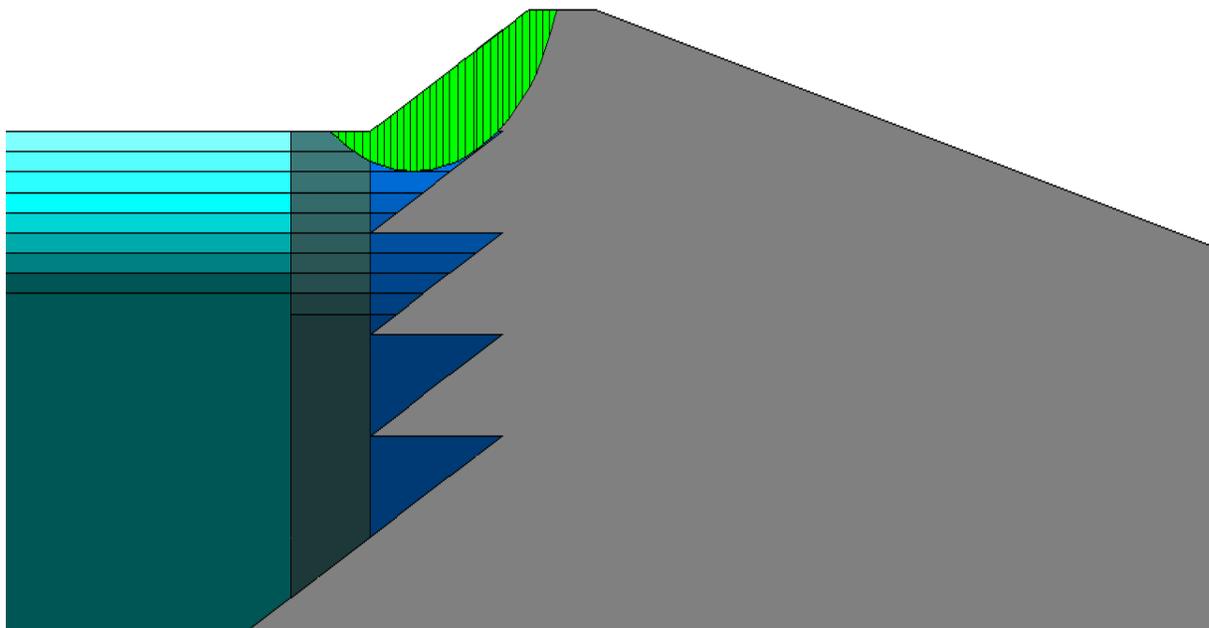


Figura N° 61: Superficie de falla mas critica, peralte cada 10 m, altura del muro 70 m, situacion peralte.

- Situación peralte y deposición lamas.

Tabla N° 12: F.S. peralte cada 10 m, altura del muro 70 m, situación peralte y deposición de lamas.

Método	FOS kv hacia arriba	FOS kv hacia abajo
Morgenstern-Price	1,917	1,923
Janbu	1,882	1,913
Bishop	1,920	1,923
Ordinario de las dovelas	1,927	1,931

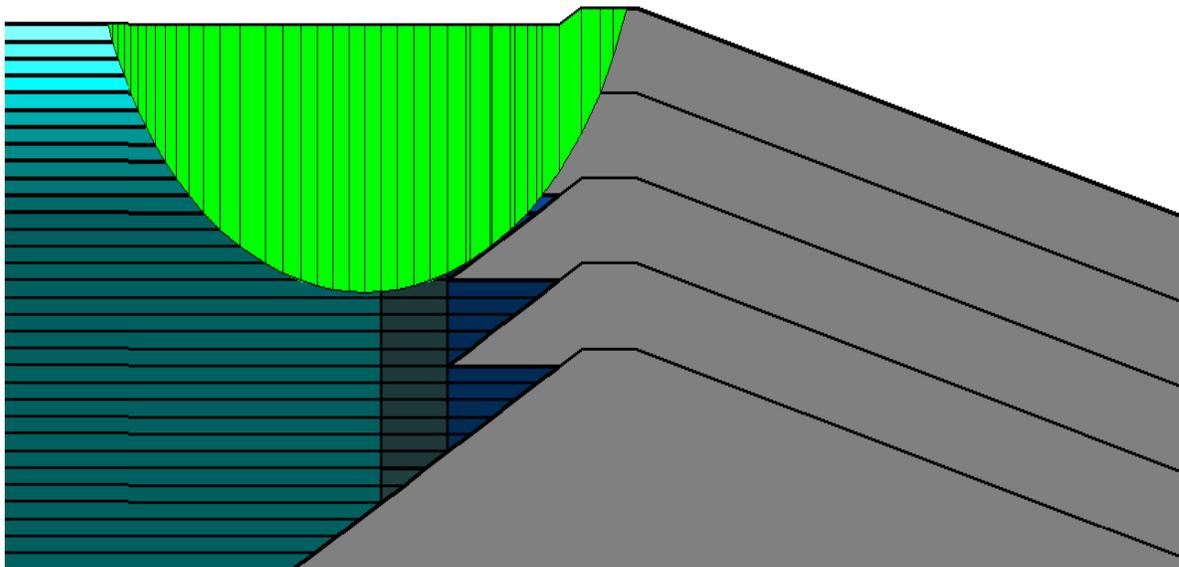


Figura N° 62: Superficie de falla mas critica, peralte cada 10 m, altura del muro 70 m, situacion peralte y depositacion de lamas.

6.4. Peralte cada 5 m.

6.4.1. Altura del muro 35 m.

- Situación peralte.

Tabla N° 13: F.S. peralte cada 5 m, altura del muro 35 m, situación peralte.

Método	FOS kv hacia arriba	FOS kv hacia abajo
Morgenstern-Price	1,263	1,260
Janbu	1,227	1,225
Bishop	1,261	1,259
Ordinario de las dovelas	1,273	1,270

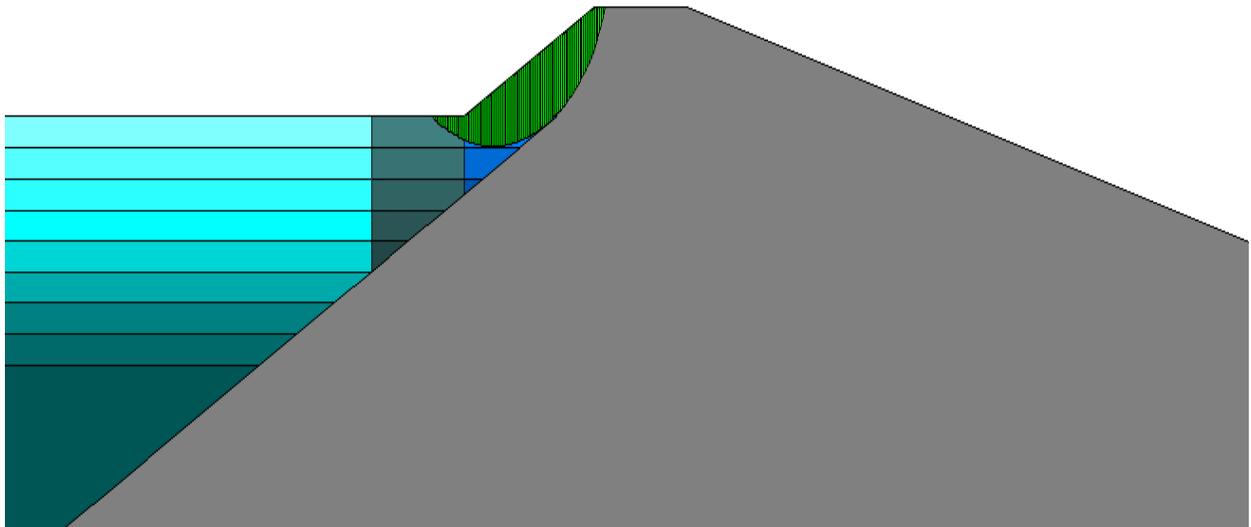


Figura N° 63: Superficie de falla mas critica, peralte cada 5 m, altura del muro 35 m, situacion peralte.

- Situación peralte y depositacion de lamas.

Tabla N° 14: F.S. Levantamiento cada 5 m, altura del muro 35 m, situación peralte y depositacion de lamas.

Método	FOS _{kv hacia arriba}	FOS _{kv hacia abajo}
Morgenstern-Price	1,490	1,505
Janbu	1,485	1,485
Bishop	1,497	1,498
Ordinario de las dovelas	1,506	1,507

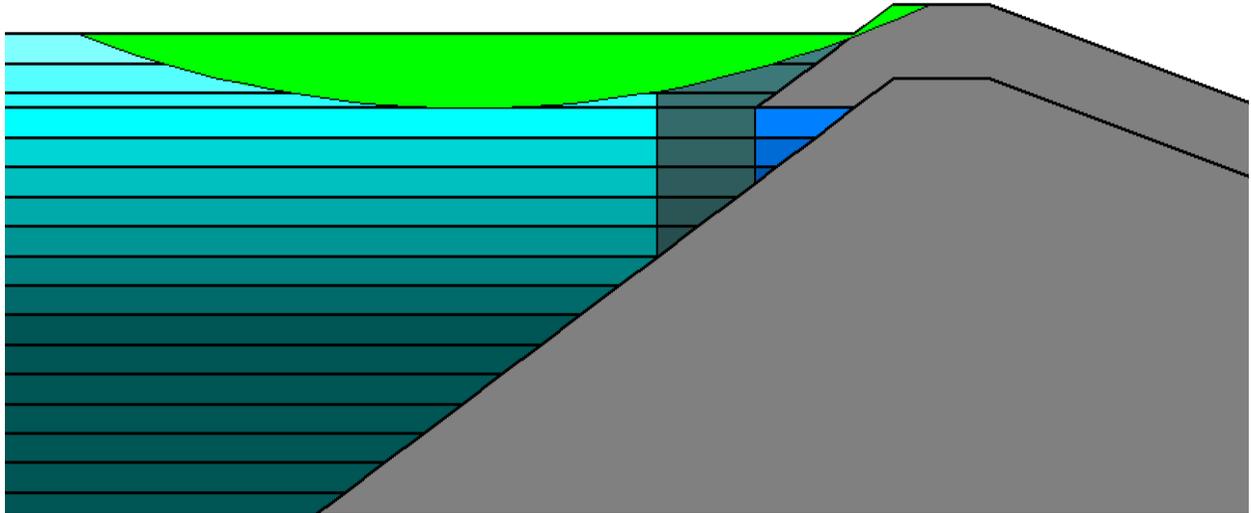


Figura N° 64: Superficie de falla mas critica, levantamiento cada 5 m, altura del muro 35 m, situacion peralte y depositacion de lamas.

6.4.2. Altura del muro 70 m.

- Situación peralte.

Tabla N° 15: F.S. peralte cada 5 m, altura del muro 70 m, situación peralte.

Método	FOS _{kv hacia arriba}	FOS _{kv hacia abajo}
Morgenstern-Price	1,259	1,256
Janbu	1,229	1,229
Bishop	1,259	1,256
Ordinario de las dovelas	1,261	1,258

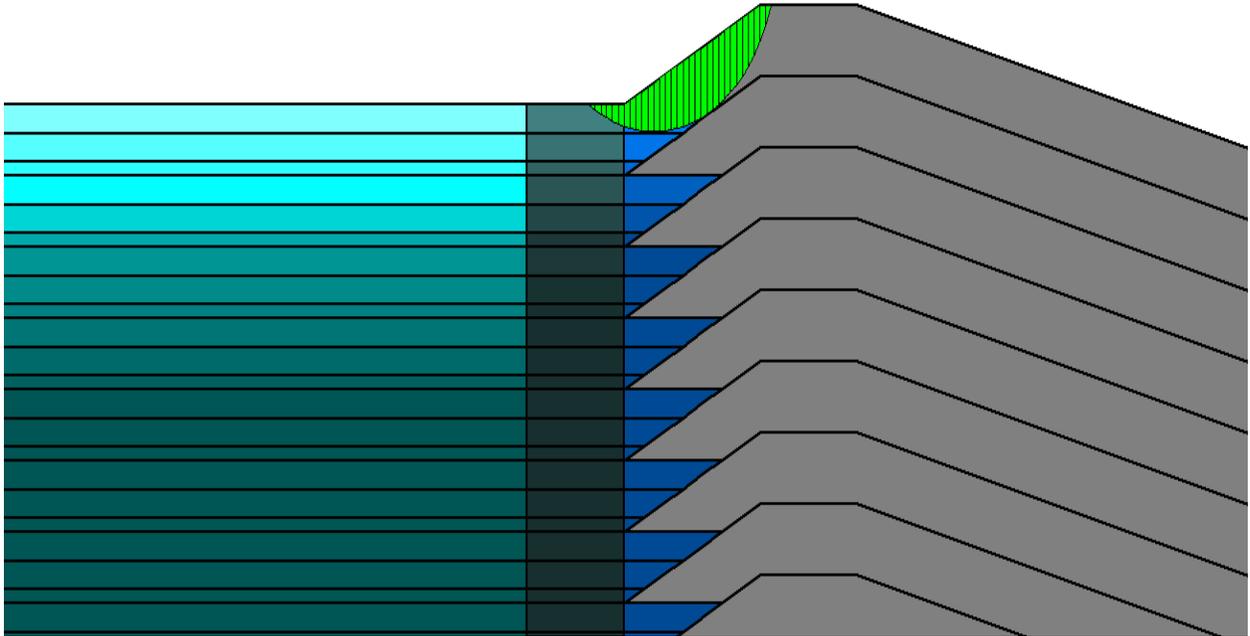


Figura N° 65: Superficie de falla mas critica, peralte cada 5 m, altura del muro 70 m , situacion peralte.

- Situación peralte y deposición de lamas.

Tabla N° 16: F.S. peralte cada 5 m, altura del muro 70 m, situación peralte y deposición de lamas.

Método	FOS kv hacia arriba	FOS kv hacia abajo
Morgenstern-Price	1,490	1,505
Janbu	1,486	1,489
Bishop	1,497	1,498
Ordinario de las dovelas	1,506	1,508

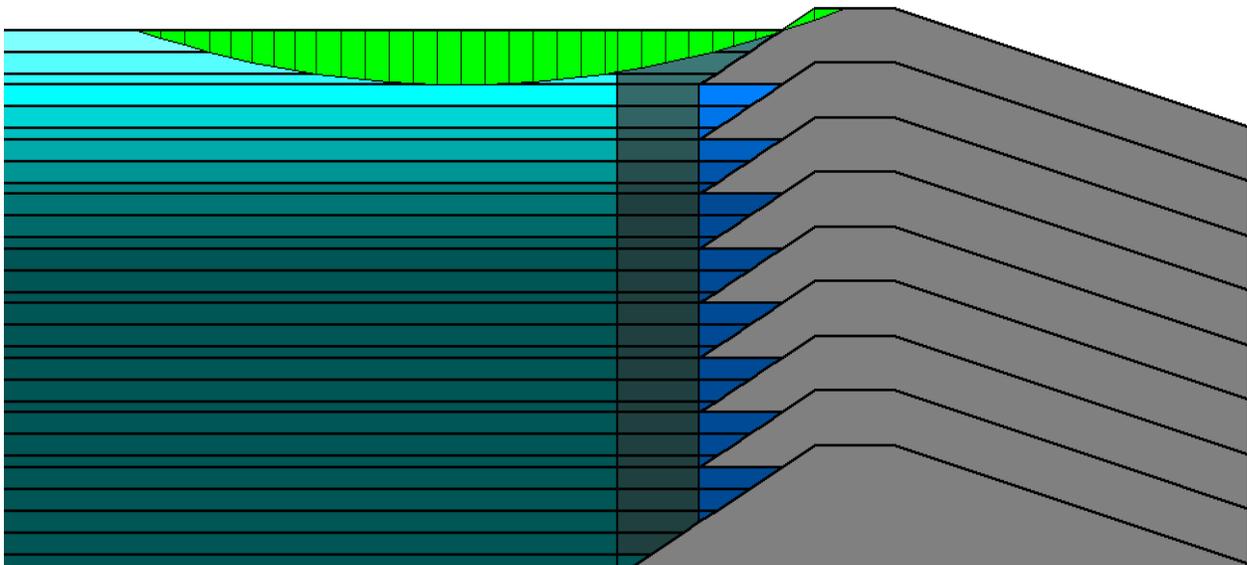


Figura N° 66: Superficie de falla mas critica, peralte cada 5 m, altura del muro 70 m, situacion peralte y deposicion de lamias.

Tabla N° 17: Factores de seguridad críticos y grado de compactación asociado.

Peralte	factor de seguridad Mínimo	Grado de compactación
[m]		[% Próctor Estándar]
10	1,225	95
5	1,230	95

De acuerdo a los resultados expuestos en la Tabla N° 17, para obtener un factor de seguridad mayor a 1,2; es necesario un grado de compactación de 95% del Próctor Estándar. Para dichos requerimientos, la resistencia drenada controla el comportamiento, debido a que ésta es menor que en la condición no drenada, por ende es necesario establecer un análisis drenado en la zona en que se requiere compactar las lamias.

Para poder realizar dicho estudio, los valores del ángulo de fricción y de la cohesión asociado al nivel de compactación señalado se obtienen a partir de los ensayos de laboratorio realizados, los parámetros estipulados se observan en la Tabla N° 18.

Tabla N° 18: Parámetros Mohr-Coulomb para la condición drenada del suelo compactado.

Método de confección	ϕ	c
	[°]	[Kg/cm ²]
Wet Tamping	35	0

Con los datos estipulados anteriormente y considerando una densidad de terreno de 21,6 Kn/m³, se realiza el análisis en condición drenada para el suelo compactado, los resultados se vislumbran a continuación:

6.5. Peralte cada 10 m, suelo compactado en condición drenada.

6.5.1. Altura del muro 40 m.

- **Situación peralte.**

Tabla N° 19: F.S. Levantamiento cada 10 m, altura del muro 40 m, situación peralte.

Método	FOS _{kv hacia arriba}	FOS _{kv hacia abajo}
Morgenstern-Price	1,256	1,330
Janbu	1,226	1,277
Bishop	1,262	1,334
Ordinario de las dovelas	1,245	1,311

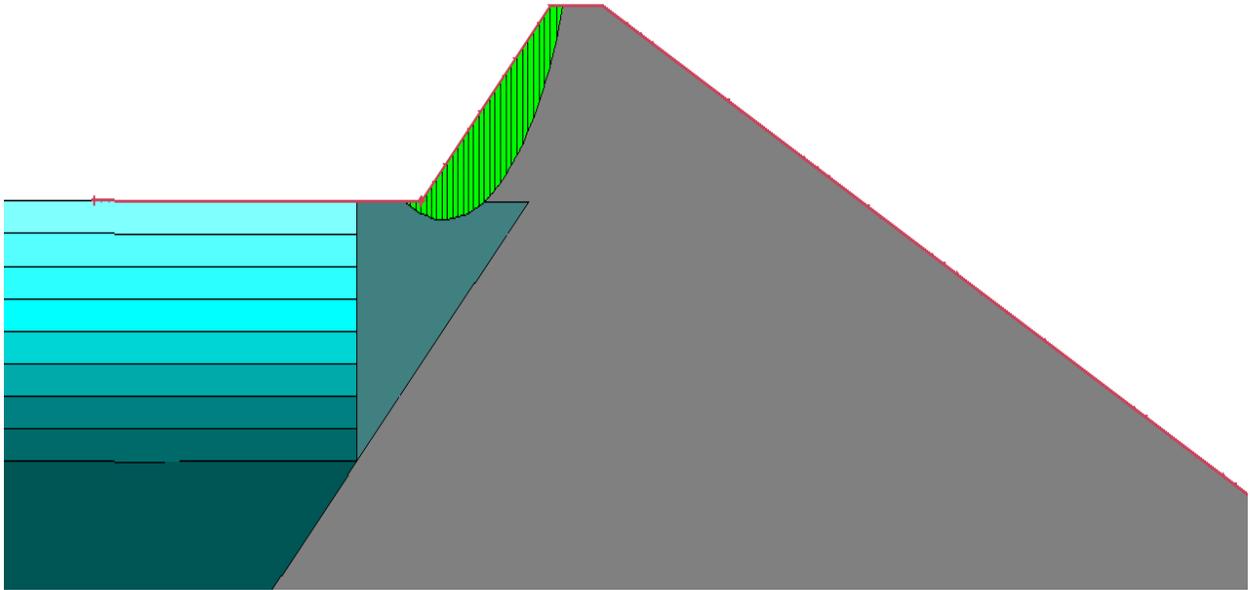


Figura N° 67: Superficie de falla mas critica, levantamiento cada 10 m, altura del muro 40 m, situacion peralte.

- Situación peralte y depositacion de lamas.

Tabla N° 20: F.S. peralte cada 10 m, altura del muro 40 m, situación peralte y depositacion de lamas.

Método	FOS kv hacia arriba	FOS kv hacia abajo
Morgenstern-Price	1,758	1,941
Janbu	1,763	1,990
Bishop	1,773	2,019
Ordinario de las dovelas	1,786	2,031

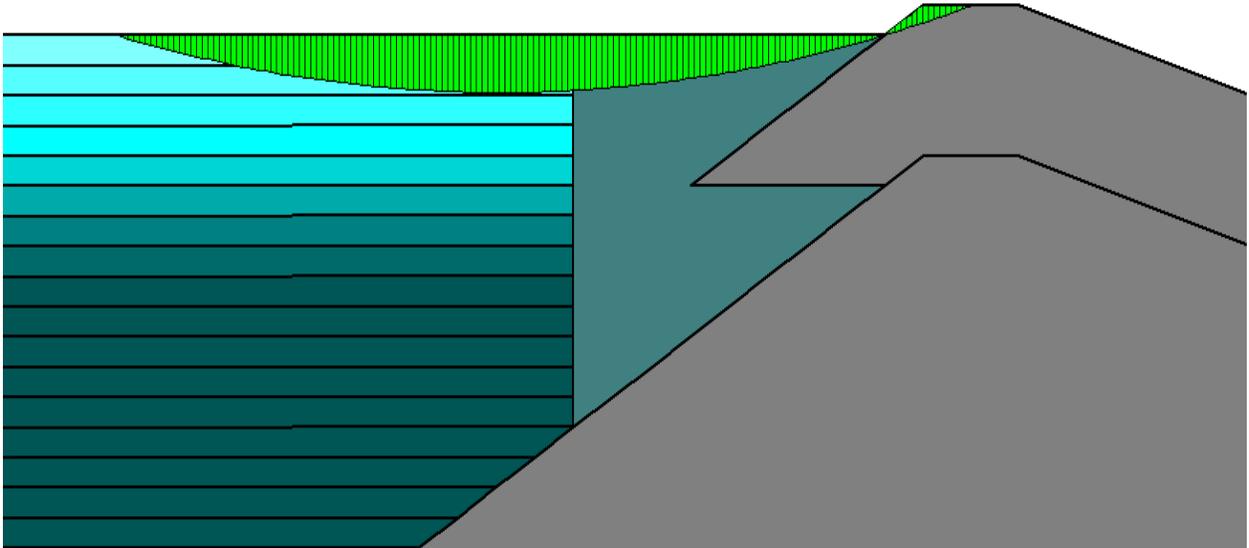


Figura N° 68: Superficie de falla mas critica, peralte cada 10 m, altura del muro 40 m, situacion peralte y deposicion de lamas.

6.5.2. Altura del muro 70 m.

- **Situación peralte.**

Tabla N° 21: F.S. peralte cada 10 m, altura del muro 70 m, situación peralte.

Método	FOS kv hacia arriba	FOS kv hacia abajo
Morgenstern-Price	1,261	1,361
Janbu	1,224	1,289
Bishop	1,290	1,364
Ordinario de las dovelas	1,244	1,306

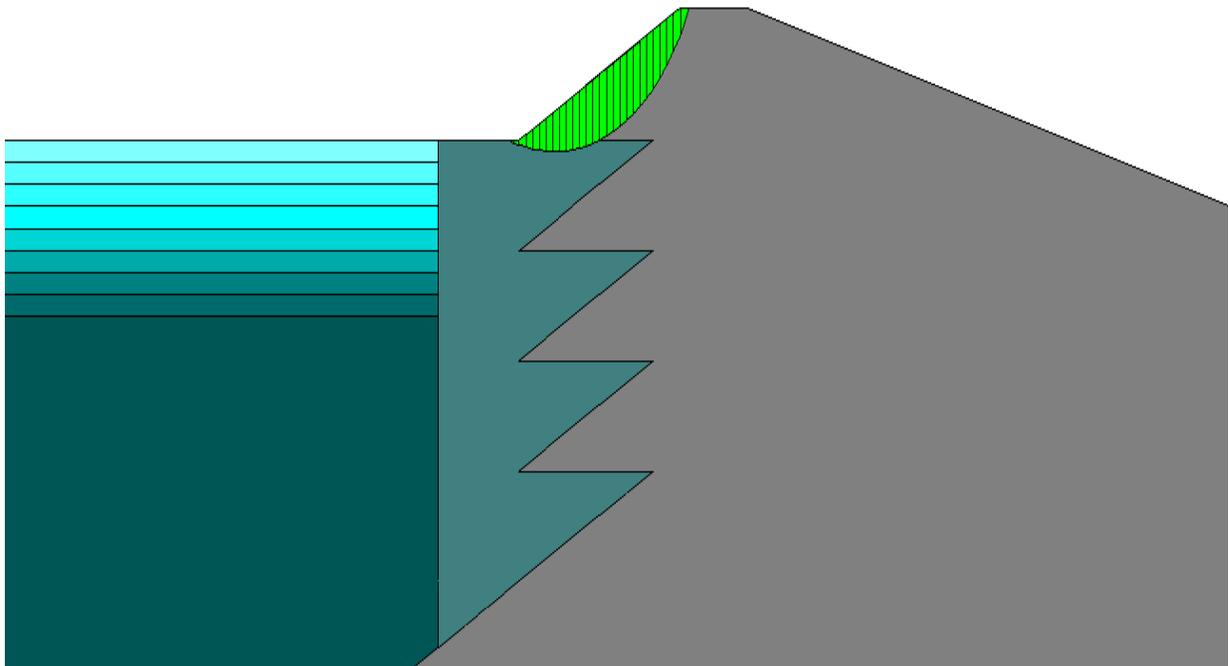


Figura N° 69: Superficie de falla mas critica, peralte cada 10 m, altura del muro 70 m, situacion peralte.

- Situación peralte y depositacion de lamas.

Tabla N° 22: F.S. peralte cada 10 m, altura del muro 70 m, situación peralte y depositacion de lamas.

Método	FOS kv hacia arriba	FOS kv hacia abajo
Morgenstern-Price	1,775	1,961
Janbu	1,779	1,980
Bishop	1,782	2,027
Ordinario de las dovelas	1,775	2,017

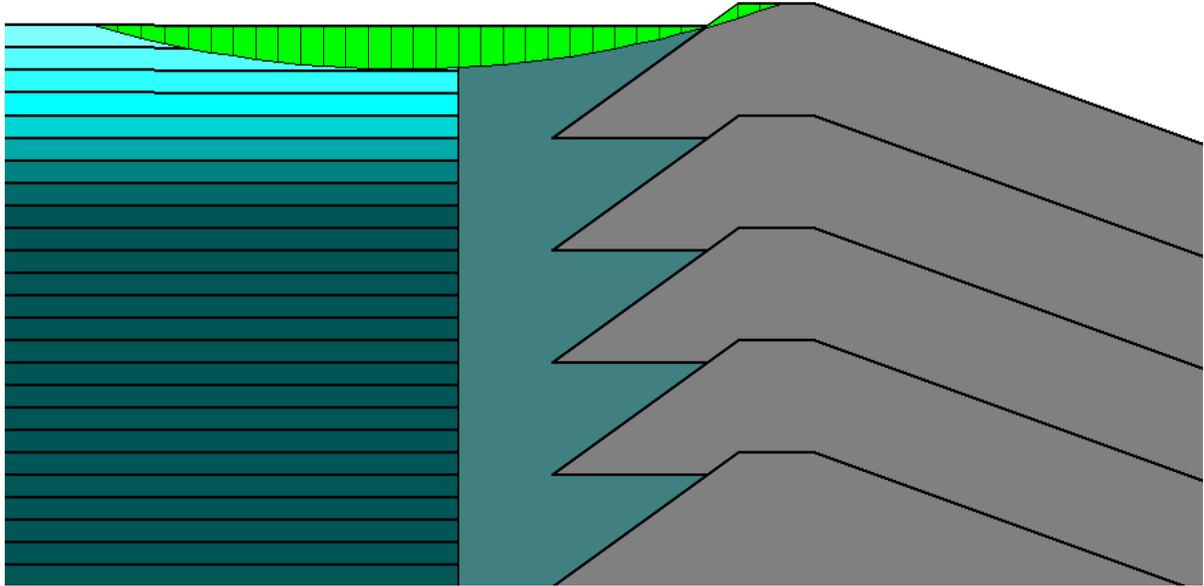


Figura N° 70: Superficie de falla mas critica, levantamiento cada 10 m, altura del muro 70 m, situacion peralte y deposicion de lamas.

6.6. Peralte cada 5 m, suelo compactado en condición drenada.

6.6.1. Altura del muro 35 m.

- Situación peralte.

Tabla N° 23: F.S. peralte cada 5 m, altura del muro 35 m, situación peralte.

Método	FOS _{kv hacia arriba}	FOS _{kv hacia abajo}
Morgenstern-Price	1,200	1,323
Janbu	1,214	1,281
Bishop	1,255	1,321
Ordinario de las dovelas	1,262	1,329

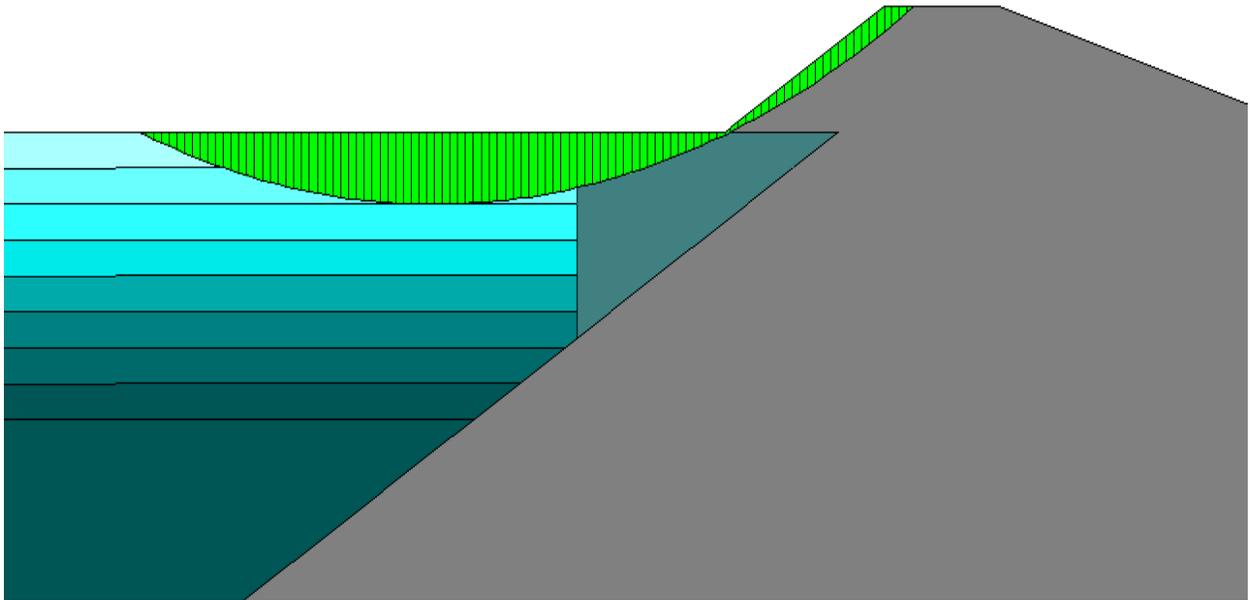


Figura N° 71: Superficie de falla mas critica, peralte cada 5 m, altura del muro 35 m, situacion peralte.

- **Situación peralte y depositacion de lamas.**

Tabla N° 24: F.S. peralte cada 5 m, altura del muro 35 m, situación peralte y depositacion de lamas.

Método	FOS kv hacia arriba	FOS kv hacia abajo
Morgenstern-Price	1,446	1,537
Janbu	1,438	1,568
Bishop	1,444	1,590
Ordinario de las dovelas	1,465	1,608

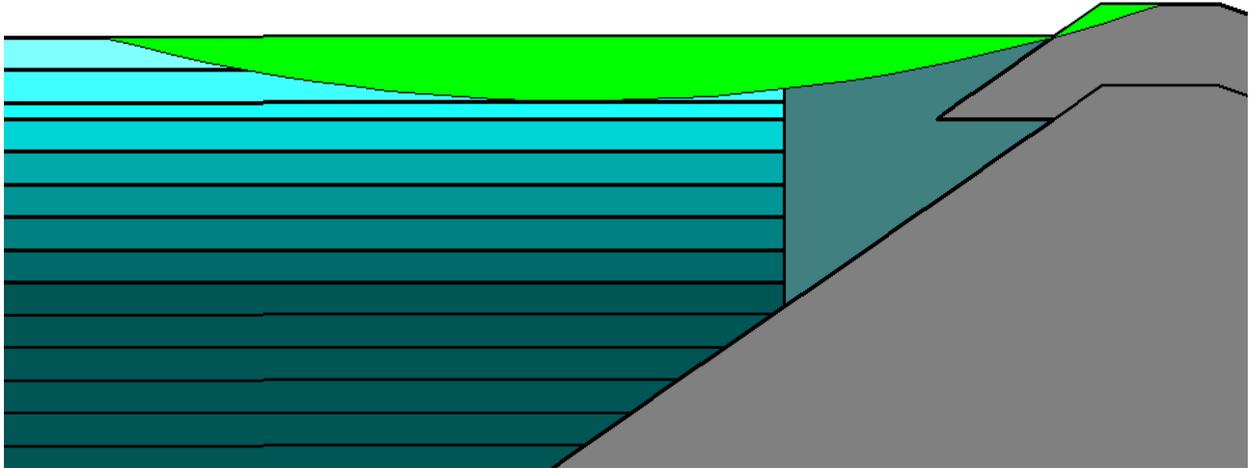


Figura N° 72: Superficie de falla mas critica, peralte cada 5 m, altura del muro 35 m, situacion peralte y deposicion de lamas.

6.6.2. Altura del muro 70 m.

- Situación peralte.

Tabla N° 25: F.S. peralte cada 5 m, altura del muro 70 m, situación peralte.

Método	FOS _{kv hacia arriba}	FOS _{kv hacia abajo}
Morgenstern-Price	1,271	1,406
Janbu	1,268	1,343
Bishop	1,293	1,372
Ordinario de las dovelas	1,321	1,381

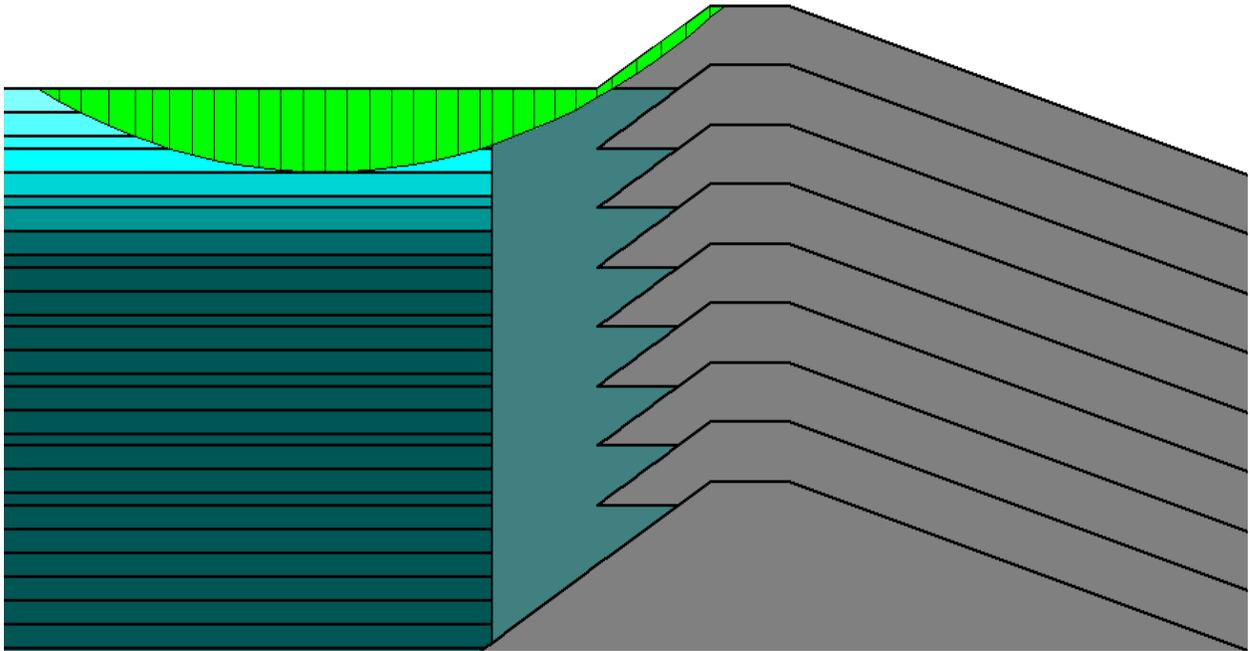


Figura N° 73: Superficie de falla mas critica, peralte cada 5 m, altura del muro 70 m , situacion peralte.

- Situación peralte y depositacion de lamas.

Tabla N° 26: F.S. peralte cada 5 m, altura del muro 70 m, situación peralte y depositacion de lamas.

Método	FOS kv hacia arriba	FOS kv hacia abajo
Morgenstern-Price	1,416	1,599
Janbu	1,443	1,584
Bishop	1,454	1,603
Ordinario de las dovelas	1,474	1,624

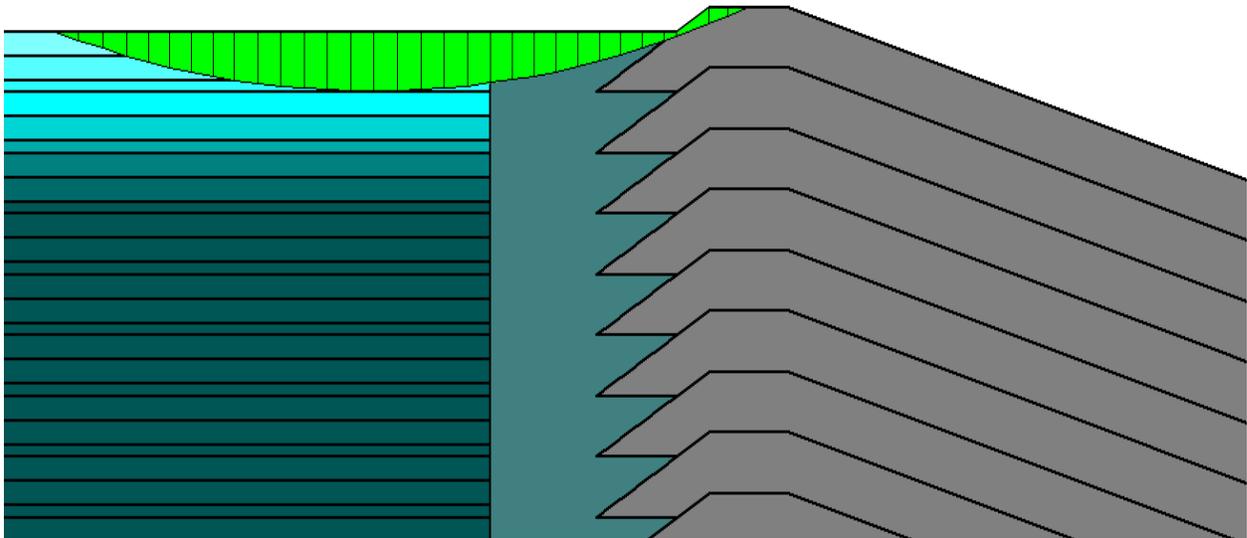


Figura N° 74: Superficie de falla mas critica, peralte cada 5 m, altura del muro 70 m, situacion peralte y depositacion de lamas.

A modo de resumen, se muestra la Tabla N° 27, donde se exponen tanto los factores de seguridad críticos como los volúmenes de lamas a compactar para el análisis drenado.

Tabla N° 27: Resumen de los factores de seguridad criticos y volumen de lamas a compactar para cada peralte.

Peralte	factor de seguridad	Distancia máxima a compactar	Volumen a compactar para altura 70 m
[m]	Mínimo	[m]	[m ³ /m]
10	1,200	32	1136
5	1,199	23	852

6.7. Consideraciones del método de eje central con respecto al de aguas abajo.

A continuación se exponen los volúmenes de arena cicloneada a utilizar en cada situación de análisis y el comparativo con respecto al método de aguas abajo.

Tabla N° 28: Cálculo de volúmenes de arenas cicloneadas a disponer en el muro.

Método	Volumen de arena cicloneada m ³ /m	
	Altura del muro 40 m.	Altura del muro 70 m.
Eje Central, Peralte cada 10 m	4.640	11.960
Eje Central, peralte cada 5 m	4.590	11.760
Aguas Abajo	5.200	15.400

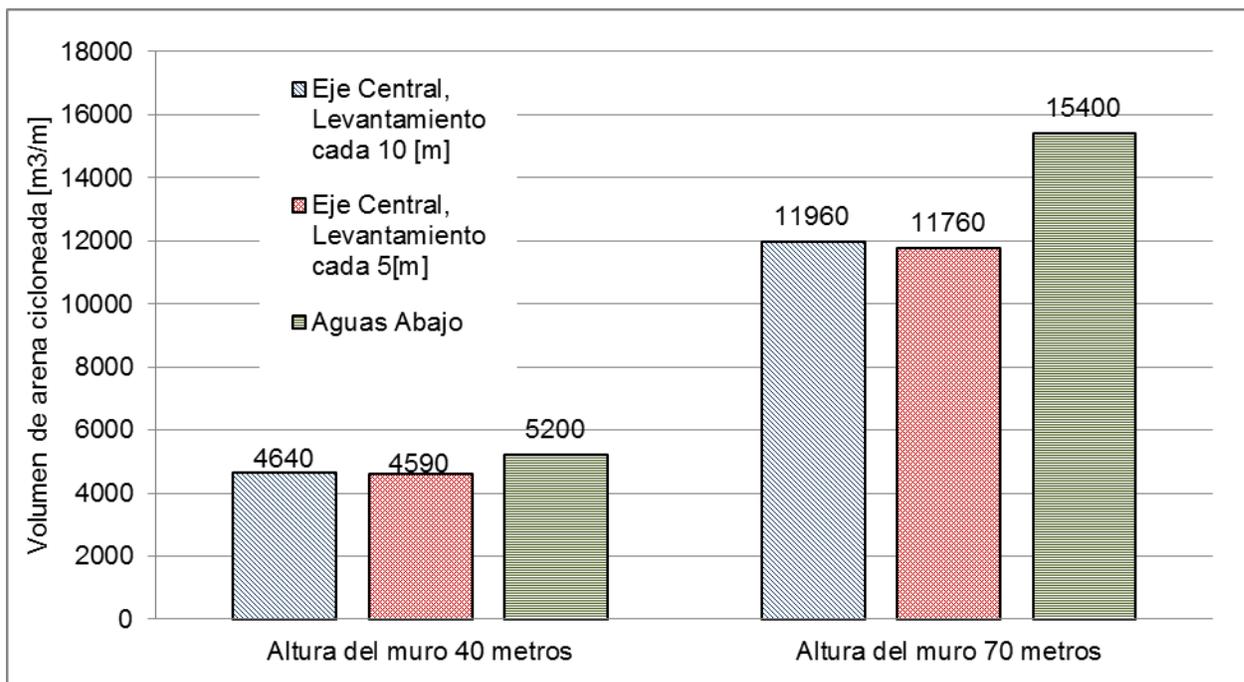


Figura N° 75: Comparativo entre los volúmenes de arena cicloneada en el muro.

7. CONCLUSIONES, COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones.

- Se ha realizado el análisis de estabilidad pseudo-estático de un muro de relaves típico construido con el método de crecimiento de eje central. Los resultados indican que localmente se produce falla de las zonas apoyadas sobre las lamas.
- Si se controla la laguna de aguas claras, evitando que se sature el sector adyacente al muro, resulta posible compactar dicho sector y apoyar sobre éste los prismas de crecimiento. En tal caso los análisis de estabilidad pseudo-estáticos indican un factor de seguridad mayor o igual a 1.2, haciendo totalmente viable este tipo de construcción de tranque de relaves.
- De acuerdo a los parámetros geotécnicos obtenidos para el relave integral, la compactación requerida para el apoyo estable de los prismas de crecimiento es de al menos el 95% del Próctor Estándar.
- Los análisis de estabilidad pseudo-estáticos indican que el factor de seguridad es mayor o igual a 1.2, si se compacta la zona de la cubeta al 95% del Próctor Estándar en una extensión mínima de 23 m.
- De acuerdo a los resultados de los análisis de estabilidad pseudo-estáticos, resulta recomendable el crecimiento en etapas de 5 m, pues la extensión de cubeta a compactar es menor (23 m).
- Si las coordenadas del pie del muro están fijas, se obtiene mayor altura de muro con crecimiento eje central, lo cual implica mayor capacidad de embalse.

7.2. Comentarios y Recomendaciones.

- Desarrollar ensayos triaxiales no drenados con un amplio rango de densidades, utilizando otros métodos de preparación de probetas que permitan estudiar la variabilidad de los parámetros resistentes.
- Debido a que la resistencia drenada es la representativa del relave integral compactado, es recomendable realizar ensayos triaxiales drenados para densidades cercanas al 95% del Próctor Estándar.
- Obtener propiedades geotécnicas de otros tranques de relaves, con el objeto de verificar que los resultados obtenidos son también válidos.

8. BIBLIOGRAFÍA

1. Bases Técnicas, Licitación N° GCAB-SGAS-DST-08/3535, "*Construcción Muros De Arena Y Mantenimiento De Instalaciones En Tranque Ovejería, Mantenimiento Electromecánico E Instrumentación En El Sistema De Transporte De Relaves*", Corporación Nacional Del Cobre De Chile, Gerencia Corporativa De Abastecimiento, Subgerencia De Abastecimiento Servicio, Noviembre 2008.
2. Bases Técnicas, Licitación N° GCAB-SGAS-DST-08/3535, "*Servicios De Mantenimiento De Canaleta, Cajones Y Rápidos Del Sistema De Transporte De Relaves Al Tranque Ovejería, División Andina*", Corporación Nacional Del Cobre De Chile, Gerencia Corporativa De Abastecimiento, Subgerencia De Abastecimiento Servicio, Noviembre 2008.
3. Bardet, J.P., Oka, F., Sugito, M., Yashima, A., 1995. "*The Great Hanshin Earthquake Disaster*". Preliminary Investigation Report. Dept. Of Civil Engineering. University Of Southern California, Los Angeles, CA.
4. Bishop, A.W. (1955). "*The Use Of The Slip Circle In The Stability Analysis Of Slopes*." *Geotechnique*, 5, 7-17.
5. Boulanger, R. W., And Idriss, I. M., (2006). "*Liquefaction Susceptibility Criteria For Silts And Clays*.", *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 132(11), 1413–1426.
6. Bray, J. D., Sancio, R. B., (2004), "*Liquefaction Susceptibility Of fine-Grained Soils*." Proc., 11th Int. Conf. On Soil Dynamics And Earthquake Engineering And 3rd Int Conf. On Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin Et Al., Eds., Stallion Press, Singapore, 655–662.
7. Braja, M.Das., "*Principles Of Soil Dynamics*", 1993.
8. Casagrande, A. 1936. "*Characteristics Of Cohesionless Soils Affecting The Stability Of Slopes And Earth Fills*". *Journal Boston Society Civil Engineers*, Vol. 23, No. 1, Pp. 13-32.

9. Casagrande, A., 1975. "*Liquefaction And Cyclic Deformation Of Sands—A Critical Review*". In: Proceedings Of The 5th Pan-American Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina.
10. Craig, R. F., "*Craig's Soil Mechanics*", 2004.
11. Castro, G. (1969). "*Liquefaction Of Sands*", Harvard Soil Mechanics Series, No.81, Pierce Hall.
12. Corral, G, (2008), "*Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica de arenas*". Tesis Para Optar Al Grado De Magíster En Ciencias De La Ingeniería Mención Ingeniería Geotécnica Y Memoria Para Optar Al Título De Ingeniero Civil, Facultad De Ciencias Físicas Y Matemáticas, Universidad De Chile.
13. Decreto Supremo N°248, "*Reglamento Para La Aprobación De Proyectos De Diseño, Construcción, Operación Y Cierre De Los Depósitos De Relave*", Ministerio De Minería, Santiago, Chile, Abril, 2007.
14. Fredlund, D.G., And Krahn, (1977). "*Comparison Of Slope Stability Methods Of Analysis*". Canadian Geotechnical Journal, pp. 429-439.
15. Hazen, A., "*Hydraulic Fill Dams*", Transactions, ASCE, Vol.83, 1920, pp.1713-1745.
16. Ishihara, K., Tatsuoka, F. And Yasua, S. (1975): "*Undrained Deformation And Liquefaction Of Sand Under Cyclic Stresses*," Soils And Foundations, Vol. 15, No. 1, Pp. 29-44.
17. Ishihara, K., (1985), "*Stability of natural deposits during earthquake*", XI International Conference on soil mechanics and foundation engineering, vol.2, pp. 321-376.
18. Ishihara, K., (1993), "*Liquefaction And Flow Failure During Earthquakes*". 33rd Rankine Lecture. Geotechnique, Vol.43, No. 3, Pp. 351-415.
19. Kramer, S. L., "*Geotechnical Earthquake Engineering*", 1996.

20. Lade, P.V. And Yamamuro, J.A. (1997). "*Effects Of Nonplastic Fines On Static Liquefaction Of Sands*", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, Pp. 918-928.
21. Lade, P. V. And Ibsen, L. B. (1997). "*A Study Of The Phase Tranformation And The Characteristic Lines Of Sand Behaviour*". Proc. International Symposium On Deformation And Progressive Failure In Geomechanics, Nagoya, Japan, 353-359.
22. Liao, S., and Whitman, R. V.,(1986), "*Overburden correction factors for SPT in sand*", J. Geotech. Engrg., ASCE, 112(3), pp. 373-377.
23. Marcuson, W. F., (1981), "*Moderator's Report For Session On Earth Dams And Stability Of Slopes Under Dynamics Loads*", Proceedings, International Conference On Recent Advances In Geotechnical Earthquake Engineering And Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 3, P. 1975.
24. Maureira, S., (2012), "*Respuesta cíclica de arenas de relaves en un amplio rango de presiones*". Tesis Para Optar Al Grado De Magíster En Ciencias De La Ingeniería Mención Ingeniería Geotécnica Y Memoria Para Optar Al Título De Ingeniero Civil, Facultad De Ciencias Físicas Y Matemáticas, Universidad De Chile.
25. "*Report From The 1996 NCEER And 1998 NCEER/NSF Workshop On Evaluation Of Liquefaction Resistance Of Soils*", ASCE, Journal Of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, October, Pp 817-833.
26. Roscoe, K. H, 1958, "*On The Yielding Of Soils*", Geotechnique, Vol. 8, No. 1, Pp. 22-53.
27. Olsen, R. S., (1997), "*Cyclic liquefaction based on the cone penetration test*", Prox., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Nat. Ctr. For Earthquake Engrg, Res., State Univ. of New York at Buffalo, pp.225-276.
28. Osorio, B(2009). "*Resistencia Estatica Y Cíclica De Relaves Integrales*". Memoria Para Optar Al Título De Ingeniero Civil. Universidad De Chile, Facultad De Ciencias Físicas Y Matemáticas.

29. Peters, G (1999). "*Resistencia Estática Y Cíclica De Arenas De Relave*". *Memoria Para Optar Al Título De Ingeniero Civil*. Universidad De Chile, Facultad De Ciencias Físicas Y Matemáticas.
30. Poulos, S. J.,1971. "*The Steady State Of Deformation*", Journal Of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT5, May, Pp. 553-562.
31. Poulos, S., Castro, G. & France, J. 1985. "*Liquefaction Evaluation Procedure*". *J. Of Geot. Eng.*, ASCE. Vol. 111, No. 6
32. Robertson, P. K., and Wride, C. E.,(1998), "*Evaluation cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*", Canadian Geotech. J., Ottawa, 35(3), pp. 442-459.
33. Santos, E. (2011). "*Comportamiento Monótono Y Cíclico No Drenado De Arenas De Relaves Integrales*". Tesis Para Optar Al Grado De Magíster En Ciencias De La Ingeniería Mención Ingeniería Geotécnica Y Memoria Para Optar Al Título De Ingeniero Civil, Facultad De Ciencias Físicas Y Matemáticas, Universidad De Chile.
34. Saragoni, R., (1993). "*Análisis Del Riesgo Sísmico Para La Reconstrucción Del Puerto De Valparaíso*" 6º Jornadas Chilenas De Sismología E Ingeniería Sísmica, Vol. II, Santiago, Chile.
35. Seed, H. B., And Lee, K.L., "*Liquefaction Of Saturated Sand During Cyclic Loading*", Journal Of The Soil Mechanics And Foundation Division, ASCE, Vol.92,, No. SM6, 1966, Pp.105-134.
36. Seed, H.B. And Idriss, I.M.,1971, "*Simplified Procedure For Evaluating Soil Liquefaction Potential*," Journal Of The Soil Mechanics And Foundations Division, ASCE, Vol . 97, No .SM9 , P. 1249-1273.
37. Seed,H.B. And Idriss, I.M., 1982, "*Ground Motions And Soil Liquefaction During Earthquakes*,"Earthquake Engineering Research Institute Monograph.
38. Seed, H. B., Tokimatsu, K. Harder, L.F., And Chung, R. M.(1985). "*The Influence Of SPT Procedures In Soil Liquefaction Resistance Evaluations*", *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 111(12), 1425-1445.

39. Seed, R.B., Dickenson, S.E., Riemer, M.F., Bray, J.D., Sitar, N., Mitchell, J.K., Idriss, I.M., Kayen, R.E., Kropp, A., Hander Jr., L.F., Power, M.S., 1990. "*Preliminary Report On The Principal Geotechnical Aspects Of The October 17, 1989, Loma Prieta Earthquake*". Report No. UCB/EERC-90/05. Earthquake Engineering Research Center. University Of California, Berkeley, CA.
40. Skempton, A. W., (1986), "*Standard Penetration Test Procedures And The Effects In Sands Of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging And Overconsolidation*", *Geotechnique*, V. 36:3, P. 425-447.
41. Sladen, J.A. (1985). "*Problems With Interpretation Of Sand State From Cone Penetration Test*", *Geotechnique*, Vol. 39, No. 2, Pp.323-332.
42. Tanaka, Y. (2000). "*The 1995 Great Hanshin Earthquake And Liquefaction Damages At Reclaimed Lands In Kobe Port*", *Int.J.Offshore Polar Eng.* 10, 64-72.
43. Terzaghi, K. (1950). "*Mechanism Of Landslides*", *Engineering Geology Volume*, Geological Society Of America.
44. Vaid And Chern, 1985. "*Cyclic And Monotonic Undrained Response Of Saturated Sands*", In V. Khosla Ed., *Advances In The Art Of Testing Soils Under Cyclic Mobility Conditions*, ASCE, New York, Pp. 120-147.
45. Verdugo, R. (1992): "*Characterization Of Sandy Soil Behavior Under Large Deformation*," Ph.D. Thesis, University Of Tokyo.
46. Verdugo, R. & Ishihara, K. 1996. "*The Steady State Of Sandy Soils*", *Soils And Foundations*. Vol. 36, No.2, Pp. 81-91.
47. Whitman, R. V, "*Use of computers for slope stability analysis*", *Journal of the soil mechanics and foundation division*, vol. 93, sm, 4 julio, 1967.
48. Wright, S.G., Kulhawy, F.H. And Duncan, J.M. (1973), "*Accuracy Of Equilibrium Slope Stability Analysis*", ASCE, JSMFD, Vo. 99, No. SM10, Pp 783-791.
49. Yoshimine, M. and Ishihara, K. (1998), "*Flow potential of sand during liquefaction*", *Soils and Foundations*, 38, 3, pp.189-198.

50. Yoshimine, M., Robertson, P. K., Wride, C. E., (1999), "*Undrained Shear Strength Of Clean Sands To Trigger Flow Liquefaction*". Can. Geotech. J.36, 891-906.

1. ANEXO

1.1. Resultados caracterización geotécnica.

1.1.1. Granulometría y análisis hidrométrico.

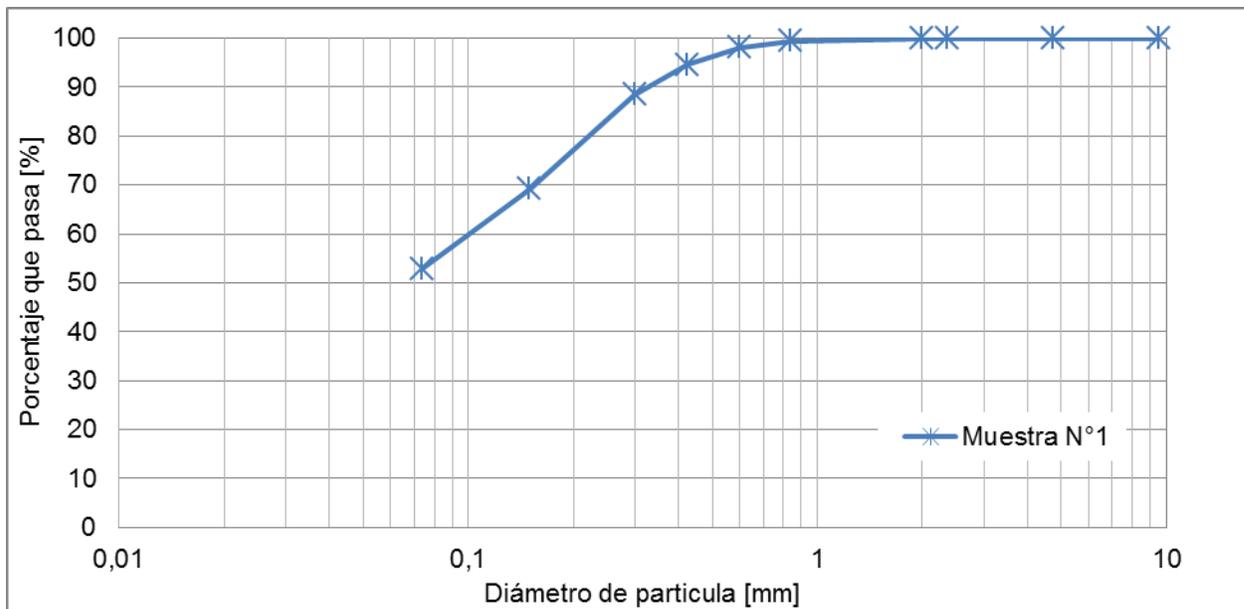


Figura N° 76: Análisis granulométrico, muestra N°1.

Tabla N° 29: Datos análisis granulométrico, muestra N°1.

Tamiz	Diámetro	Pesos	[%]	[%]
N°	[mm]	[gms]	Retenido	Que pasa
3"	75	0	0	100
2 1/2"	63	0	0	100
2"	50	0	0	100
1 1/2"	37,5	0	0	100
1"	25	0	0	100
3/4"	19	0	0	100
1/2"	12,5	0	0	100
3/8"	9,5	0	0	100
4	4,75	0	0	100
8	2,36	0	0	100
10	2	0,01	0,002	99,9
20	0,84	2,8	0,6	99,4
30	0,6	6,7	1,3	98,1
40	0,425	17,8	3,6	94,5
50	0,3	30,3	6,1	88,5
100	0,15	96,5	19,3	69,2
200	0,074	81,1	16,2	53,0

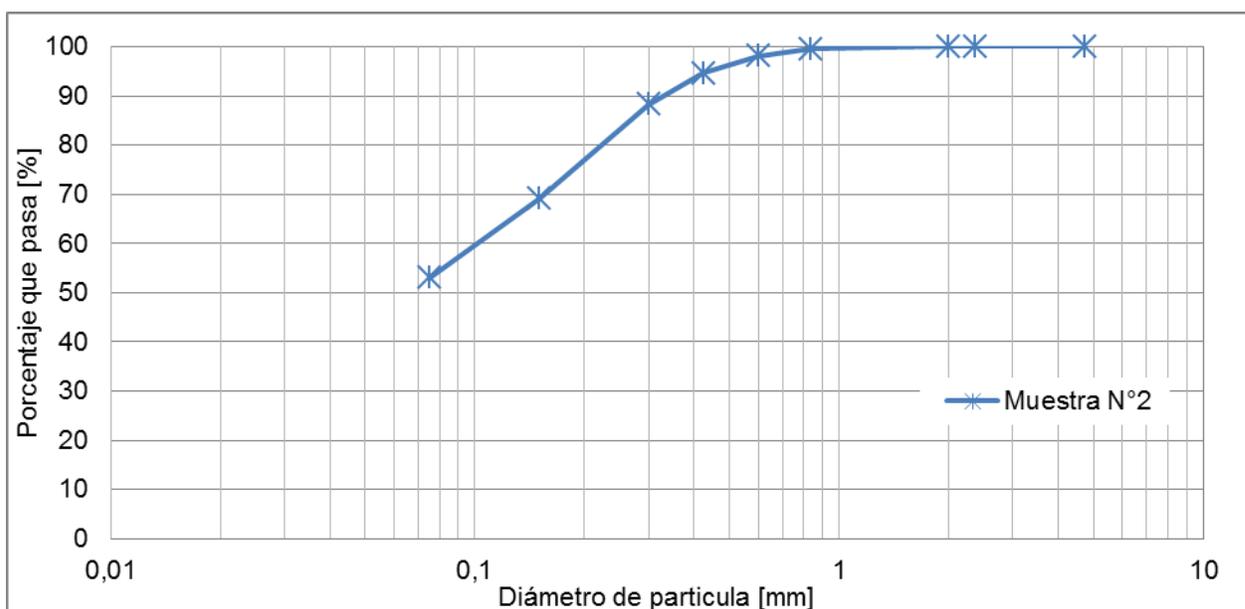


Figura N° 77: Análisis granulométrico, muestra N°2.

Tabla N° 30: Datos análisis granulométrico, muestra N°2.

Tamiz	Diámetro	Pesos	[%]	[%]
N°	[mm]	[gms]	Retenido	Que pasa
3"	75	0	0	100
2 1/2"	63	0	0	100
2"	50	0	0	100
1 1/2"	37,5	0	0	100
1"	25	0	0	100
3/4"	19	0	0	100
1/2"	12,5	0	0	100
3/8"	9,5	0	0	100
4	4,75	0	0	100

Continuación Tabla N°30: Datos granulométrico, muestra N°2.

8	2,36	0	0	100
10	2	0	0	100
20	0,84	2,5	0,5	99,5
30	0,6	6,9	1,4	98,1
40	0,425	17,9	3,6	94,5
50	0,3	31,5	6,3	88,2
100	0,15	95,9	19,2	69,1
200	0,075	80,1	16,0	53,0

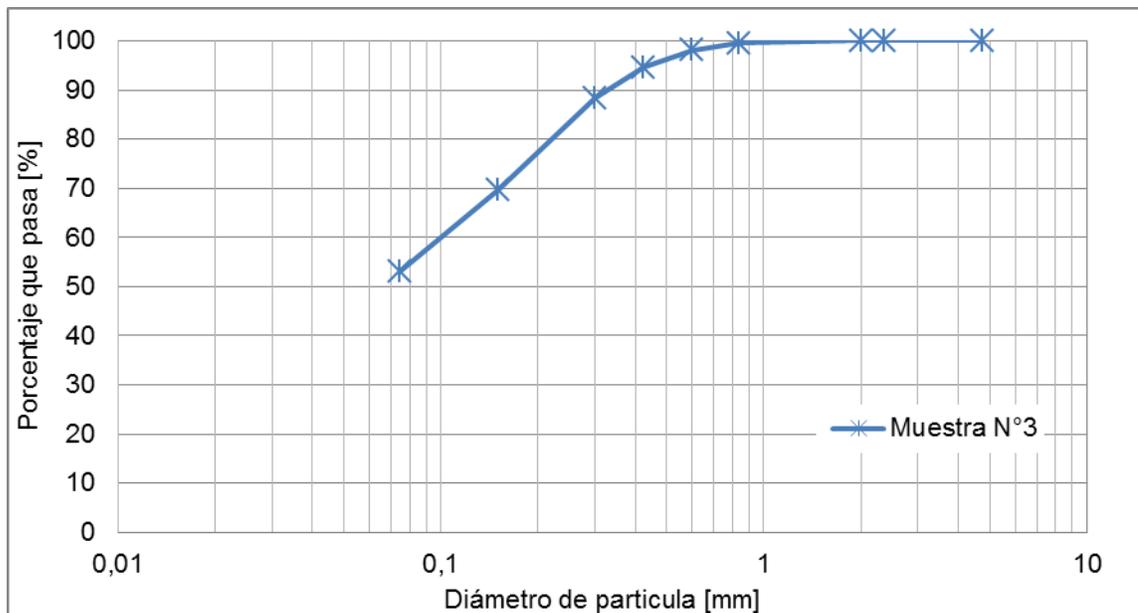


Figura N° 78: Análisis granulométrico, muestra N°3.

Tabla N° 31: Datos análisis granulométrico, muestra N°3.

Tamiz	Diámetro	Pesos	[%]	[%]
N°	[mm]	[gms]	Retenido	Que pasa
3"	75	0	0	100
2 1/2"	63	0	0	100
2"	50	0	0	100
1 1/2"	37,5	0	0	100
1"	25	0	0	100
3/4"	19	0	0	100
1/2"	12,5	0	0	100
3/8"	9,5	0	0	100
4	4,75	0	0	100
8	2,36	0	0	100
10	2	0	0	100
20	0,84	2,6	0,5	99,5
30	0,6	6,6	1,3	98,1
40	0,425	17,5	3,5	94,6
50	0,3	31,3	6,3	88,4
100	0,15	93,6	18,7	69,6
200	0,075	82,5	16,5	53,1

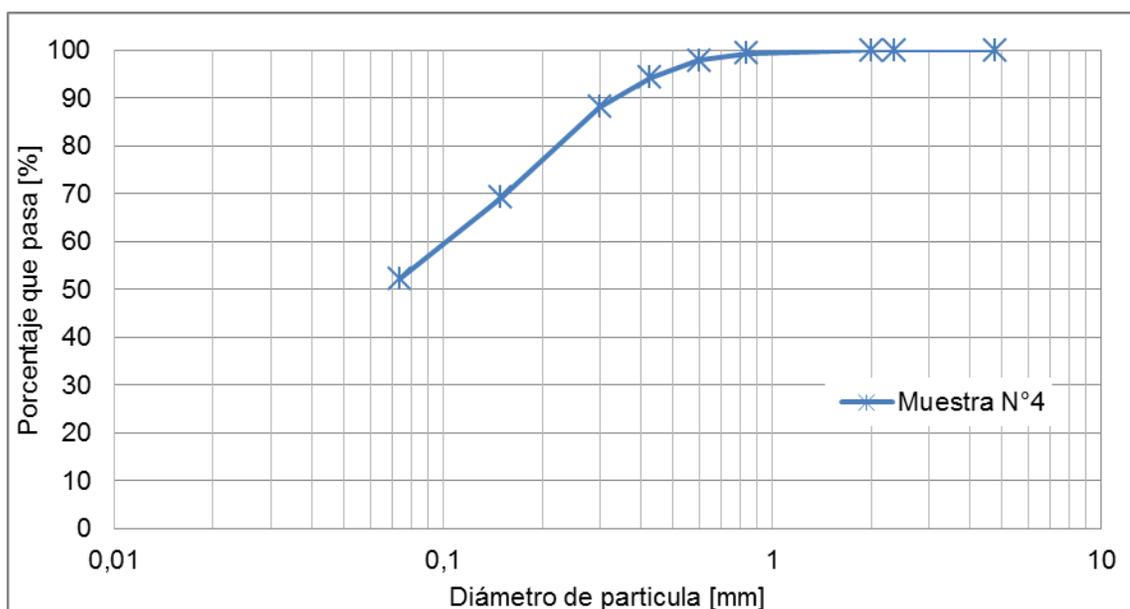


Figura N° 79: Análisis granulométrico, muestra N°4.

Tabla N° 32: Datos análisis granulométrico, muestra N°4.

Tamiz	Diámetro	Pesos	[%]	[%]
N°	[mm]	[gms]	Retenido	Que pasa
3"	75	0	0	100
2 1/2"	63	0	0	100
2"	50	0	0	100
1 1/2"	37,5	0	0	100
1"	25	0	0	100
3/4"	19	0	0	100
1/2"	12,5	0	0	100
3/8"	9,5	0	0	100
4	4,75	0	0	100

Continuación Tabla N°33: Datos análisis granulométrico, muestra N°4.

8	2,36	0	0	100
10	2	0	0	100
20	0,84	2,8	0,6	99,4
30	0,6	7,3	1,5	98,0
40	0,425	18,1	3,6	94,4
50	0,3	30,7	6,1	88,2
100	0,15	94,7	19,0	69,3
200	0,074	84,5	16,9	52,3

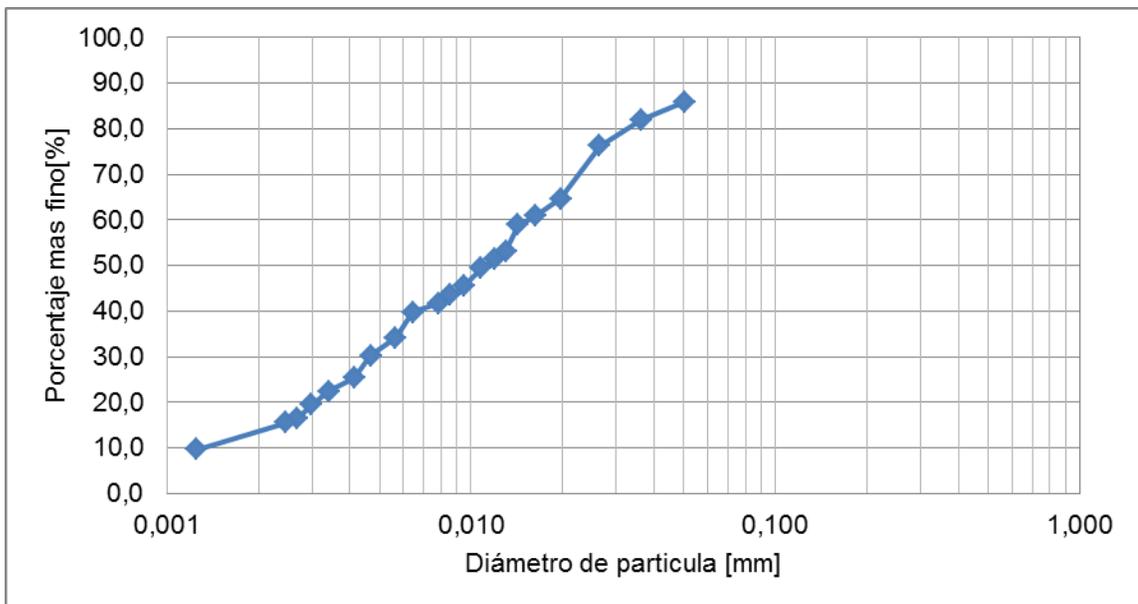


Figura N° 80: Analisis hidrométrico.

Tabla N° 33: Datos análisis hidrométrico.

Tiempo [min]	Lectura Hidrómetro	Temperatura [°C]	Corregida por menisco	Diámetro [mm]	[%] más fino
0,5	54	20,1	55	0,050	85,9
1	52	20,2	53	0,036	82,0
2	49	20,5	50	0,026	76,3
4	43	20,9	44	0,020	64,7
6	41	21,2	42	0,016	60,9
8	40	21,2	41	0,014	59,0
10	37	21,3	38	0,013	53,2
12	36	21,5	37	0,012	51,3
15	35	21,6	36	0,011	49,4
20	33	21,7	34	0,009	45,5
25	32	21,7	33	0,009	43,6
30	31	21,8	32	0,008	41,6
45	30	22	31	0,006	39,8
60	27	22,5	28	0,006	34,1
90	25	23	26	0,005	30,2
120	22,5	23,4	23,5	0,004	25,4
180	21	23,8	22	0,003	22,4
240	19,5	23,9	20,5	0,003	19,5
300	18	23,8	19	0,003	16,6
360	17,5	23,6	18,5	0,002	15,6

Continuación Tabla N° 34: Datos análisis hidrométrico.

1440	14,5	22,3	15,5	0,001	9,7
------	------	------	------	-------	-----

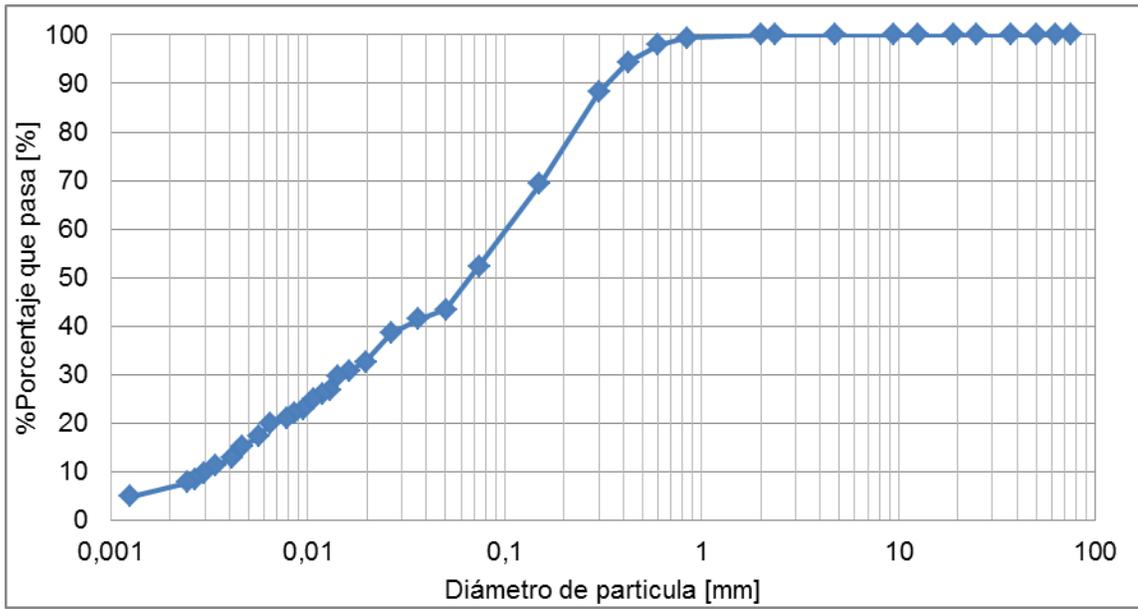


Figura N° 81: Analisis granulométrico e hidrométrico.

1.1.2. Límites de Atterberg.

1.1.2.1. Límite líquido bajo malla #40.

Tabla N° 35: Límite líquido de la muestra N°1.

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO				
N° Puntos	1	2	3	4
N° Cápsula:	20,00	8,00	67,00	42,00
N° Golpes, N:	18,00	22,00	27,00	30,00
Peso suelo húmedo + Cápsula [gm]	28,0	34,7	30,6	24,7
Peso suelo seco + Cápsula [gm]:	25,6	31,2	27,8	22,7
Peso Cápsula [gm]:	12,0	11,7	11,4	11,6
peso suelo seco [gm]:	13,5	19,5	16,4	11,1
Peso agua [gm]:	2,5	3,5	2,9	1,9
Contenido de humedad, w [%]:	18,2	17,9	17,5	17,4
Límite Líquido, L.L.:	17,7			

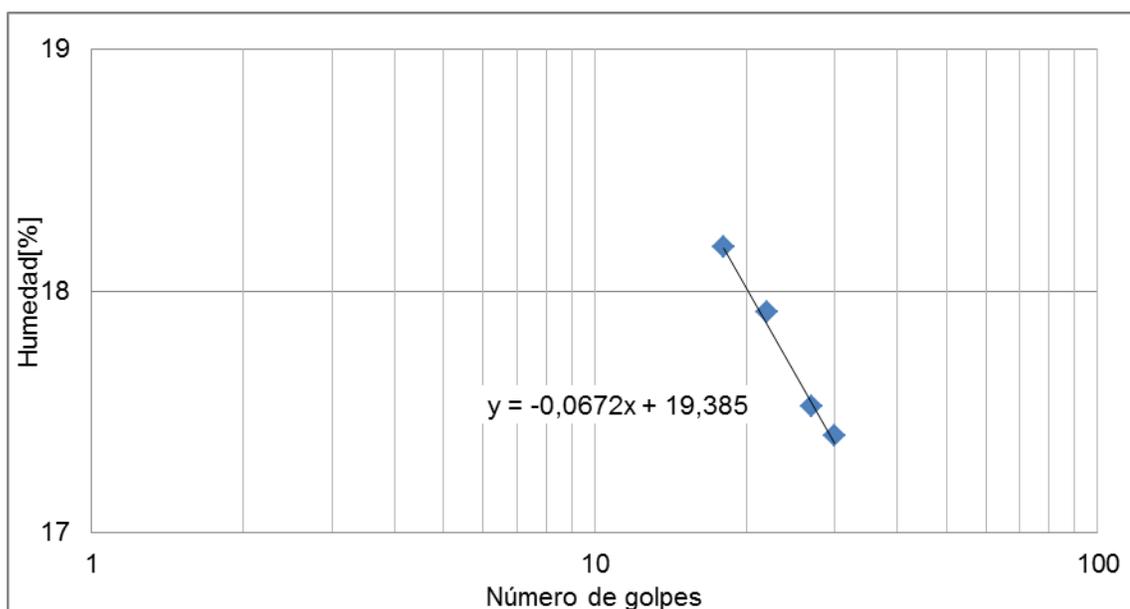


Figura N° 82: Límite líquido de la muestra N°1.

Tabla N° 36: Limite líquido de la muestra N°2.

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO				
Nº Puntos	1	2	3	4
Nº Cápsula:	25	82	51	89
Nº Golpes, N:	11	22	24	28
Peso suelo húmedo + Cápsula [g]:	28,2	25,2	34,2	24,4
Peso suelo seco + Cápsula [g]:	25,3	23,1	30,7	22,5
Peso Cápsula [g]:	11,5	12,1	11,5	11,5
peso suelo seco [g]:	13,8	11,0	19,2	11,1
Peso agua [g]:	2,9	2,0	3,4	1,9
Contenido de humedad, w [%]:	21,0	18,3	17,8	17,4
Límite Líquido, L.L.:	17,8			

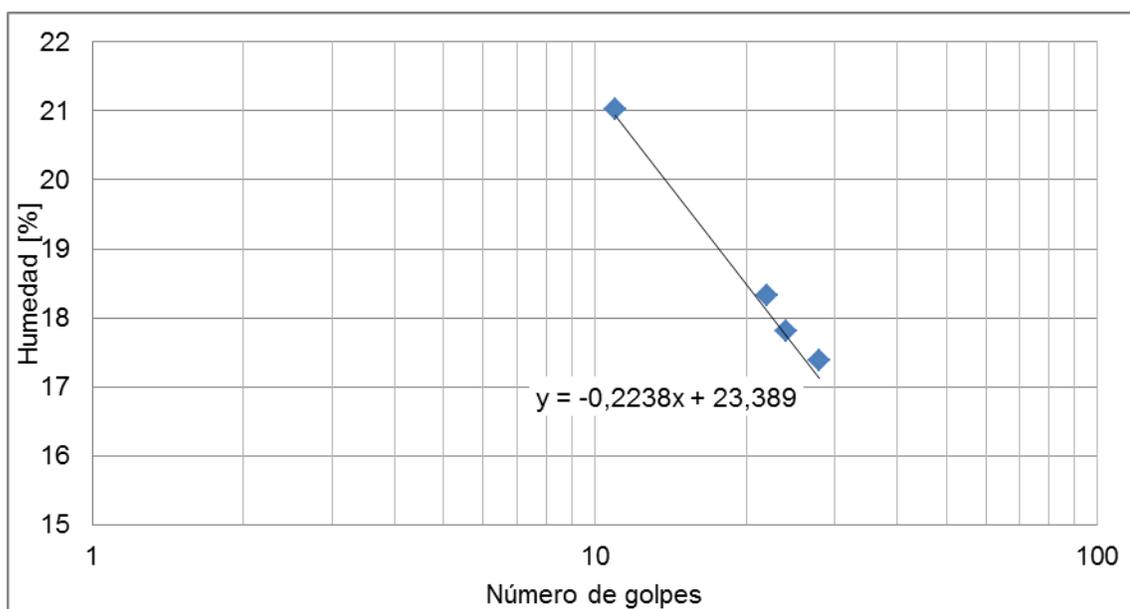


Figura N° 83: Limite liquido de la muestra N°2.

Tabla N° 37: Limite líquido de la muestra N°3.

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO				
Nº Puntos	1	2	4	5
Nº Cápsula:	16	87	14	1
Nº Golpes, N:	13	18	27	34
Peso suelo húmedo + Cápsula [g]:	25,4	31,2	22,6	25,3
Peso suelo seco + Cápsula [g]:	23,3	28,3	20,9	23,5
Peso Cápsula [g]:	12,2	11,9	11,0	11,8
peso suelo seco [g]:	11,1	16,3	10,0	11,7
Peso agua [g]:	2,1	2,9	1,7	1,9
Contenido de humedad, w [%]:	18,8	18,0	16,5	15,9
Límite Líquido, L.L.:	17,0			

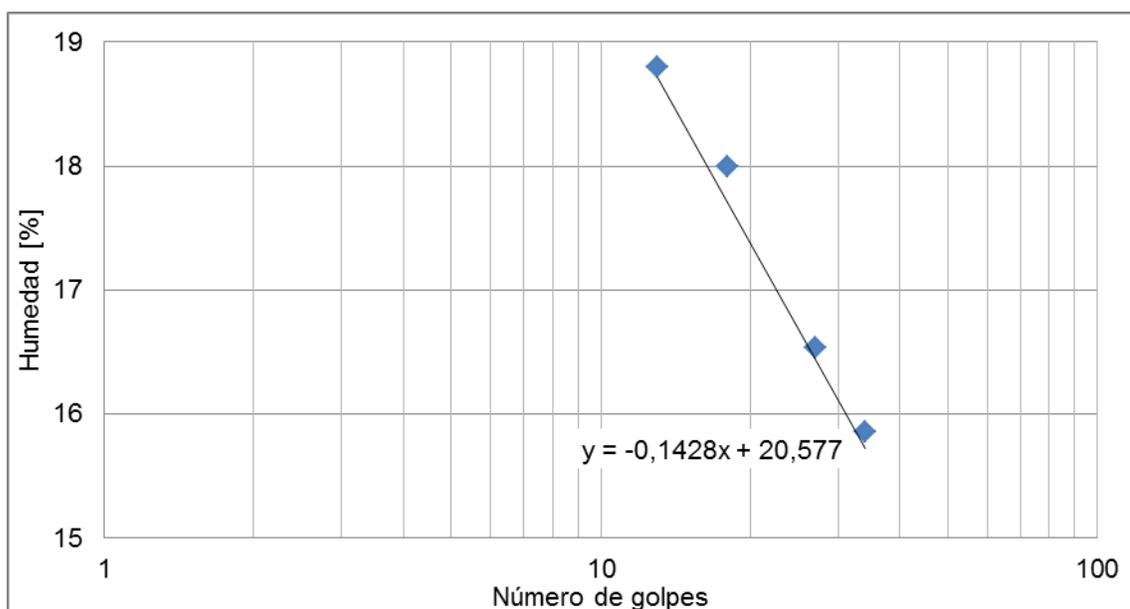


Figura N° 84: Limite líquido de la muestra N°3.

Tabla N° 38: Limite líquido de la muestra N°4.

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO					
Nº Puntos	1	2	3	4	5
Nº Cápsula:	86	27	17	47	7
Nº Golpes, N:	15	19	24	30	28
Peso suelo húmedo + Cápsula [g]:	26,0	29,3	26,3	24,1	26,4
Peso suelo seco + Cápsula [g]:	23,8	26,6	24,2	22,3	24,3
Peso Cápsula [g]:	11,6	11,9	12,0	11,7	11,6
peso suelo seco [g]:	12,2	14,7	12,2	10,6	12,6
Peso agua [g]:	2,3	2,6	2,1	1,8	2,1
Contenido de humedad, w [%]:	18,4	17,8	17,3	16,9	16,9
Límite Líquido, L.L.:	17,3				

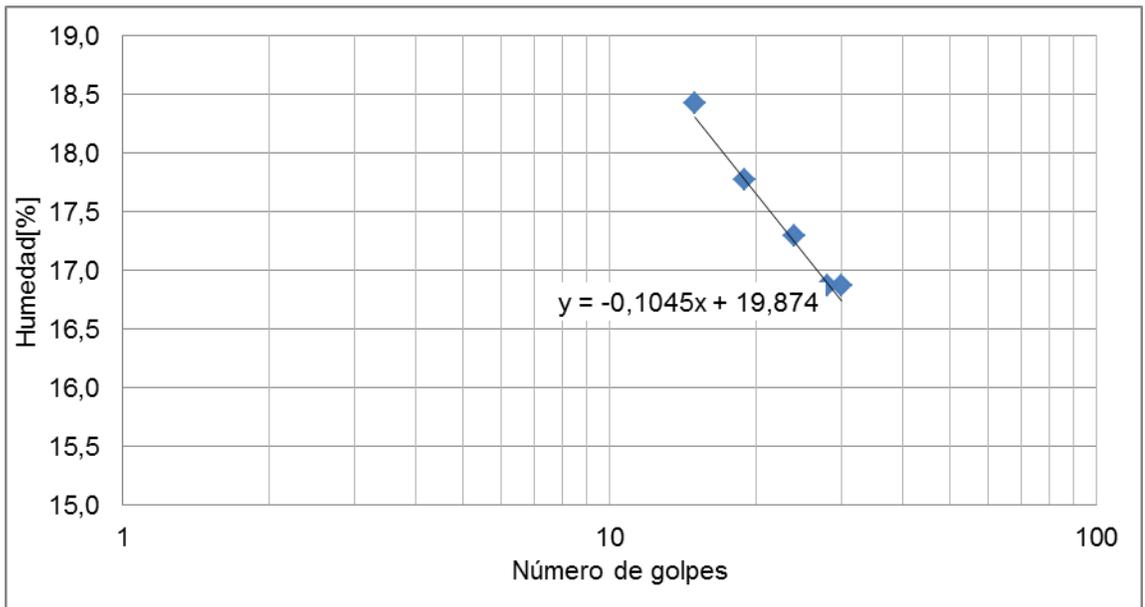


Figura N° 85: Límite líquido de la muestra N°4.

1.1.2.2. Límite líquido bajo malla #200.

Tabla N° 39: Límite líquido bajo malla #200.

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO					
N° Puntos	1	2	3	4	5
N° Cápsula:	53	22	48	52	21
N° Golpes, N:	15	18	22	25	32
Peso suelo húmedo + Cápsula [g]:	31,0	30,1	32,3	27,4	39,2
Peso suelo seco + Cápsula [g]:	26,4	26,0	27,6	23,9	33,0
Peso Cápsula [g]:	11,3	12,3	11,5	11,5	10,5
peso suelo seco [g]:	15,1	13,7	16,1	12,4	22,5
Peso agua [g]:	4,6	4,1	4,7	3,5	6,2
Contenido de humedad, w [%]:	30,4	30,1	29,3	28,3	27,6
Límite Líquido, L.L.:	28,7				

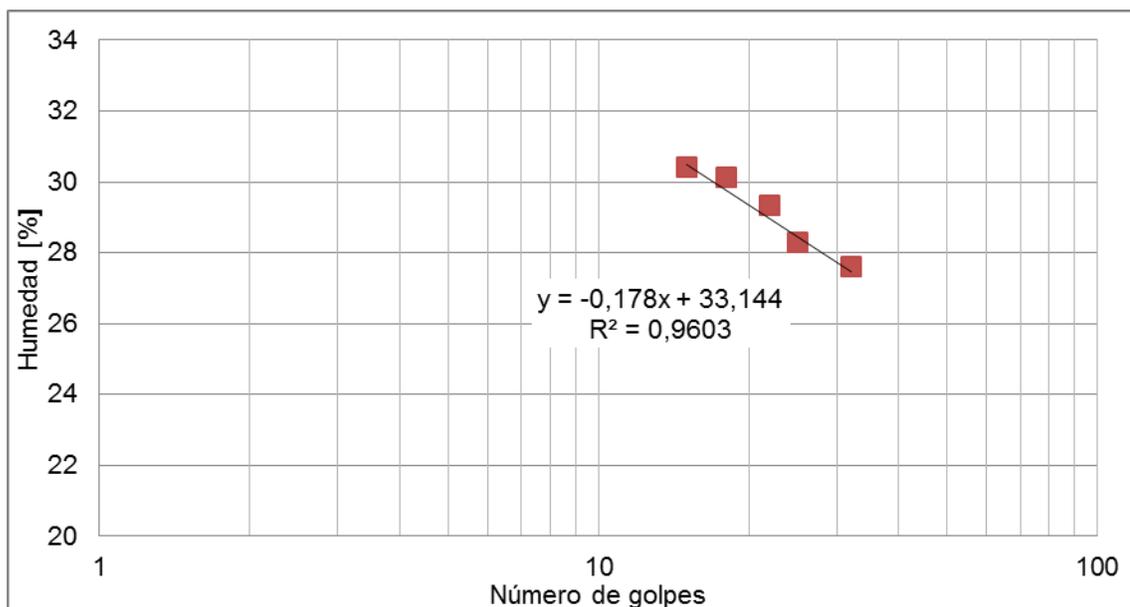


Figura N° 86: Determinación gráfica del Límite Líquido, bajo malla #200.

1.1.2.3. Limite Plástico bajo malla #40.

Tabla N° 40: Límite Plástico de la muestra N°1.

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO		
Nº Puntos	1	2
Nº Cápsula	134	18
Peso suelo húmedo + Cápsula [g]:	13,68	12,89
Peso suelo seco + Cápsula [g]	13,50	12,75
Peso Cápsula [g]:	12,02	11,42
peso suelo seco [g]:	1,48	1,33
Peso agua [g]:	0,18	0,14

Continuación Tabla N° 41: Límite Plástico de la muestra N°1.

Contenido de humedad, w%:	12,16	10,53
Límite Plástico, L.P.:	11,34	

Tabla N° 42: Límite Plástico de la muestra N°2.

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO		
Nº Puntos	1	2
Nº Cápsula	26	6
Peso suelo húmedo + Cápsula [g]:	13,18	13,12
Peso suelo seco + Cápsula [g]	13,08	12,98
Peso Cápsula [g]:	12,41	11,96
peso suelo seco [g]:	0,67	1,02
Peso agua [g]:	0,10	0,14
Contenido de humedad, w%:	14,93	13,73
Límite Plástico, L.P.:	14,33	

Tabla N° 43: Límite Plástico de la muestra N°3.

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO		
Nº Puntos	1	2
Nº Cápsula	36	2
Peso suelo húmedo + Cápsula [g]:	12,56	14,10
Peso suelo seco + Cápsula [g]	12,34	13,90
Peso Cápsula [g]:	10,52	12,37
peso suelo seco [g]:	1,82	1,53
Peso agua [g]:	0,22	0,20
Contenido de humedad, w%:	12,09	13,07
Límite Plástico, L.P.:	12,58	

1.1.2.4. Limite Plástico bajo malla #200.

Tabla N° 44: Límite Plástico bajo malla #200.

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO		
Nº Puntos	1	2
Nº Cápsula	95	16
Peso suelo húmedo + Cápsula [g]:	22,77	21,63
Peso suelo seco + Cápsula [g]	20,99	20,06
Peso Cápsula [g]:	12,24	12,22
peso suelo seco [g]:	8,75	7,84
Peso agua [g]:	1,78	1,57

Continuación Tabla N° 45: Límite Plástico bajo malla #200.

Contenido de humedad, w%:	20,34	20,03
Límite Plástico, L.P.:	20,18	

1.1.3. Determinación de densidad.

1.1.3.1. Densidad máxima (método japonés).

Tabla N° 46: Determinación de la densidad máxima, a través del método japonés.

Altura del molde [cm]	7,06	7,07
	7,07	
	7,07	
	7,07	
	7,07	
Diámetro del molde[cm]	3,45	3,49
	3,57	
	3,49	
	3,45	
Área del molde [cm ²]	9,57	9,57
Volumen del molde [cm ³]	67,60	67,60
Peso del suelo + molde [gm]	748,95	748,95
	743,91	
Peso del molde [gm]	629,64	629,64

Continuación Tabla N° 47: Determinación de la densidad máxima, a través del método japonés.

Peso del suelo [gm]	119,31	119,31
Densidad Máxima [gm/cm ³]	1,76	1,76

1.1.3.2. Densidad mínima.

Tabla N° 48: Determinación de la densidad mínima.

Altura del molde [cm]	4,00	4,00
	4,00	
Diámetro del molde[cm]	5,98	5,99
	6,00	
	6,00	
Área del molde [cm ²]	28,21	28,21
Volumen del molde [cm ³]	112,85	112,85
Peso del suelo + molde [gm]	922,87	920,46
	920,46	
	920,73	
	921,44	
Peso del molde	811,11	811,11
Peso del suelo [gm]	109,35	109,35
Densidad Mínima [gm/cm ³]	0,97	0,97

1.1.3.3. Ensayo Próctor.

1.1.3.3.1. Próctor Modificado.

Tabla N° 49: Datos del ensayo Próctor Modificado.

N°	Peso [gm]		Humedad [%]		Densidad [t/m ³]	
	Molde + Material	Material	Ensayo	Saturación	Húmeda	Seca
1	7348	4246	3,9	15,7	2,007	1,932
2	7526	4424	5,8	14,5	2,091	1,976
3	7740	4638	7,8	13,1	2,192	2,033
4	7930	4844	8,8	11,6	2,284	2,099
5	7942	4856	9,8	11,9	2,289	2,085
6	7858	4756	10,9	13,2	2,248	2,027
7	7692	4590	13,5	16,2	2,169	1,912

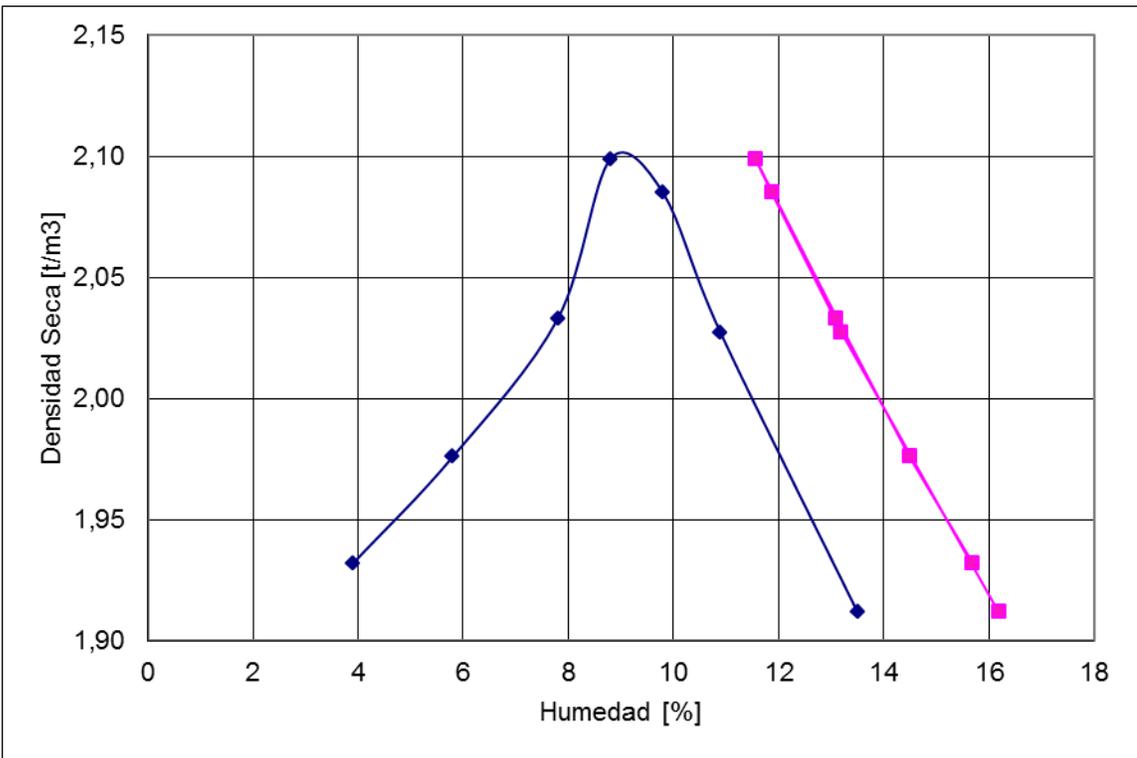


Figura N° 87: Ensayo Próctor Modificado.

1.1.3.4. Próctor Estándar.

Tabla N° 50: Datos del ensayo Próctor Estándar.

N°	Peso [gm]		Humedad [%]		Densidad [t/m ³]	
	Molde + Material	Material	Ensayo	Saturación	Húmeda	Seca
1	3786	1925	8,3	16,4	2,062	1,905
2	3840	1979	10,0	15,8	2,120	1,928
3	3920	2059	11,6	14,5	2,206	1,976
4	3890	2029	13,5	16,1	2,174	1,915
5	3882	2021	15,5	17,3	2,165	1,874

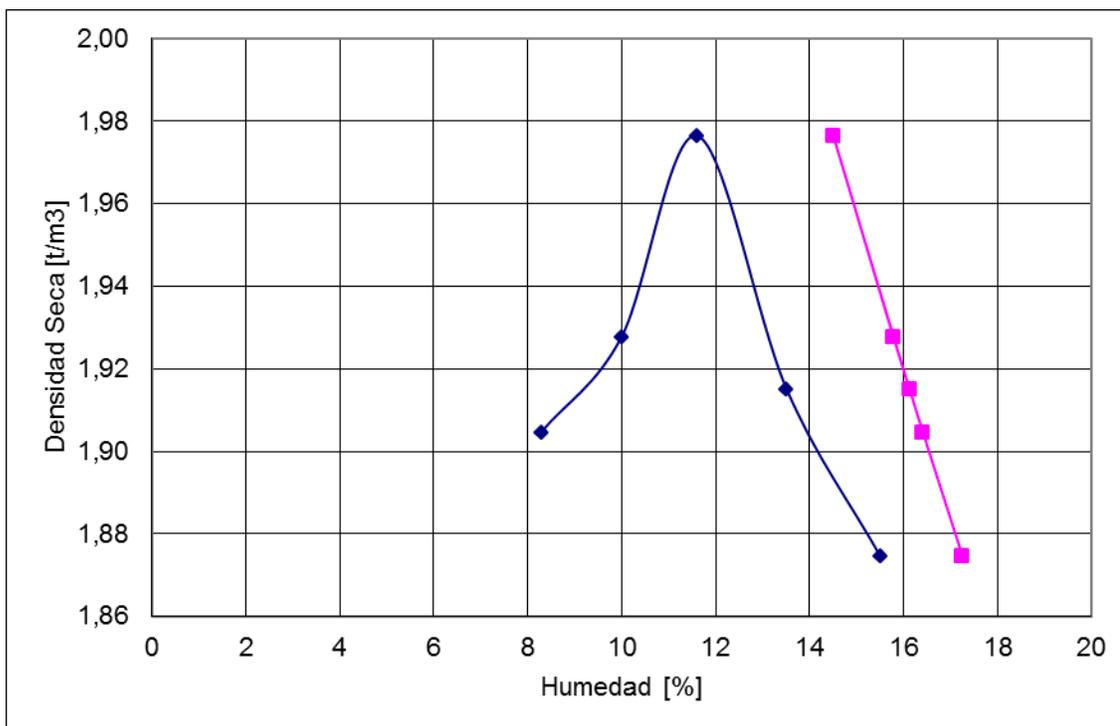


Figura N° 88: Ensayo Próctor Estándar.

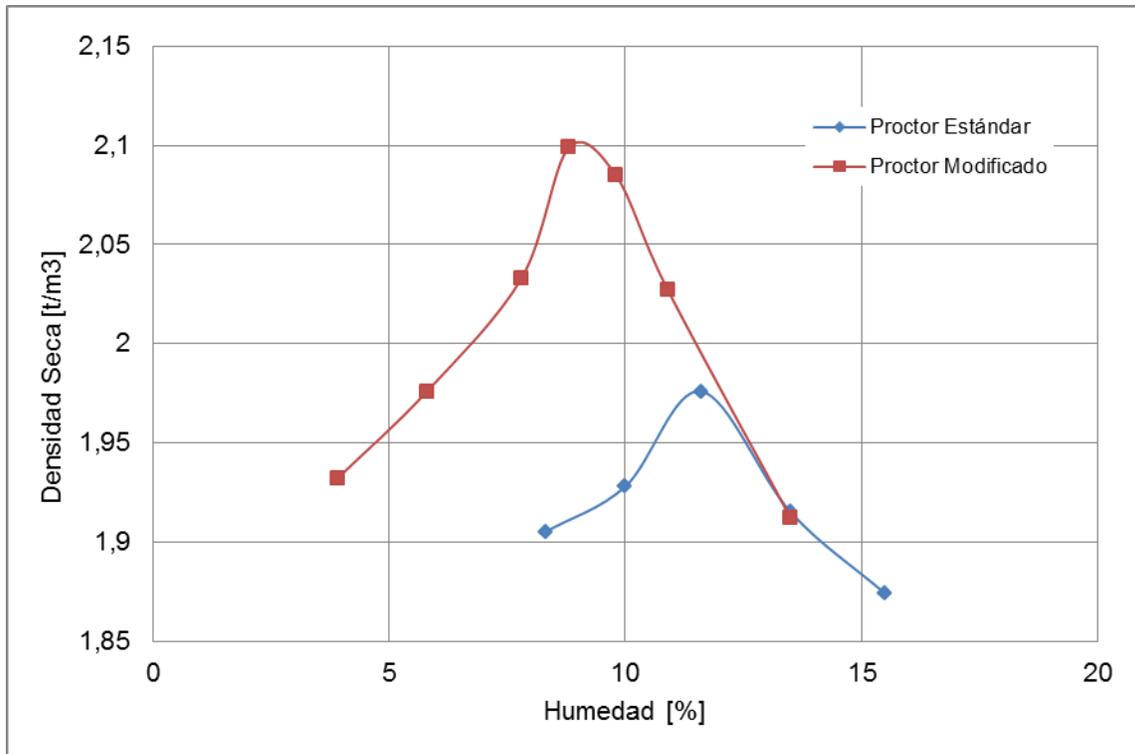


Figura N° 89: Próctor Estándar y Modificado.

1.1.4. Determinación del Gs.

Tabla N° 51: Determinación de la gravedad específica de los sólidos

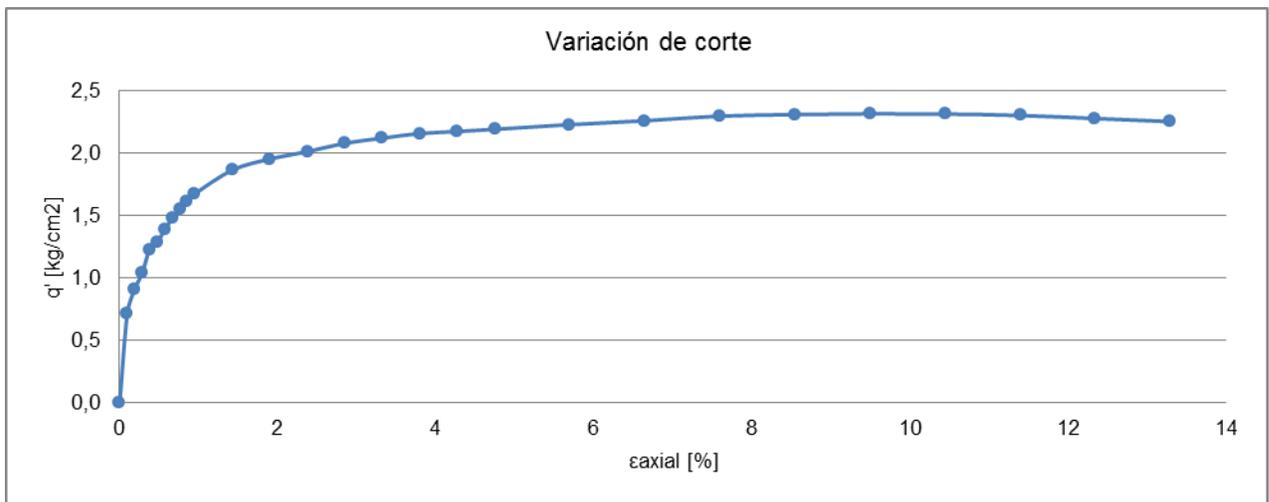
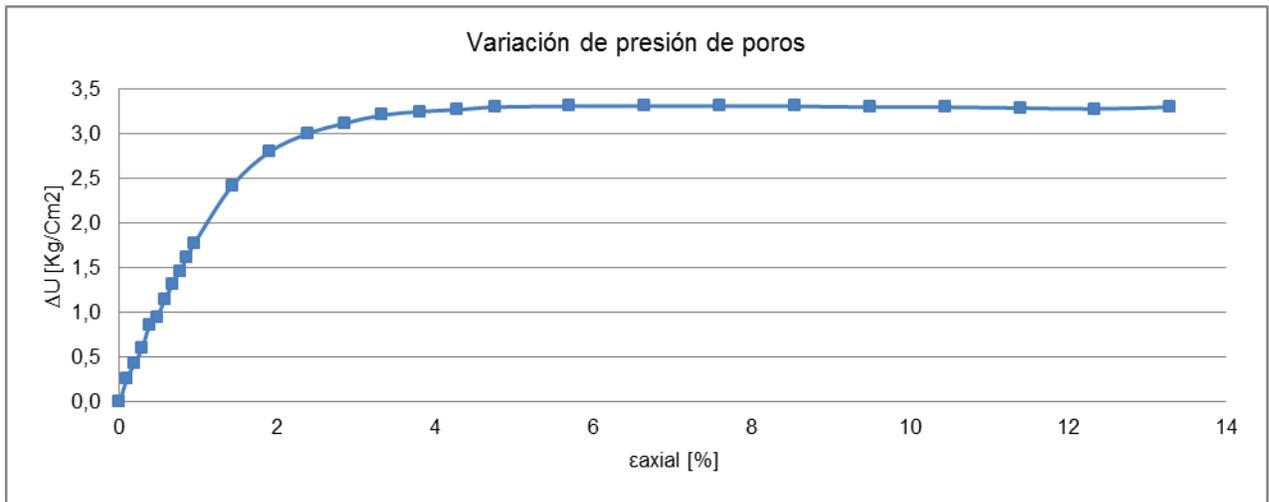
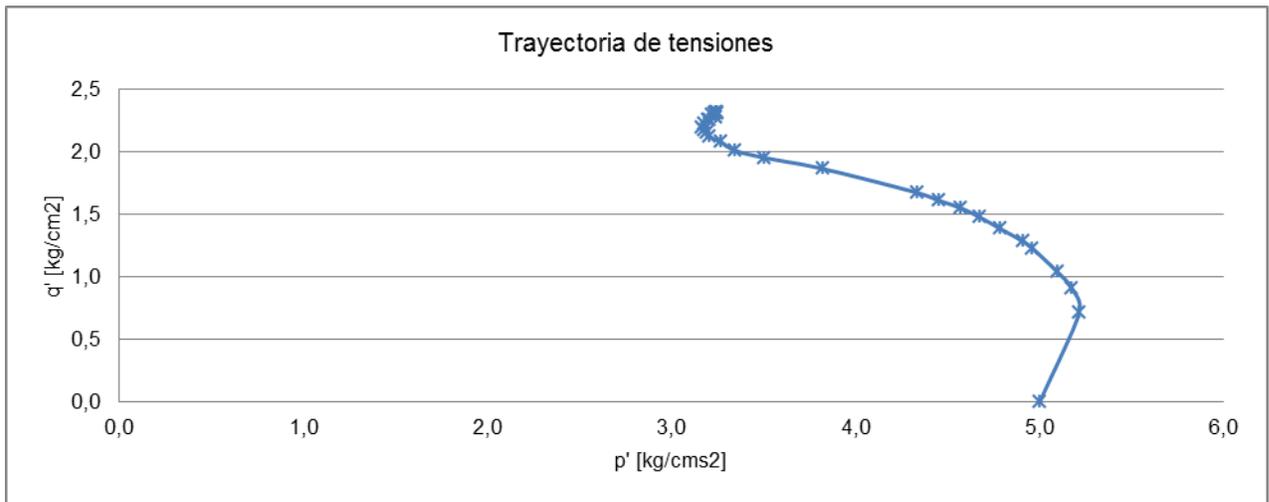
Determinación del Gs	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
Densidad del agua, $\gamma_{\text{agua a } 4^{\circ}\text{C}}$, [gm/cms ³]	0,997	0,997	0,997
Peso Picnómetro + Agua + Suelo, W1,[gm]	363,58	509,81	361,28
Peso Picnómetro+ Agua, W2 , [gm]	344,4	490,6	342,1
Peso Suelo Seco, W3, [gm]	30	30	30
Temperatura de Agua [°C]	26,9	26,1	26,5
Volumen del Sólido Vs, [cms ³]	10,867	10,825	10,896
Densidad Seca del sólido, γ_d , [gm/cm ³]	2,761	2,771	2,753
Gravedad Específica de los sólidos, Gs	2,770	2,780	2,762

1.2. Ensayos Triaxiales Estáticos Tipo CIU.

Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejería
Probeta	Wet-Tamping, índice de vacío confección 0,515

Datos		
e inicial		0,515
DR confección	[%]	105
Humedad inicial	[%]	18,58
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	8,1
DR ensayo	[%]	109
e post-consolidación		0,458
Back pressure	[Kg/cm ²]	2,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	0,96
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

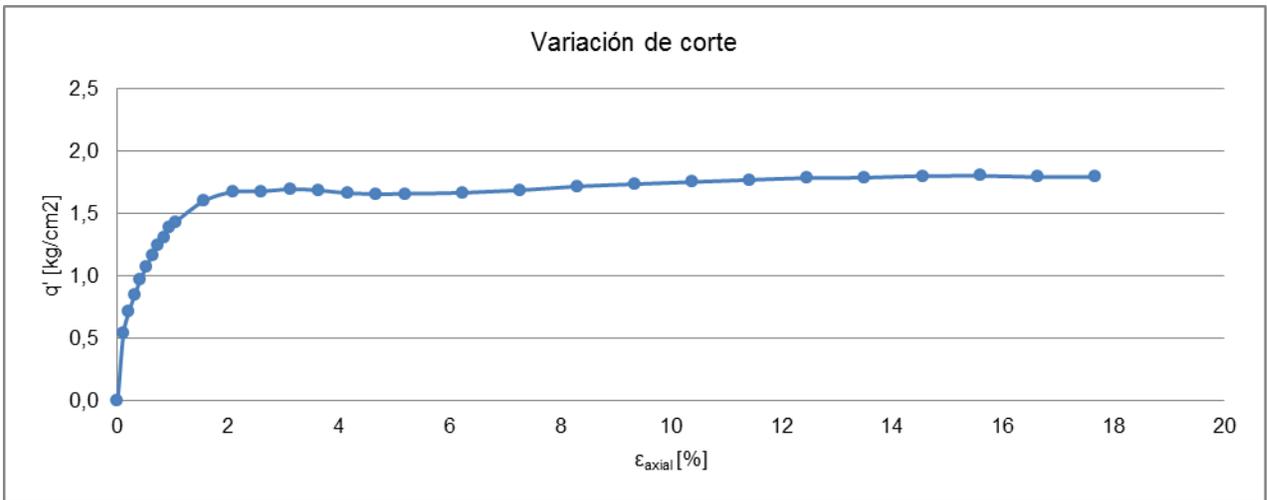
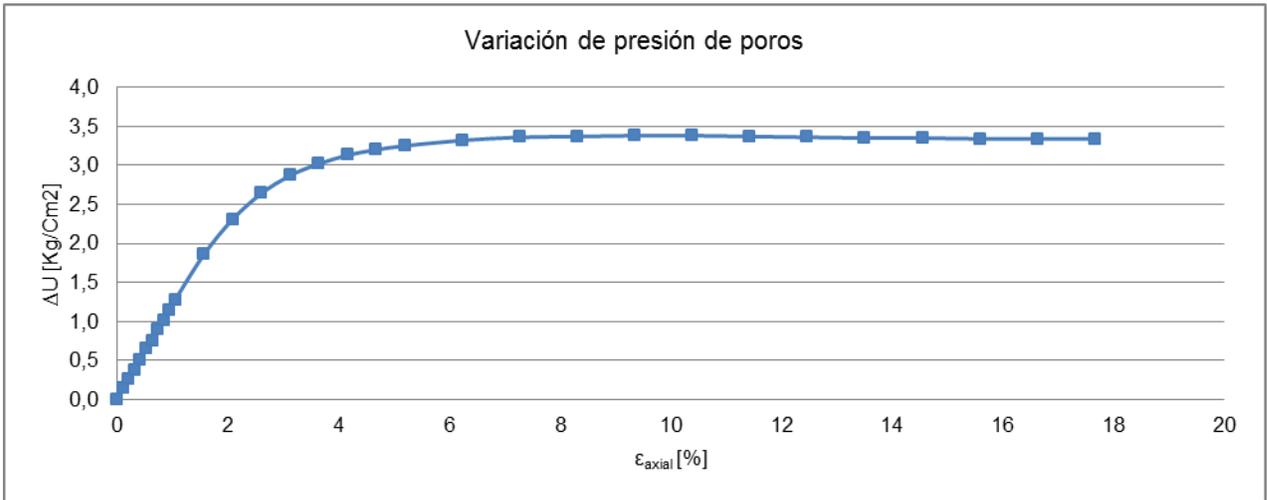
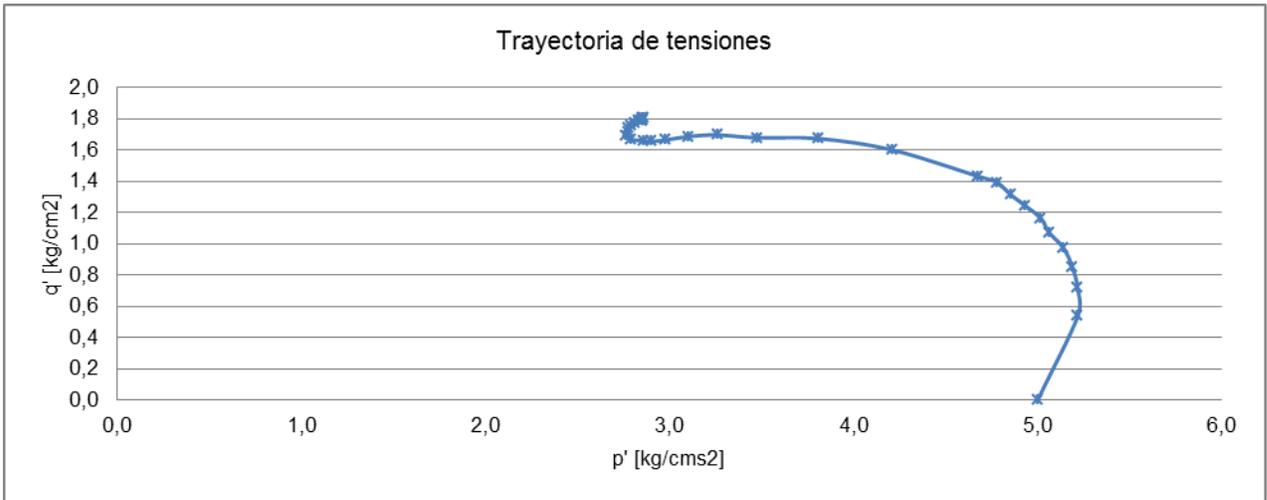
Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,09	0,26	5,21	0,71
0,19	0,43	5,18	0,91
0,28	0,60	5,09	1,04
0,38	0,86	4,96	1,23
0,47	0,95	4,91	1,29
0,57	1,14	4,78	1,39
0,66	1,31	4,67	1,48
0,76	1,46	4,57	1,55
0,85	1,62	4,45	1,61
0,95	1,78	4,34	1,67
1,42	2,42	3,82	1,86
1,90	2,80	3,50	1,95
2,37	3,00	3,34	2,01
2,85	3,12	3,27	2,08
3,32	3,21	3,20	2,12
3,80	3,25	3,19	2,16
4,27	3,27	3,18	2,17
4,74	3,30	3,16	2,19
5,69	3,31	3,18	2,23
6,64	3,31	3,20	2,26
7,59	3,31	3,22	2,30
8,54	3,31	3,23	2,31
9,49	3,30	3,24	2,32
10,44	3,30	3,24	2,31
11,39	3,29	3,25	2,30
12,34	3,28	3,24	2,28
13,29	3,30	3,20	2,25



Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejería
Probeta	Wet-Tamping, índice de vacío confección 0,696

Datos		
e inicial		0,696
DR confección	[%]	89
Humedad inicial	[%]	25,10
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	23,1
DR ensayo	[%]	108
e post-consolidación		0,472
Back pressure	[Kg/cm ²]	2,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	95
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

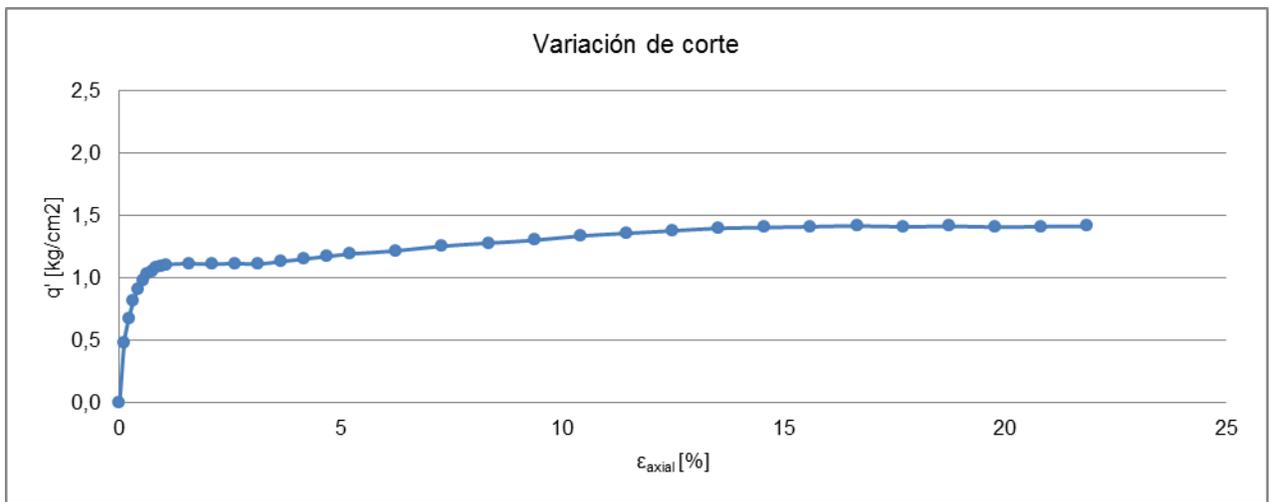
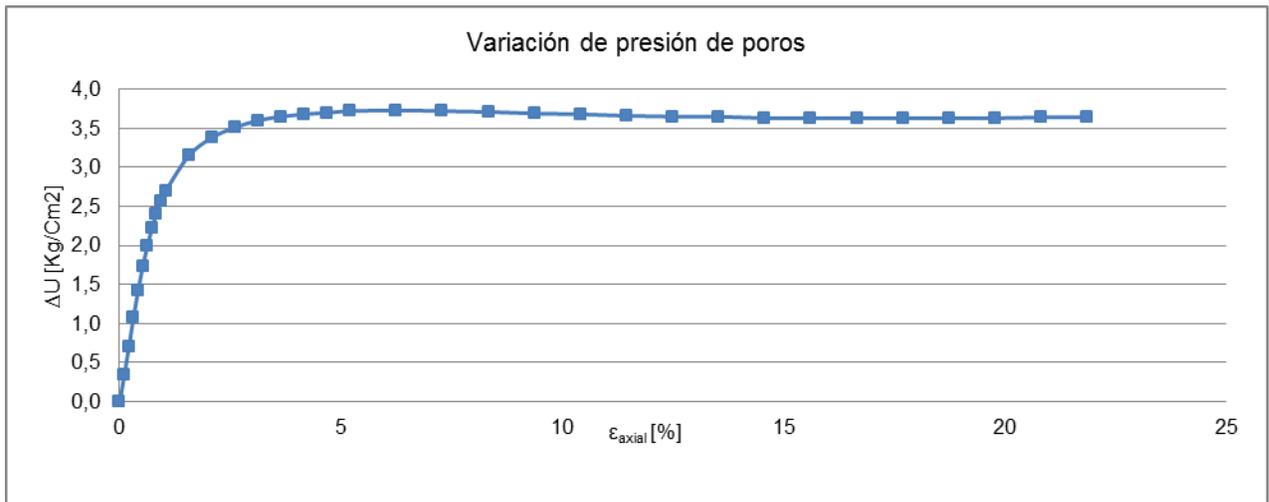
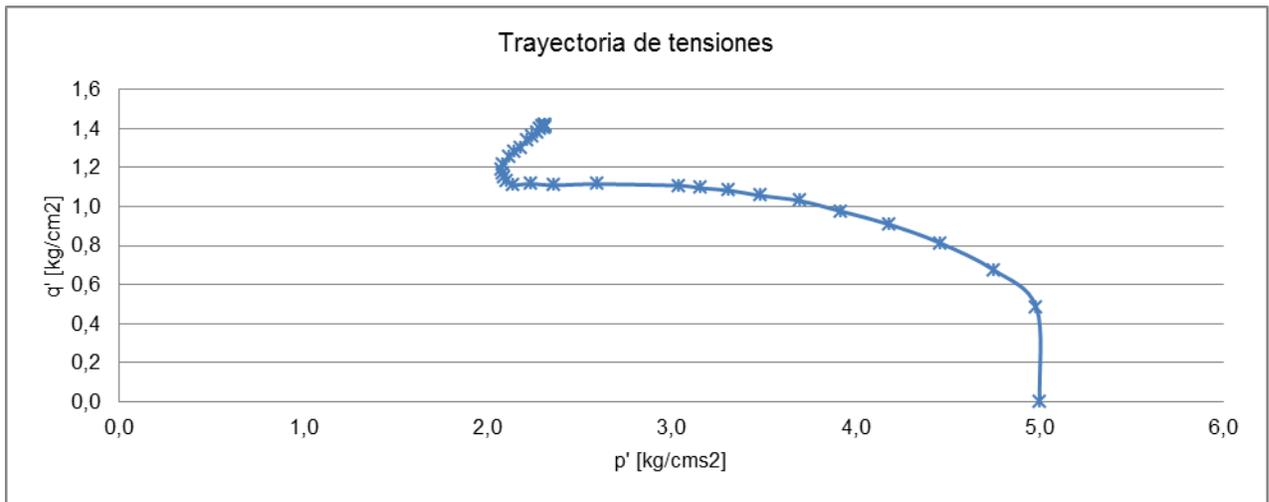
Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,10	0,14	5,22	0,54
0,21	0,26	5,22	0,72
0,31	0,38	5,19	0,85
0,42	0,51	5,14	0,97
0,52	0,65	5,06	1,07
0,62	0,76	5,02	1,16
0,73	0,90	4,93	1,25
0,83	1,02	4,85	1,31
0,93	1,15	4,78	1,39
1,04	1,28	4,67	1,43
1,56	1,86	4,21	1,60
2,08	2,31	3,81	1,67
2,60	2,64	3,48	1,68
3,12	2,87	3,26	1,70
3,64	3,02	3,10	1,69
4,15	3,13	2,98	1,66
4,67	3,20	2,90	1,66
5,19	3,25	2,86	1,66
6,23	3,32	2,79	1,67
7,27	3,36	2,76	1,69
8,31	3,37	2,78	1,72
9,35	3,38	2,78	1,74
10,39	3,38	2,79	1,75
11,42	3,37	2,81	1,77
12,46	3,36	2,83	1,79
13,50	3,35	2,84	1,79
14,54	3,35	2,85	1,80
15,58	3,34	2,86	1,80
16,62	3,34	2,86	1,79
17,66	3,34	2,86	1,79



Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejería
Probeta	Wet-Tamping, índice de vacío confección 0,760

Datos		
e inicial		0,760
DR confección	[%]	84
Humedad inicial	[%]	27,43
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	23,4
DR ensayo	[%]	106
e post-consolidación		0,499
Back pressure	[Kg/cm ²]	2,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	97
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

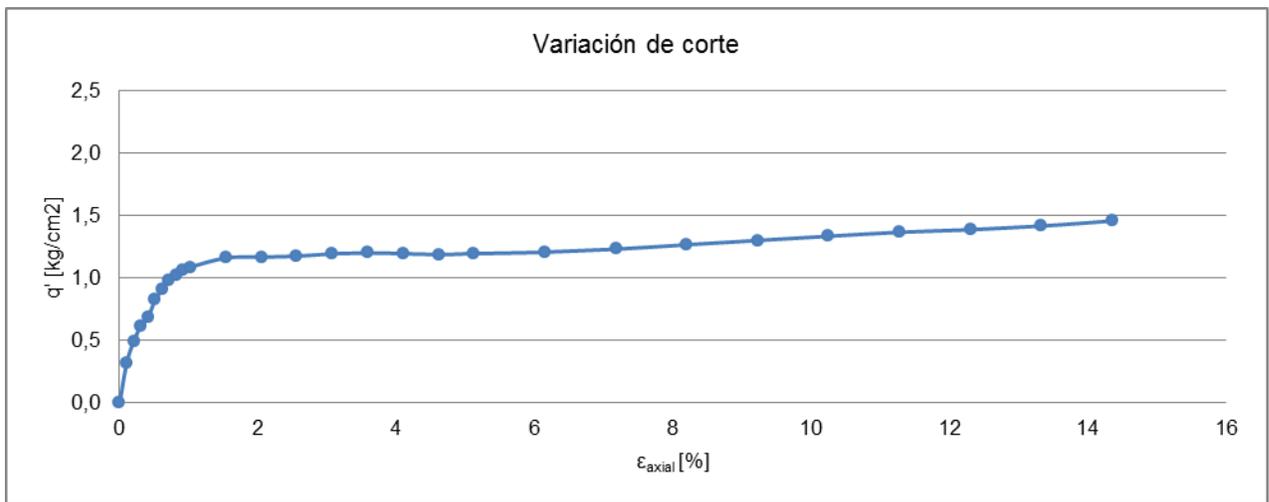
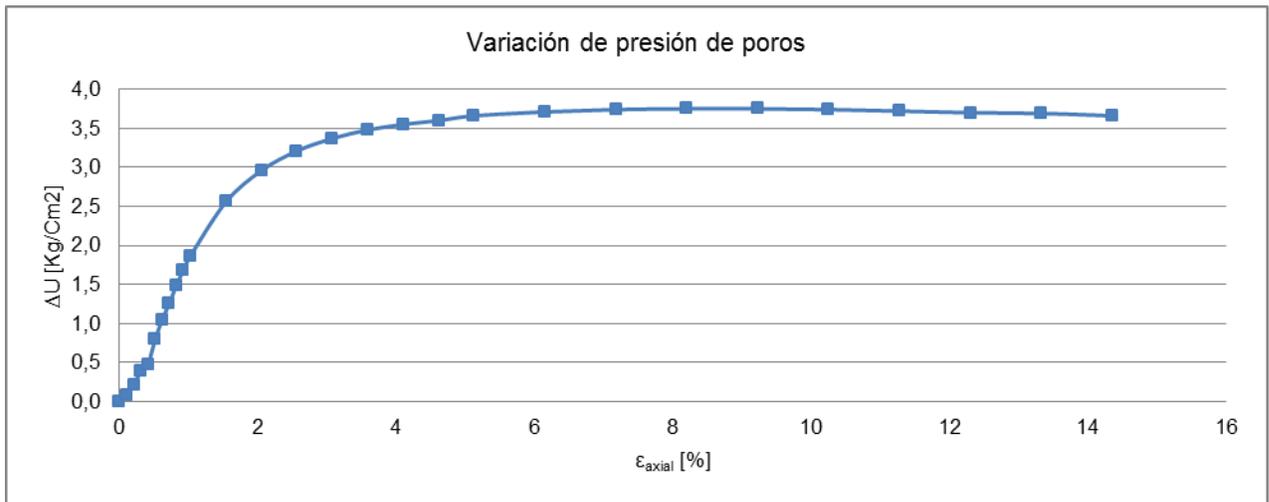
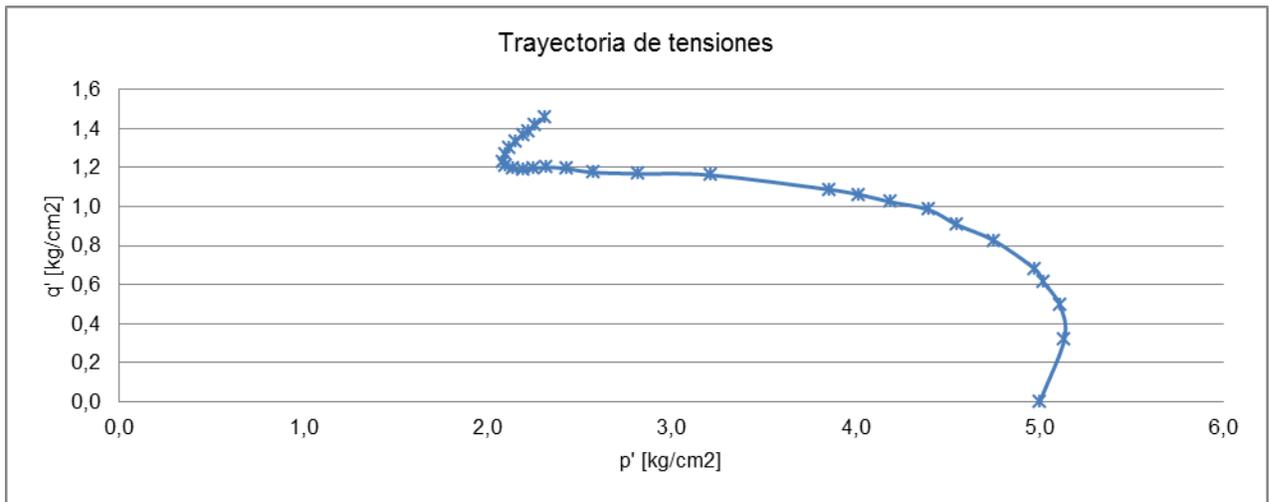
Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,10	0,34	4,98	0,48
0,21	0,70	4,75	0,68
0,31	1,08	4,46	0,81
0,52	1,73	3,92	0,98
0,62	1,99	3,70	1,03
0,73	2,22	3,48	1,06
0,83	2,41	3,31	1,08
0,94	2,57	3,16	1,10
1,04	2,70	3,04	1,11
1,56	3,15	2,59	1,12
2,08	3,38	2,36	1,11
2,60	3,51	2,23	1,12
3,12	3,60	2,14	1,11
3,64	3,65	2,10	1,13
4,16	3,68	2,09	1,15
4,68	3,70	2,08	1,17
5,20	3,72	2,07	1,19
6,24	3,73	2,08	1,22
7,28	3,72	2,12	1,26
8,33	3,71	2,14	1,28
9,37	3,69	2,18	1,30
10,41	3,68	2,21	1,34
11,45	3,66	2,25	1,36
12,49	3,65	2,27	1,38
13,53	3,65	2,28	1,40
14,57	3,63	2,31	1,40
15,61	3,63	2,31	1,41
16,65	3,63	2,31	1,42
17,69	3,63	2,31	1,41
18,73	3,63	2,31	1,41
19,77	3,63	2,31	1,41
20,81	3,64	2,30	1,41
21,85	3,64	2,30	1,41



Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejería
Probeta	Wet-Tamping, índice de vacío confección 0,651

Datos		
e inicial		0,651
DR confección	[%]	93
Humedad inicial	[%]	23,50
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	14,5
DR ensayo	[%]	108
e post-consolidación		0,481
Back pressure	[Kg/cm ²]	1,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	95
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

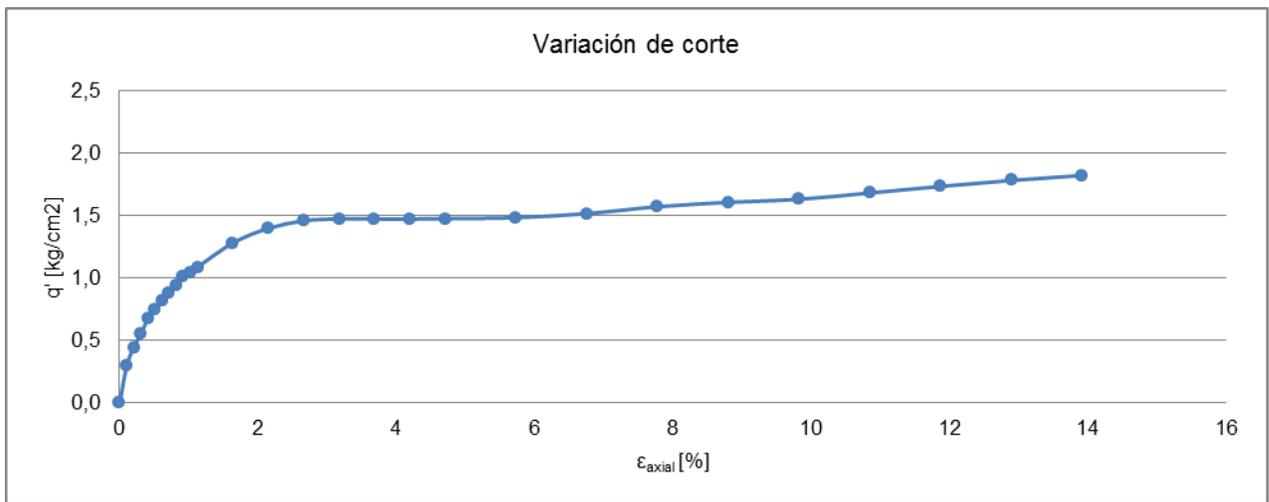
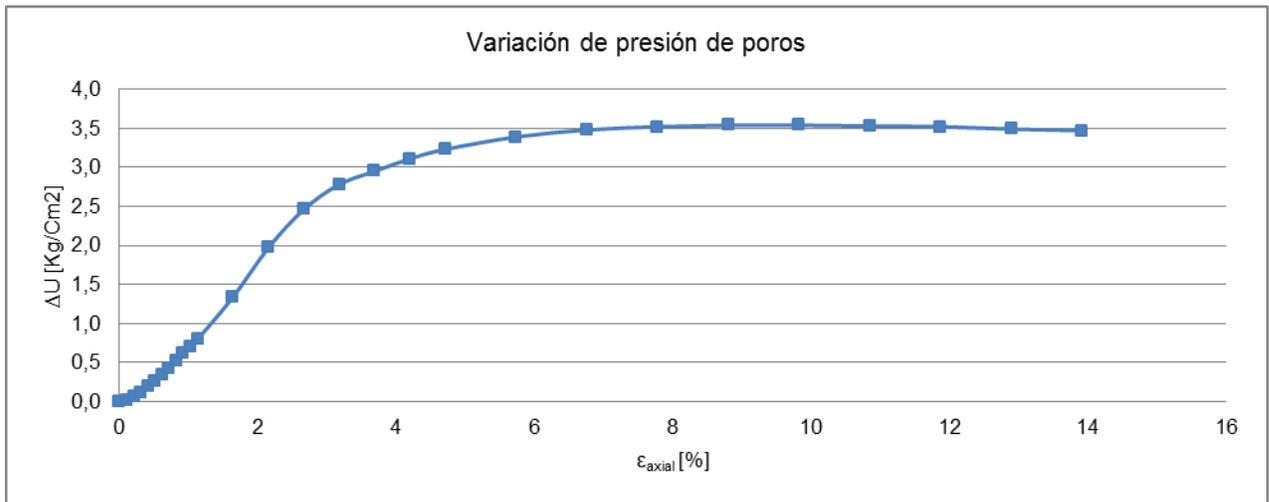
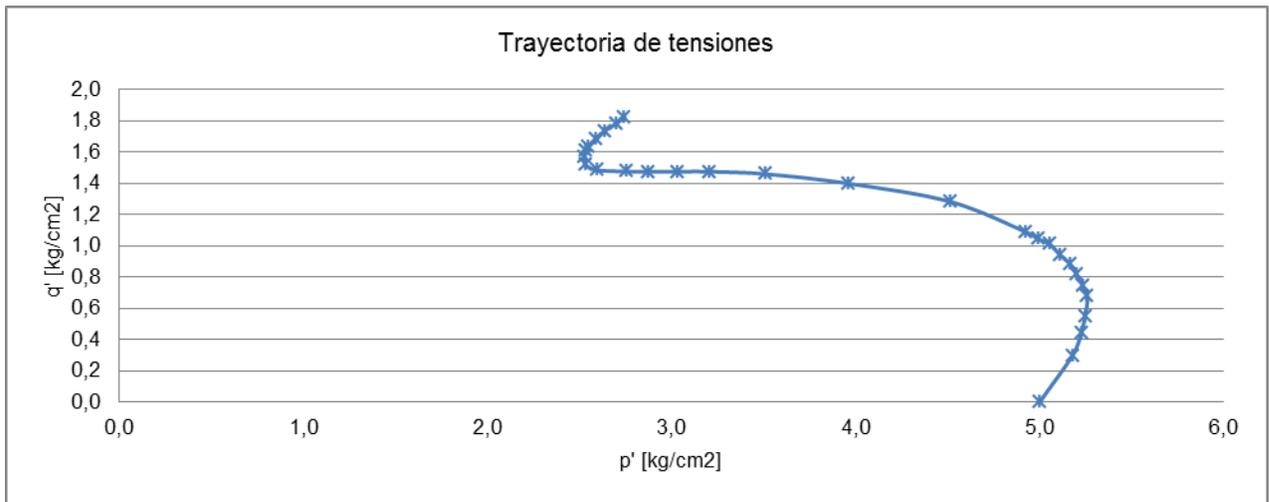
Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,10	0,08	5,13	0,32
0,20	0,22	5,11	0,49
0,31	0,39	5,02	0,61
0,41	0,48	4,97	0,68
0,51	0,80	4,75	0,83
0,61	1,05	4,55	0,91
0,72	1,26	4,40	0,98
0,82	1,49	4,19	1,02
0,92	1,69	4,02	1,06
1,02	1,87	3,85	1,09
1,54	2,56	3,21	1,16
2,05	2,96	2,82	1,17
2,56	3,21	2,57	1,17
3,07	3,37	2,43	1,19
3,59	3,48	2,32	1,20
4,10	3,55	2,25	1,20
4,61	3,60	2,19	1,19
5,12	3,66	2,14	1,19
6,15	3,71	2,09	1,21
7,17	3,74	2,08	1,23
8,20	3,75	2,09	1,27
9,22	3,75	2,12	1,30
10,25	3,74	2,15	1,33
11,27	3,72	2,19	1,37
12,30	3,70	2,22	1,39
13,32	3,69	2,25	1,42
14,35	3,66	2,31	1,46



Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejería
Probeta	Wet-Tamping, índice de vacío confección 0,637

Datos		
e inicial		0,637
DR confección	[%]	94
Humedad inicial	[%]	22,98
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	13,5
DR ensayo	[%]	108
e post-consolidación		0,478
Back pressure	[Kg/cm ²]	2,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	95
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

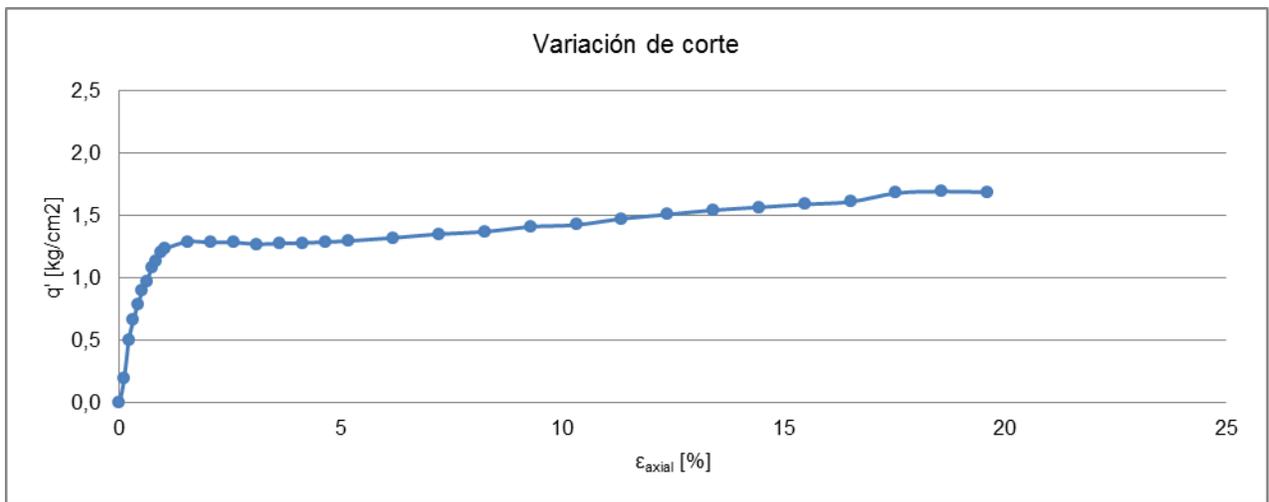
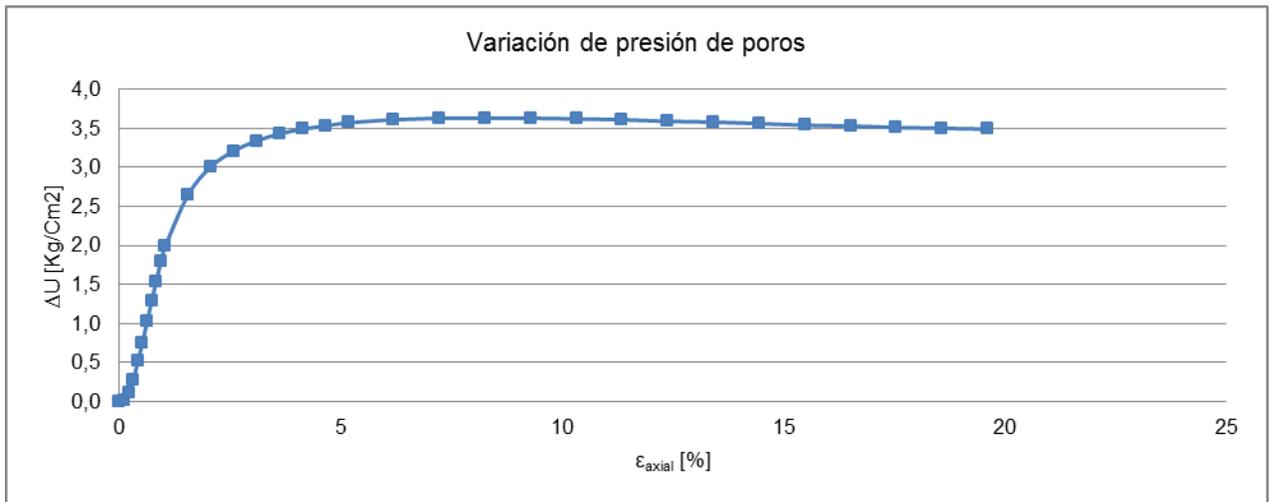
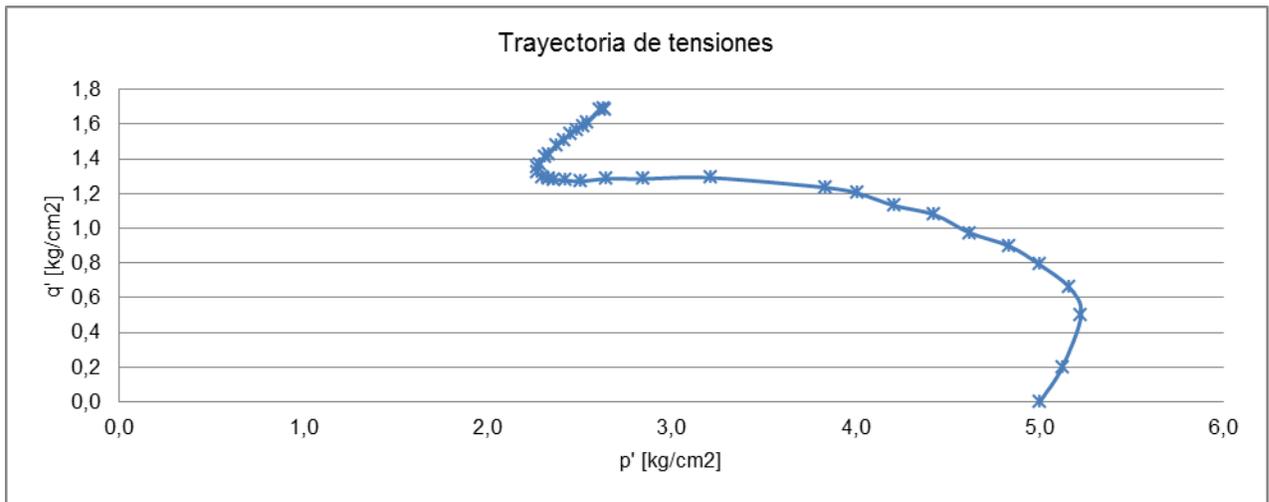
Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,10	0,02	5,18	0,30
0,20	0,07	5,23	0,44
0,31	0,12	5,25	0,55
0,41	0,19	5,26	0,67
0,51	0,26	5,23	0,74
0,61	0,34	5,20	0,81
0,72	0,42	5,17	0,88
0,82	0,52	5,11	0,94
0,92	0,62	5,05	1,01
1,02	0,70	4,99	1,04
1,13	0,80	4,92	1,09
1,64	1,34	4,51	1,28
2,15	1,97	3,96	1,40
2,66	2,46	3,51	1,46
3,17	2,78	3,20	1,47
3,68	2,95	3,03	1,47
4,19	3,11	2,87	1,47
4,71	3,23	2,75	1,48
5,73	3,39	2,60	1,48
6,75	3,48	2,53	1,52
7,78	3,52	2,53	1,57
8,80	3,54	2,53	1,61
9,82	3,54	2,55	1,63
10,85	3,53	2,59	1,68
11,87	3,52	2,64	1,73
12,89	3,49	2,70	1,78
13,91	3,47	2,74	1,82



Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejería
Probeta	Wet-Tamping, índice de vacío confección 0,656

Datos		
e inicial		0,656
DR confección	[%]	93
Humedad inicial	[%]	23,69
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	18,3
DR ensayo	[%]	108
e post-consolidación		0,479
Back pressure	[Kg/cm ²]	1,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	95
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

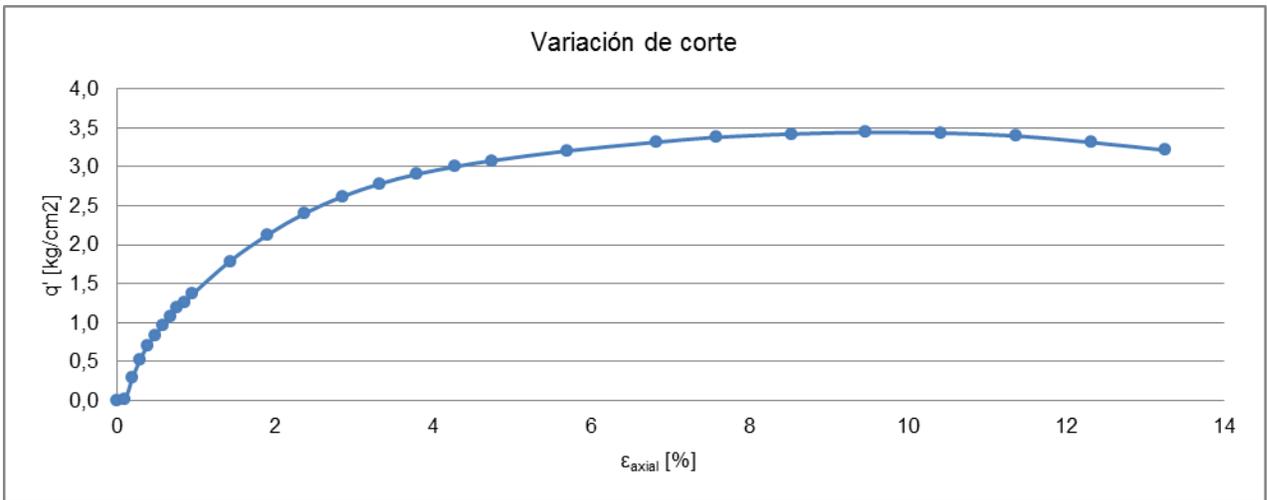
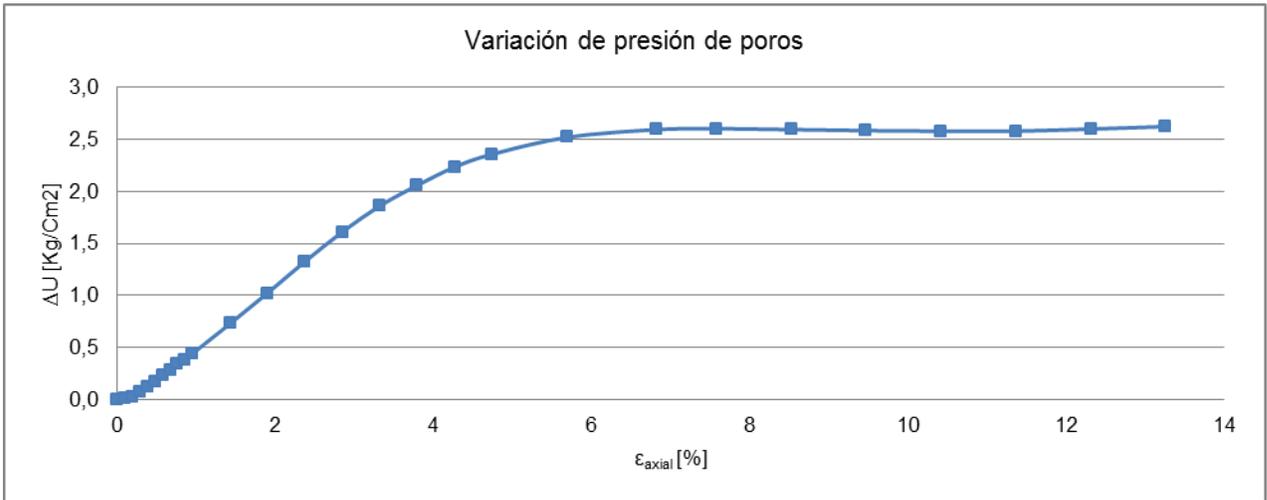
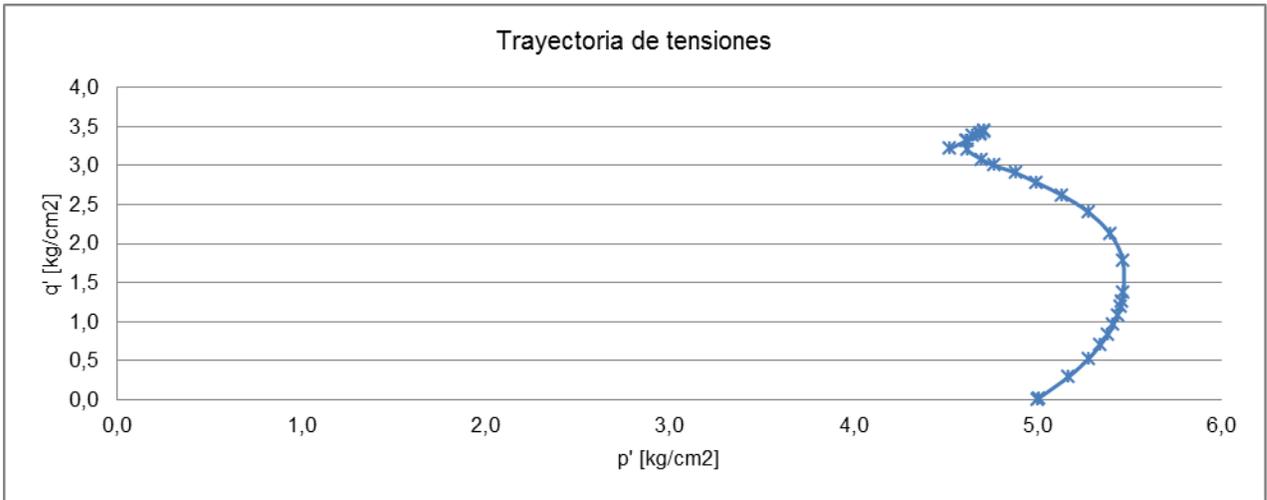
Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,10	0,01	5,12	0,20
0,21	0,11	5,22	0,50
0,31	0,28	5,16	0,66
0,41	0,53	5,00	0,79
0,52	0,76	4,84	0,90
0,62	1,03	4,62	0,97
0,72	1,29	4,43	1,08
0,83	1,54	4,21	1,13
0,93	1,79	4,01	1,20
1,03	1,99	3,83	1,24
1,55	2,65	3,21	1,29
2,06	3,01	2,85	1,28
2,58	3,21	2,65	1,29
3,09	3,34	2,51	1,27
3,61	3,43	2,42	1,28
4,13	3,49	2,36	1,28
4,64	3,53	2,33	1,29
5,16	3,57	2,29	1,30
6,19	3,61	2,27	1,32
7,22	3,63	2,27	1,35
8,25	3,63	2,28	1,37
9,28	3,63	2,31	1,41
10,32	3,62	2,33	1,43
11,35	3,61	2,37	1,48
12,38	3,59	2,42	1,51
13,41	3,58	2,45	1,54
14,44	3,56	2,48	1,57
15,47	3,54	2,52	1,59
16,50	3,53	2,54	1,61
17,54	3,51	2,61	1,68
18,57	3,50	2,63	1,69
19,60	3,49	2,63	1,69



Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejería
Probeta	Slurry, índice de vacío confección 0,905

Datos		
e inicial		0,905
DR confección	[%]	72
Humedad inicial	[%]	32,97
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	46,1
DR ensayo	[%]	105
e post-consolidación		0,512
Back pressure	[Kg/cm ²]	1,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	1
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

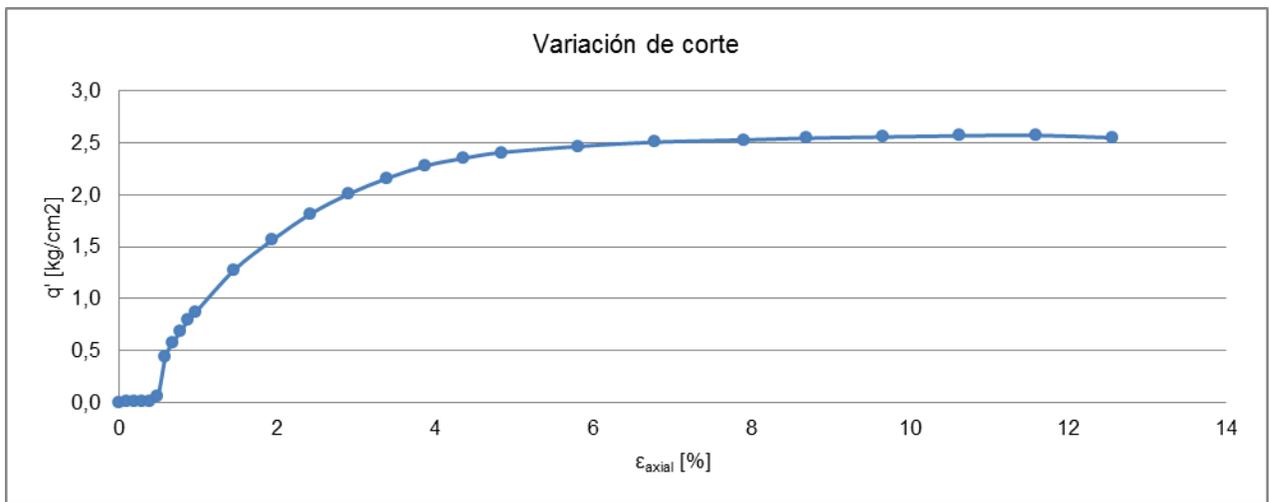
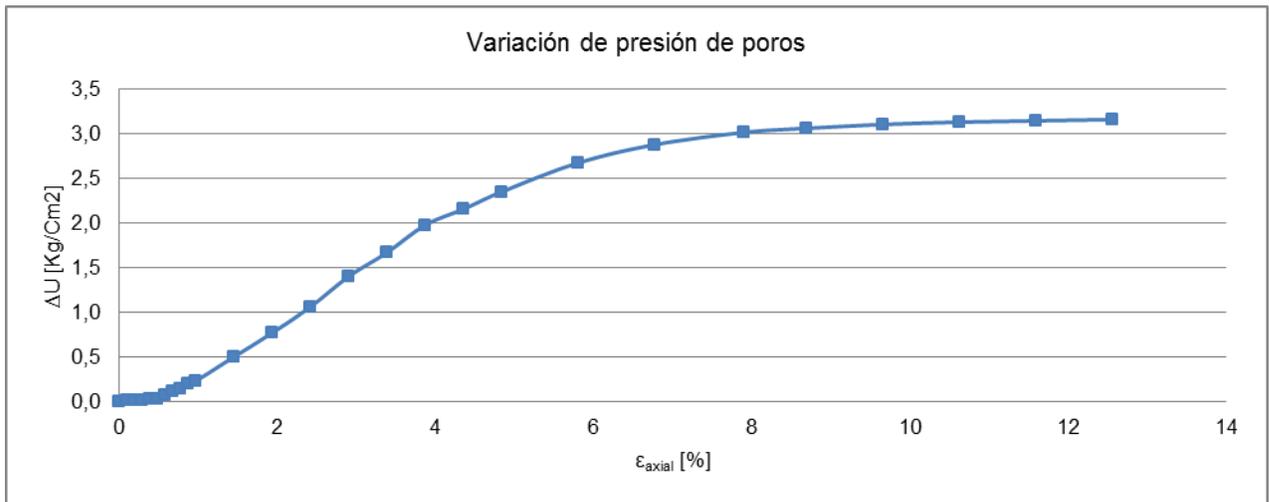
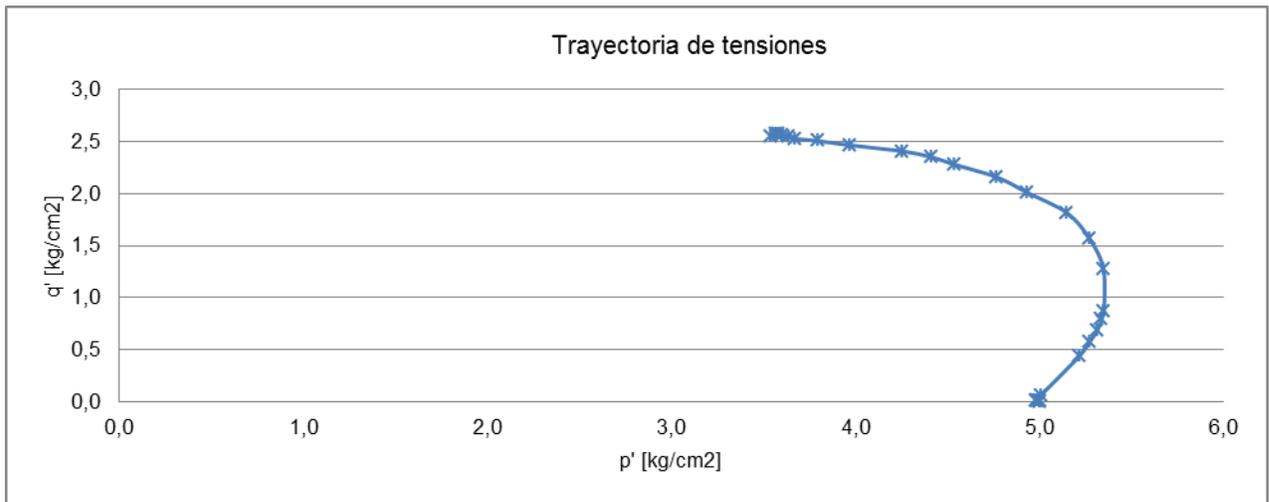
Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,09	0,01	5,01	0,02
0,19	0,03	5,17	0,30
0,28	0,07	5,28	0,53
0,38	0,13	5,34	0,70
0,47	0,18	5,38	0,84
0,57	0,23	5,41	0,96
0,66	0,29	5,43	1,08
0,76	0,34	5,45	1,19
0,85	0,38	5,46	1,26
0,95	0,44	5,47	1,37
1,42	0,73	5,46	1,79
1,89	1,02	5,39	2,13
2,37	1,33	5,28	2,40
2,84	1,61	5,13	2,62
3,31	1,86	4,99	2,78
3,79	2,06	4,88	2,91
4,26	2,23	4,77	3,00
4,73	2,36	4,70	3,08
5,68	2,52	4,62	3,20
6,82	2,59	4,62	3,32
7,57	2,60	4,65	3,38
8,52	2,59	4,69	3,42
9,47	2,58	4,71	3,44
10,41	2,58	4,71	3,43
11,36	2,58	4,69	3,40
12,31	2,60	4,61	3,31
13,25	2,62	4,52	3,21



Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejería
Probeta	Slurry, índice de vacío confección 1,048

Datos		
e inicial		1,048
DR confección	[%]	59
Humedad inicial	[%]	37,83
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	59,2
DR ensayo	[%]	104
e post-consolidación		0,522
Back pressure	[Kg/cm ²]	1,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	100
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

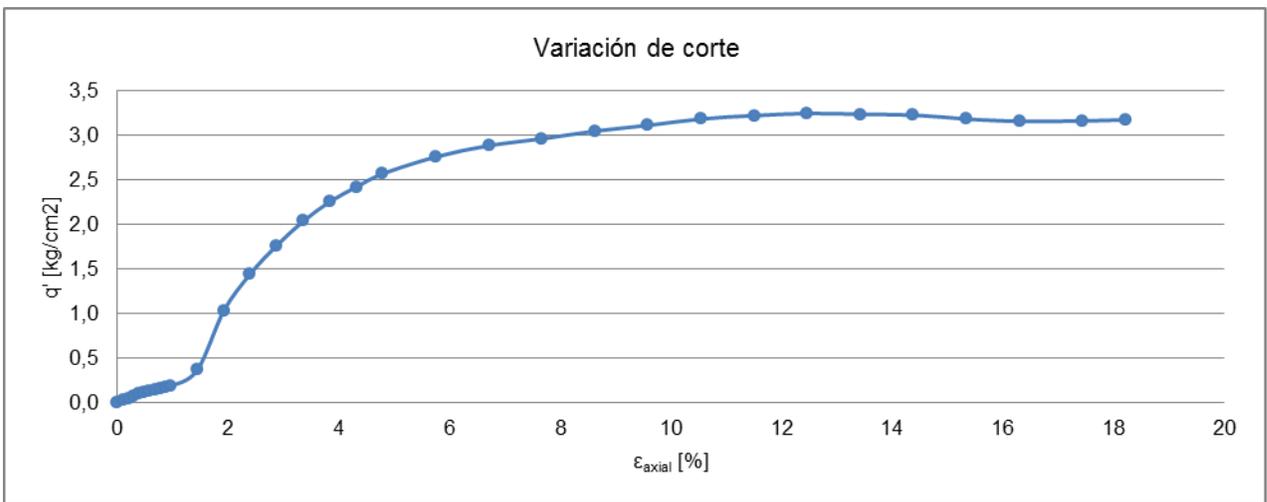
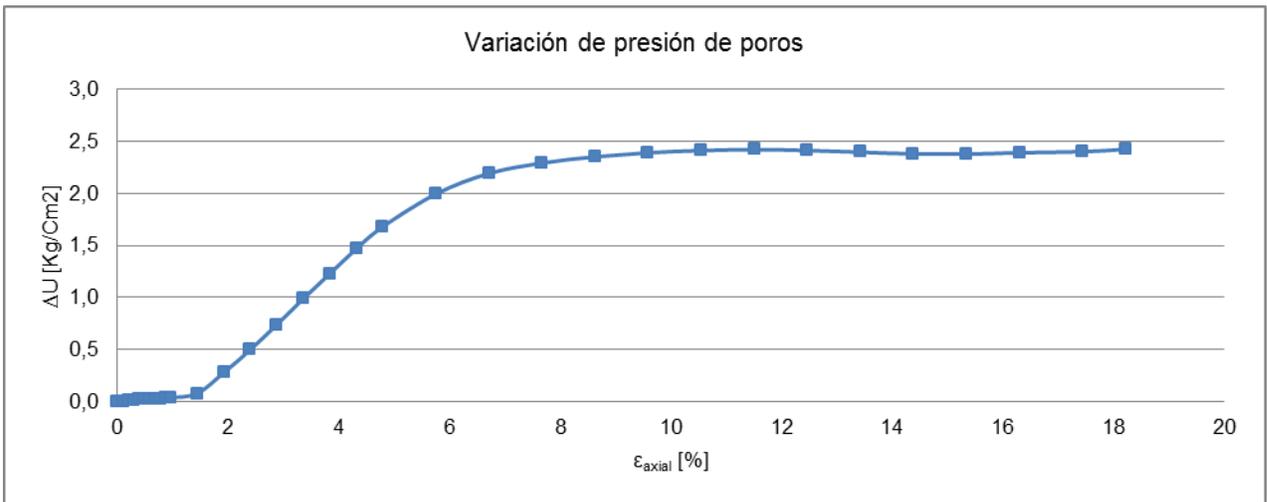
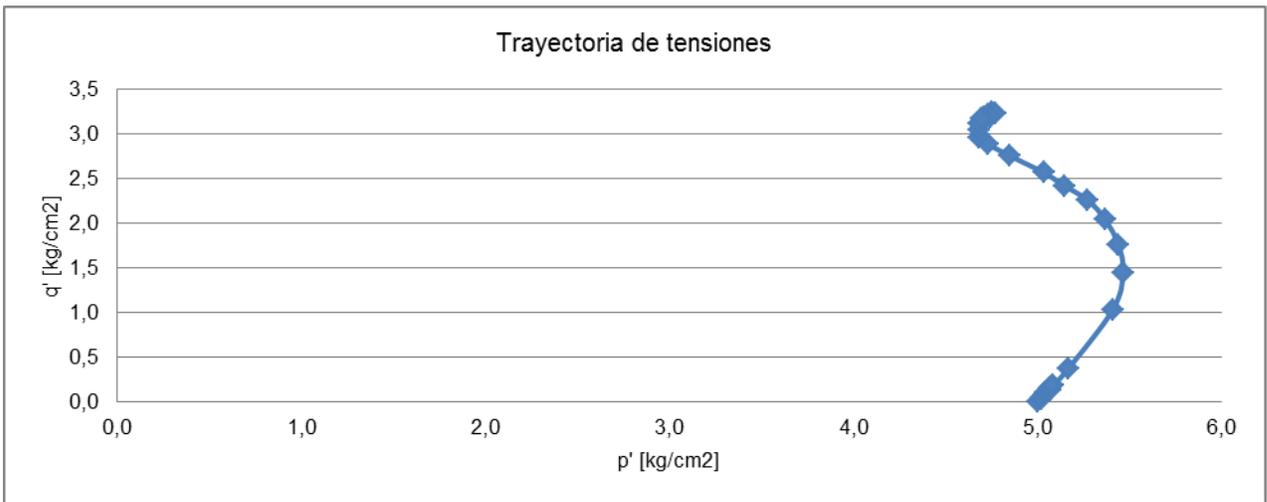
Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,10	0,01	5,00	0,01
0,19	0,02	4,99	0,01
0,29	0,02	4,99	0,01
0,39	0,03	4,98	0,01
0,48	0,04	5,01	0,06
0,58	0,08	5,22	0,44
0,68	0,11	5,27	0,58
0,77	0,14	5,31	0,69
0,87	0,20	5,34	0,80
0,97	0,23	5,35	0,88
1,45	0,51	5,35	1,28
1,93	0,77	5,27	1,57
2,41	1,06	5,15	1,82
2,90	1,40	4,93	2,01
3,38	1,67	4,77	2,16
3,86	1,98	4,54	2,28
4,35	2,16	4,41	2,35
4,83	2,35	4,25	2,41
5,80	2,67	3,97	2,47
6,76	2,88	3,79	2,51
7,89	3,02	3,67	2,53
8,69	3,06	3,63	2,54
9,66	3,11	3,60	2,56
10,63	3,13	3,58	2,57
11,59	3,15	3,57	2,57
12,56	3,16	3,54	2,55



Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejería
Probeta	Slurry, índice de vacío confección 1,031

Datos		
e inicial		1,031
DR confección	[%]	61
Humedad inicial	[%]	37,20
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	54,1
DR ensayo	[%]	104
e post-consolidación		0,519
Back pressure	[Kg/cm ²]	1,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	108
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

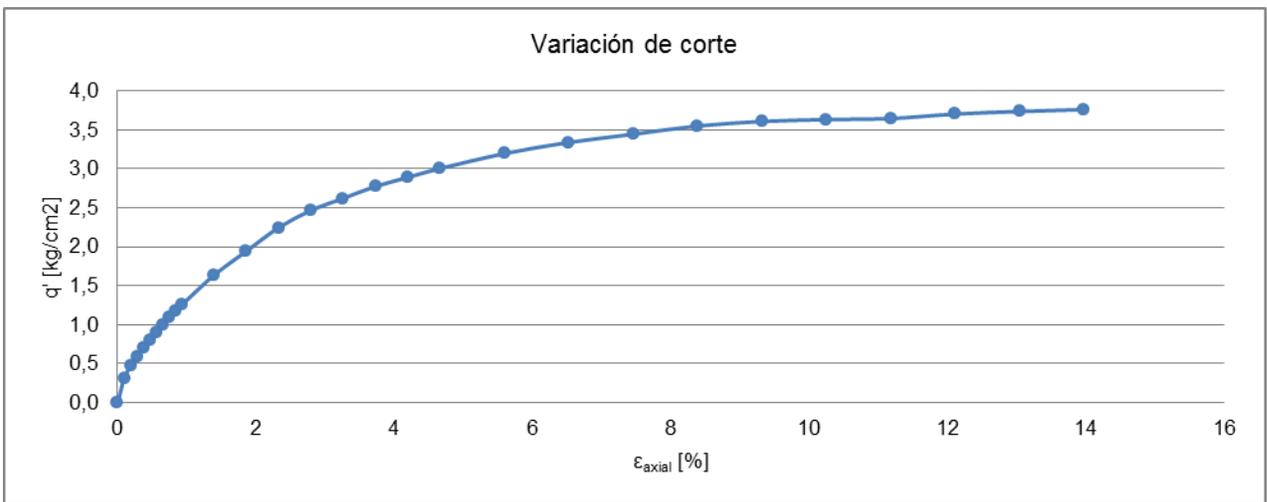
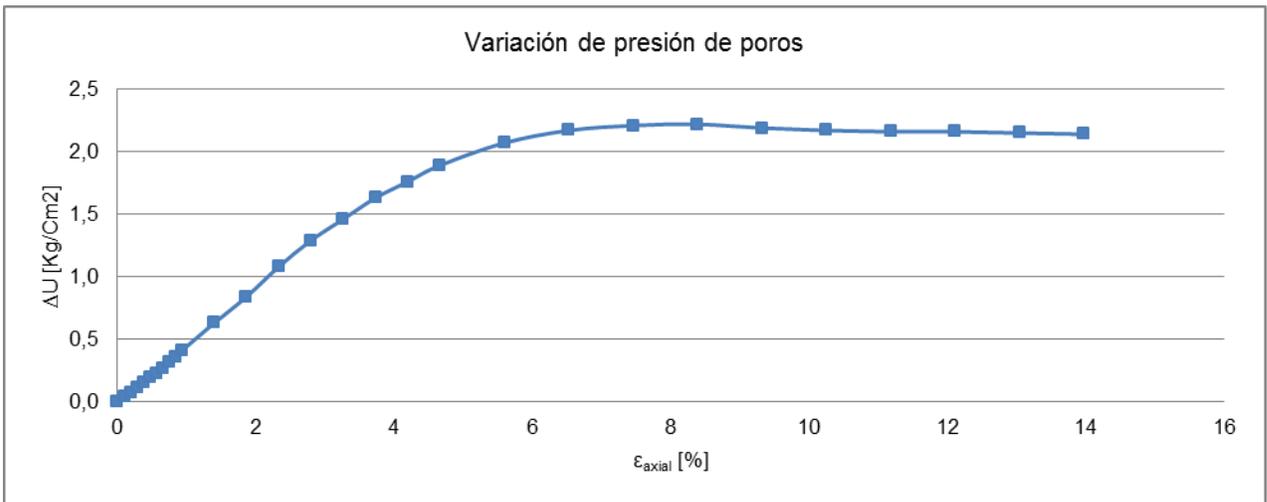
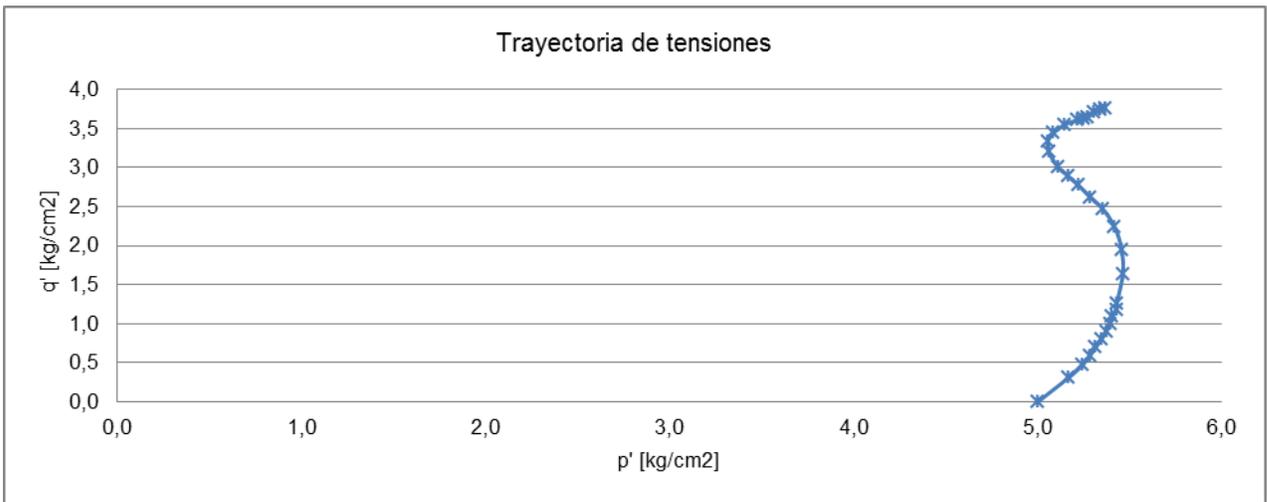
Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,10	0,00	5,02	0,03
0,19	0,01	5,02	0,05
0,29	0,01	5,03	0,07
0,38	0,02	5,05	0,10
0,48	0,02	5,06	0,11
0,58	0,02	5,07	0,13
0,67	0,03	5,07	0,14
0,77	0,03	5,07	0,15
0,86	0,04	5,08	0,17
0,96	0,04	5,08	0,19
1,44	0,08	5,16	0,37
1,92	0,28	5,41	1,03
2,40	0,50	5,46	1,45
2,88	0,74	5,44	1,77
3,35	0,99	5,37	2,04
3,83	1,23	5,27	2,26
4,31	1,47	5,14	2,42
4,79	1,68	5,03	2,57
5,75	1,99	4,85	2,76
6,71	2,19	4,73	2,89
7,67	2,29	4,68	2,96
8,63	2,35	4,68	3,05
9,58	2,39	4,68	3,11
10,54	2,41	4,71	3,19
11,50	2,42	4,73	3,22
12,46	2,41	4,75	3,25
13,42	2,40	4,76	3,24
14,38	2,38	4,77	3,23
15,33	2,38	4,75	3,18
16,29	2,39	4,71	3,16
17,44	2,40	4,71	3,16
18,21	2,42	4,69	3,18



Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejera
Probeta	Slurry, índice de vacío confección 0,940

Datos		
e inicial		0,940
DR confección	[%]	69
Humedad inicial	[%]	33,91
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	47,5
DR ensayo	[%]	106
e post-consolidación		0,502
Back pressure	[Kg/cm ²]	1,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	100
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

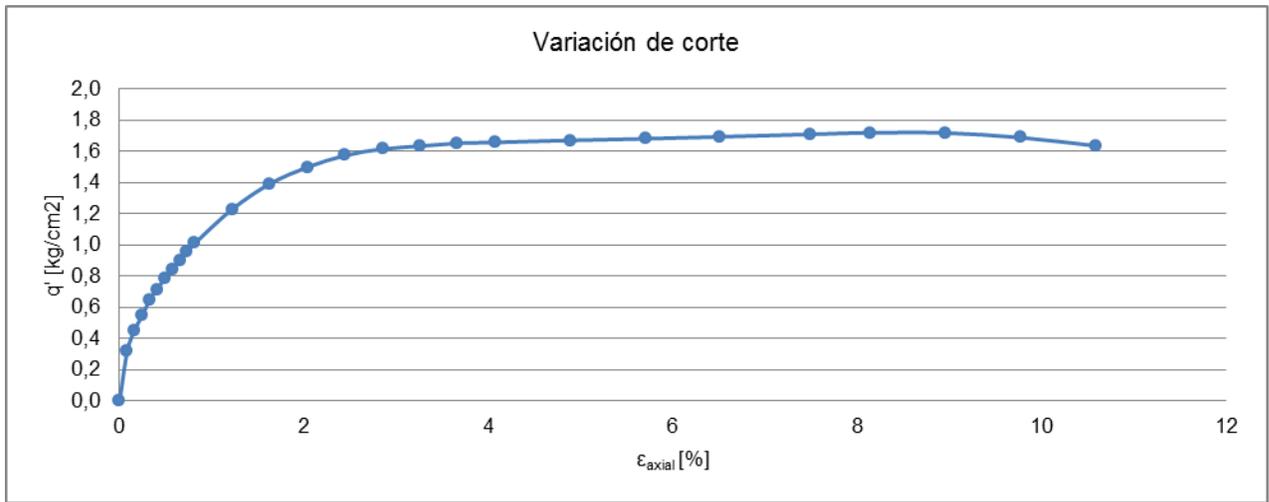
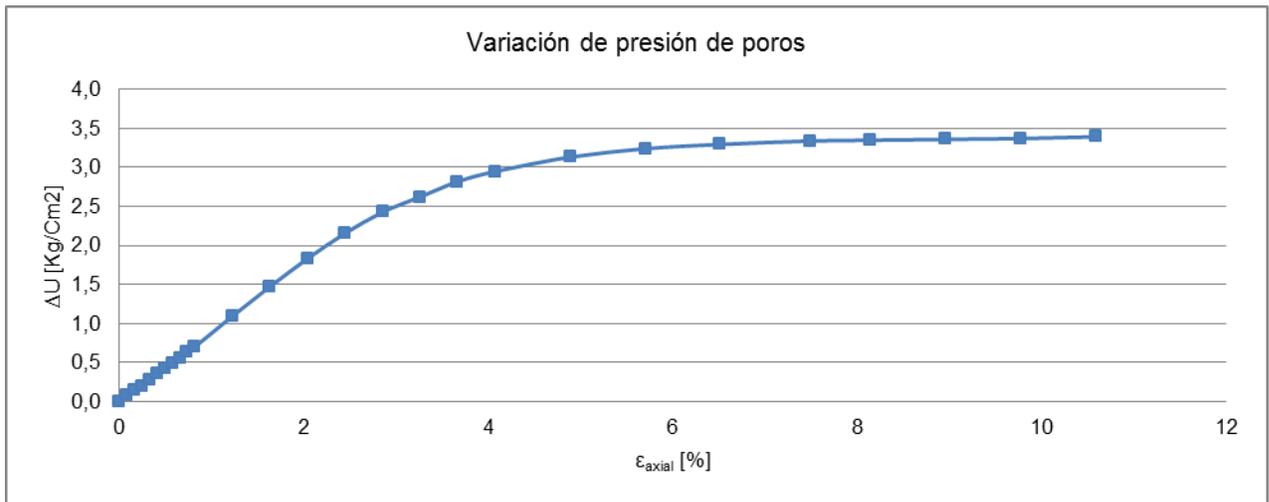
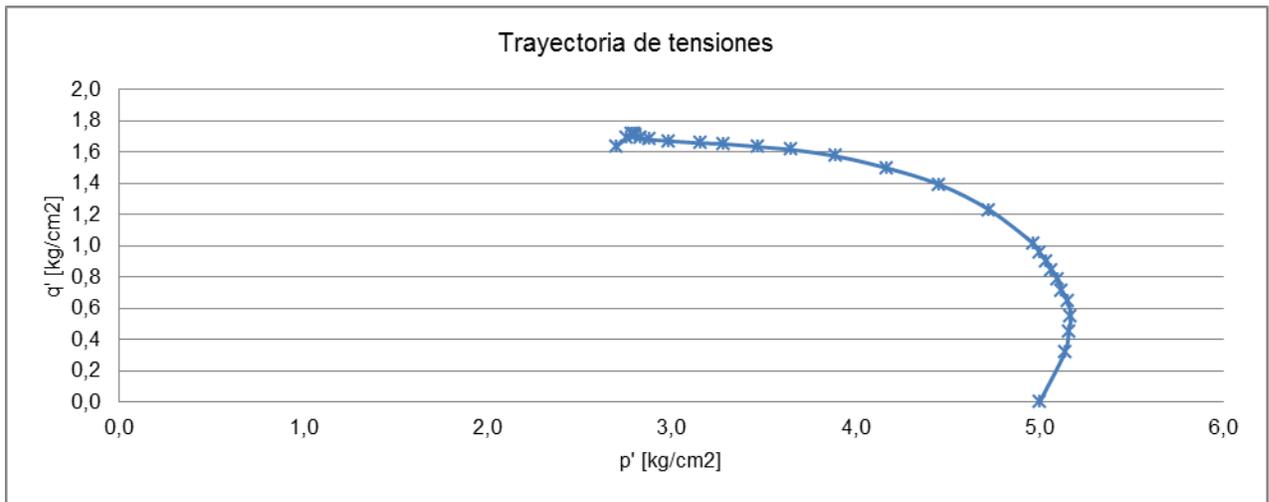
Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,09	0,04	5,17	0,31
0,19	0,07	5,24	0,47
0,28	0,11	5,28	0,59
0,37	0,15	5,31	0,70
0,47	0,19	5,35	0,81
0,56	0,23	5,37	0,91
0,65	0,27	5,39	0,99
0,74	0,32	5,41	1,09
0,84	0,36	5,43	1,18
0,93	0,41	5,43	1,26
1,40	0,63	5,46	1,64
1,86	0,84	5,46	1,95
2,33	1,08	5,42	2,25
2,79	1,29	5,35	2,47
3,26	1,46	5,29	2,62
3,72	1,63	5,22	2,77
4,19	1,76	5,17	2,89
4,66	1,89	5,11	3,00
5,59	2,07	5,06	3,20
6,52	2,17	5,06	3,34
7,45	2,21	5,09	3,44
8,38	2,22	5,15	3,55
9,31	2,19	5,22	3,61
10,24	2,17	5,25	3,63
11,17	2,16	5,27	3,65
12,10	2,16	5,31	3,70
13,04	2,15	5,34	3,74
13,97	2,14	5,37	3,76



Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejería
Probeta	Deposición en seco, índice de vacío confección 0,789

Datos		
e inicial		0,789
DR confección	[%]	81
Humedad inicial	[%]	28,49
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	18,9
DR ensayo	[%]	100
e post-consolidación		0,572
Back pressure	[Kg/cm ²]	2,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	95
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

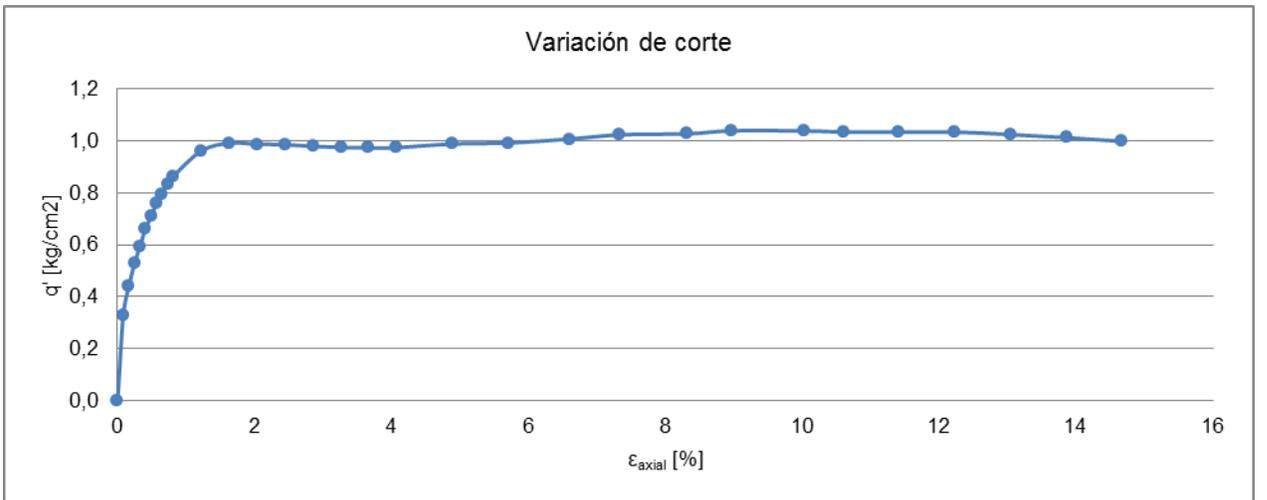
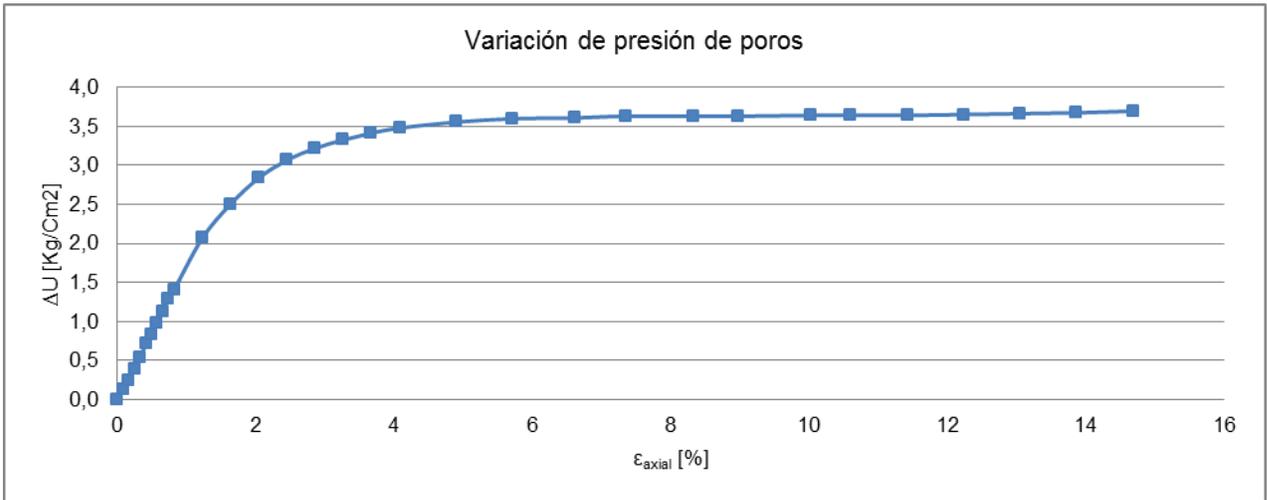
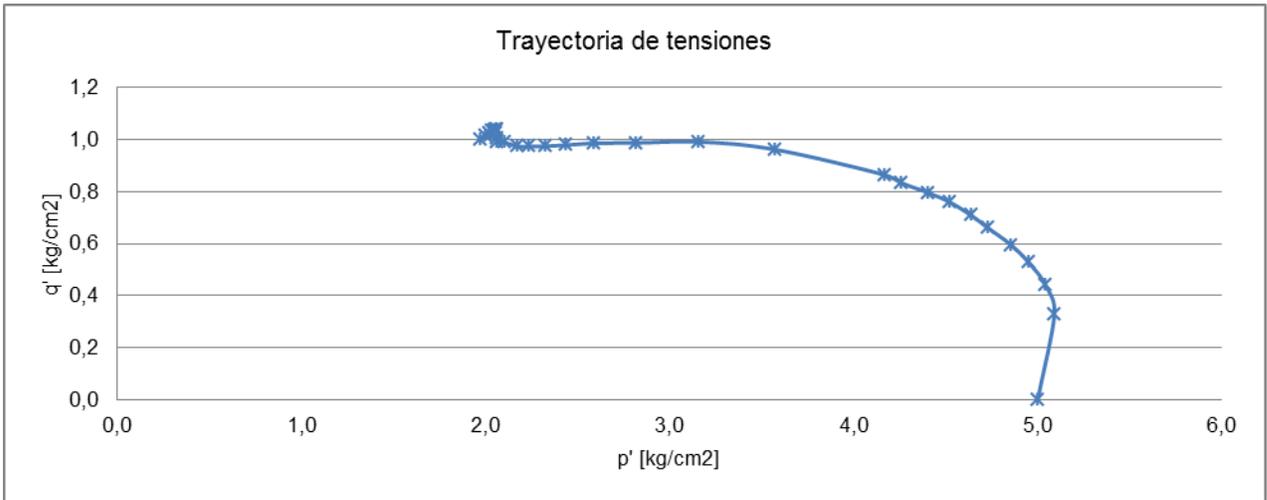
Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,08	0,07	5,14	0,32
0,16	0,14	5,16	0,45
0,24	0,19	5,17	0,55
0,33	0,28	5,15	0,65
0,41	0,36	5,12	0,71
0,49	0,42	5,10	0,78
0,57	0,50	5,07	0,85
0,65	0,56	5,04	0,90
0,73	0,64	5,00	0,96
0,81	0,70	4,97	1,01
1,22	1,09	4,73	1,23
1,63	1,47	4,45	1,39
2,03	1,83	4,17	1,50
2,44	2,16	3,89	1,57
2,85	2,43	3,65	1,61
3,26	2,62	3,47	1,63
3,66	2,82	3,28	1,65
4,07	2,95	3,16	1,66
4,88	3,13	2,98	1,67
5,70	3,24	2,88	1,68
6,51	3,29	2,83	1,69
7,49	3,34	2,80	1,71
8,14	3,35	2,80	1,72
8,95	3,36	2,79	1,72
9,77	3,37	2,76	1,69
10,58	3,39	2,70	1,64



Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejería
Probeta	Deposición en seco, índice de vacío confección 0,813

Datos		
e inicial		0,813
DR confección	[%]	79
Humedad inicial	[%]	39,35
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	20,1
DR ensayo	[%]	99
e post-consolidación		0,579
Back pressure	[Kg/cm ²]	2,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	95
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

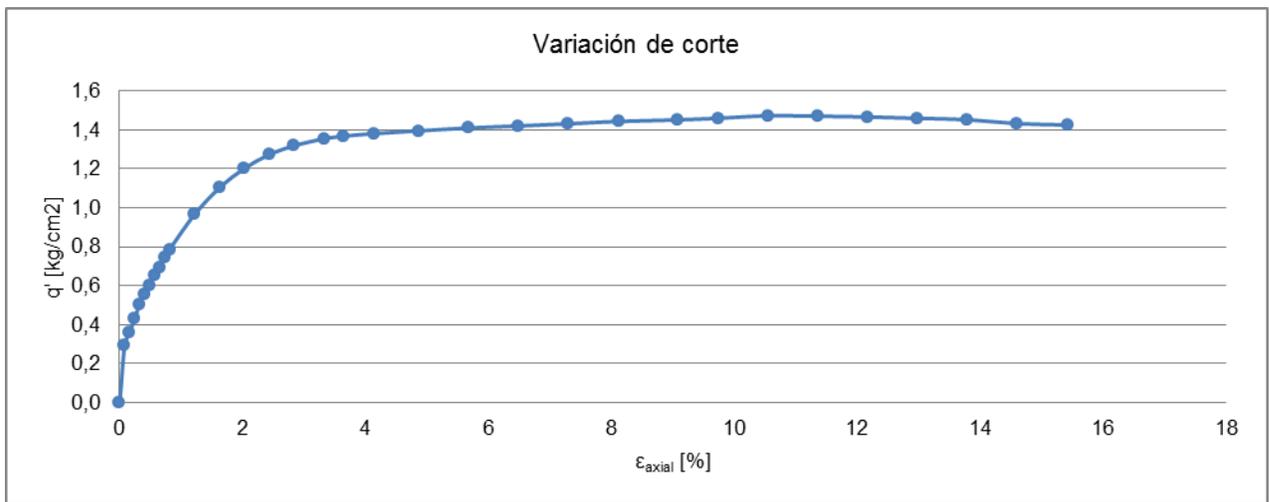
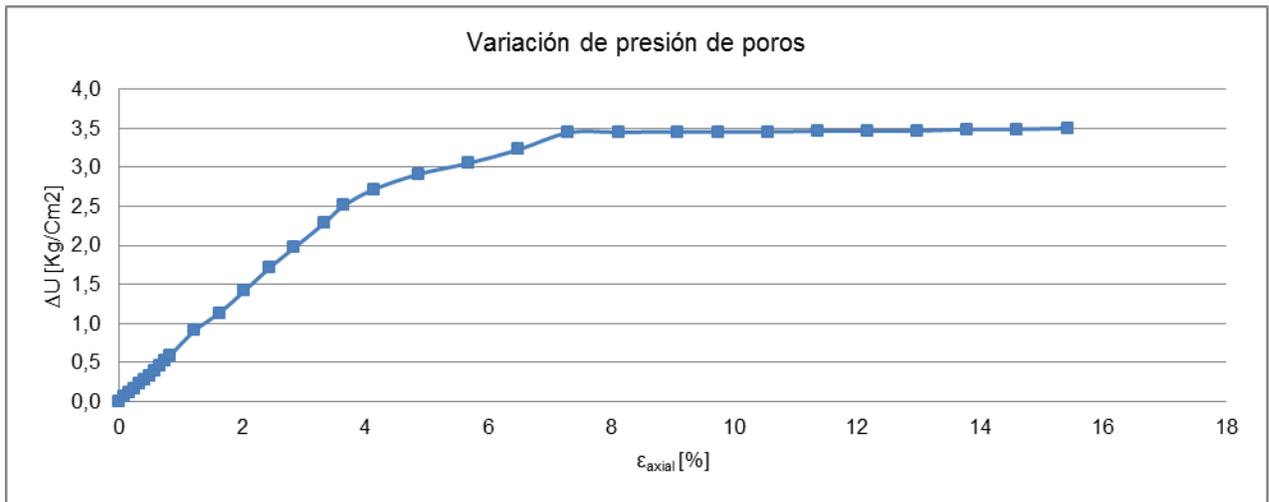
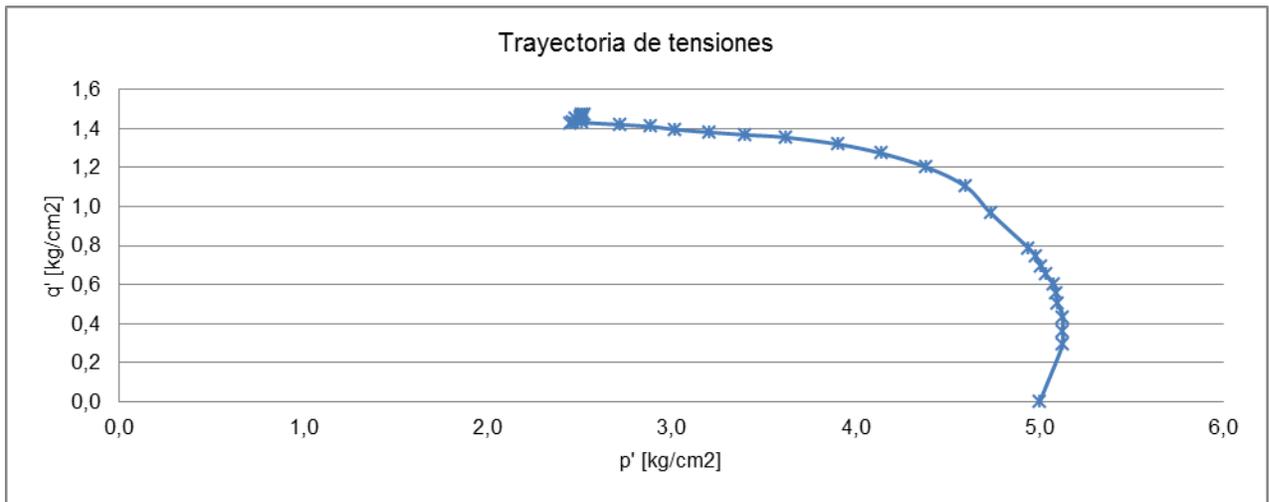
Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,08	0,13	5,09	0,33
0,16	0,25	5,04	0,44
0,24	0,40	4,95	0,53
0,33	0,54	4,86	0,59
0,41	0,71	4,73	0,66
0,49	0,83	4,64	0,71
0,57	0,99	4,52	0,76
0,65	1,13	4,40	0,80
0,73	1,30	4,26	0,83
0,82	1,41	4,17	0,86
1,22	2,07	3,57	0,96
1,63	2,50	3,16	0,99
2,04	2,84	2,82	0,99
2,45	3,07	2,59	0,99
2,85	3,22	2,43	0,98
3,26	3,33	2,32	0,97
3,67	3,41	2,24	0,97
4,08	3,48	2,17	0,97
4,89	3,55	2,11	0,99
5,71	3,60	2,06	0,99
6,60	3,61	2,06	1,01
7,34	3,63	2,05	1,02
8,32	3,63	2,06	1,03
8,97	3,63	2,06	1,04
10,03	3,64	2,05	1,04
10,60	3,64	2,05	1,03
11,41	3,64	2,05	1,03
12,23	3,65	2,04	1,03
13,04	3,66	2,02	1,02
13,86	3,67	2,00	1,01
14,68	3,69	1,97	1,00



Proyecto	" Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central"
Muestra	Relave integral tranque Ovejería
Probeta	Deposición en seco, índice de vacío confección 0,765

Datos		
e inicial		0,765
DR confección	[%]	84
Humedad inicial	[%]	27,59
Volumen drenado etapa consolidación	[cms ³]	16,1
DR ensayo	[%]	99
e post-consolidación		0,577
Back pressure	[Kg/cm ²]	2,0
Presión de cámara efectiva	[Kg/cm ²]	5,0
B-value	[%]	95
Velocidad deformación unitaria	[%]	0,10

Deformación axial	Presión de poros	p'	q'
[%]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]
0,00	0,00	5,00	0,00
0,08	0,07	5,13	0,30
0,16	0,12	5,12	0,36
0,24	0,16	5,13	0,43
0,32	0,24	5,10	0,50
0,41	0,28	5,09	0,56
0,49	0,32	5,08	0,60
0,57	0,40	5,04	0,65
0,65	0,45	5,01	0,69
0,73	0,52	4,98	0,75
0,81	0,58	4,94	0,79
1,22	0,91	4,74	0,97
1,62	1,14	4,60	1,10
2,03	1,42	4,38	1,20
2,43	1,71	4,14	1,27
2,84	1,97	3,91	1,32
3,32	2,28	3,62	1,35
3,65	2,51	3,40	1,37
4,14	2,72	3,20	1,38
4,87	2,91	3,02	1,39
5,68	3,05	2,89	1,41
6,49	3,23	2,72	1,42
7,30	3,44	2,51	1,43
8,11	3,45	2,51	1,44
9,08	3,46	2,51	1,45
9,73	3,46	2,52	1,46
10,54	3,46	2,53	1,47
11,35	3,47	2,51	1,47
12,16	3,47	2,51	1,47
12,98	3,47	2,51	1,46
13,79	3,49	2,48	1,45
14,60	3,49	2,47	1,43
15,41	3,50	2,45	1,43



1.3. Diseño.

1.3.1. Propiedades geomecánicas del tranque.

1.3.1.1. Peralte cada 10 m, altura de muro 40 m.

ESTRATO	e	Su/ σ_v'	σ_v'	Su
			[Kn/m ²]	[Kn/m ²]
Lama compactada 1	0,473	0,705	21,60	15,22
Lama compactada 2	0,473	0,705	64,79	45,65
Lama compactada 3	0,473	0,705	107,99	76,08
Lama compactada 4	0,473	0,705	151,19	106,52
Lama compactada 5	0,473	0,705	194,38	136,95
Lama compactada 6	0,473	0,705	237,58	167,38
Lama compactada 7	0,473	0,705	280,77	197,81
Lama compactada 8	0,473	0,705	323,97	228,25
Lama compactada 9	0,473	0,705	367,17	258,68
Lama compactada 10	0,473	0,705	410,36	289,11
Lama compactada 11	0,760	0,200	451,64	90,33
Lama compactada 12	0,760	0,200	490,99	98,20
Lama comp. bajo muro 1	0,473	0,705	105,43	74,28
Lama comp. bajo muro 2	0,473	0,705	130,00	91,59
Lama comp. bajo muro 3	0,473	0,705	154,57	108,90
Lama comp. bajo muro 4	0,473	0,705	179,13	126,20
Lama comp. bajo muro 5	0,473	0,705	203,70	143,51
Lama depos. sin comp. 1	0,760	0,200	19,68	3,94
Lama depos. sin comp. 2	0,760	0,200	59,03	11,81
Lama depos. sin comp. 3	0,760	0,200	98,38	19,68
Lama depos. sin comp. 4	0,760	0,200	137,73	27,55
Lama depos. sin comp. 5	0,760	0,200	177,08	35,42
Lama depos. sin comp. 6	0,760	0,200	216,43	43,29
Lama depos. sin comp. 7	0,760	0,200	255,78	51,16
Lama depos. sin comp. 8	0,760	0,200	295,13	59,03
Lama depos. sin comp. 9	0,760	0,200	334,48	66,90

1.3.1.2. Peralte cada 10 m, altura de muro 70 m.

ESTRATO	e	Su/ σ_v'	σ_v'	Su
			[Kn/m ²]	[Kn/m ²]
Lama compactada 1	0,473	0,705	21,60	15,22
Lama compactada 2	0,473	0,705	64,79	45,65
Lama compactada 3	0,473	0,705	107,99	76,08
Lama compactada 4	0,473	0,705	151,19	106,52
Lama compactada 5	0,473	0,705	194,38	136,95
Lama compactada 6	0,473	0,705	237,58	167,38
Lama compactada 7	0,473	0,705	280,77	197,81
Lama compactada 8	0,473	0,705	323,97	228,25
Lama compactada 9	0,473	0,705	367,17	258,68
Lama compactada 10	0,473	0,705	410,36	289,11
Lama compactada 11	0,760	0,200	451,64	90,33
Lama compactada 12	0,760	0,200	490,99	98,20
Lama compactada 13	0,760	0,200	530,34	106,07
Lama compactada 14	0,760	0,200	569,69	113,94
Lama comp. bajo muro 1	0,473	0,705	105,43	74,28
Lama comp. bajo muro 2	0,473	0,705	130,00	91,59
Lama comp. bajo muro 3	0,473	0,705	154,57	108,90
Lama comp. bajo muro 4	0,473	0,705	179,13	126,20
Lama comp. bajo muro 5	0,473	0,705	203,70	143,51
Lama comp. bajo muro 6	0,473	0,705	189,27	133,35
Lama comp. bajo muro 7	0,473	0,705	195,20	137,53
Lama comp. bajo muro 8	0,473	0,705	201,14	141,71
Lama comp. bajo muro 9	0,473	0,705	207,08	145,89
Lama comp. bajo muro 10	0,473	0,705	213,01	150,07
Lama depos. sin comp. 1	0,760	0,200	19,68	3,94
Lama depos. sin comp. 2	0,760	0,200	59,03	11,81
Lama depos. sin comp. 3	0,760	0,200	98,38	19,68
Lama depos. sin comp. 4	0,760	0,200	137,73	27,55
Lama depos. sin comp. 5	0,760	0,200	177,08	35,42

Continuación **Peralte cada 10 m, altura de muro 70 m.**

Lama depos. sin comp. 6	0,760	0,200	216,43	43,29
Lama depos. sin comp. 7	0,760	0,200	255,78	51,16
Lama depos. sin comp. 8	0,760	0,200	295,13	59,03
Lama depos. sin comp. 9	0,760	0,200	334,48	66,90
Lama depos. sin comp. 10	0,760	0,200	373,83	74,77
Lama depos. sin comp. 11	0,760	0,200	393,51	78,70
Lama depos. sin comp. 12	0,760	0,200	413,18	82,64
Lama depos. sin comp. 13	0,760	0,200	432,86	86,57

1.3.1.3. Peralte cada 5 m, altura de muro 35 m, crecimiento peralte.

ESTRATO	e	Su/ σ_v'	σ_v'	Su
			[Kn/m ²]	[Kn/m ²]
Lama compactada 1	0,473	0,705	21,60	15,22
Lama compactada 2	0,473	0,705	64,79	45,65
Lama compactada 3	0,473	0,705	107,99	76,08
Lama compactada 4	0,473	0,705	151,19	106,52
Lama compactada 5	0,473	0,705	194,38	136,95
Lama comp. bajo muro 1	0,473	0,705	58,86	41,47
Lama comp. bajo muro 2	0,473	0,705	83,42	58,78
Lama comp. bajo muro 3	0,473	0,705	115,44	81,33
Lama depos. sin comp. 1	0,760	0,200	19,68	3,94
Lama depos. sin comp. 2	0,760	0,200	59,03	11,81
Lama depos. sin comp. 3	0,760	0,200	98,38	19,68
Lama depos. sin comp. 4	0,760	0,200	137,73	27,55
Lama depos. sin comp. 5	0,760	0,200	177,08	35,42
Lama depos. sin comp. 6	0,760	0,200	216,43	43,29
Lama depos. sin comp. 7	0,760	0,200	255,78	51,16
Lama depos. sin comp. 8	0,760	0,200	295,13	59,03
Lama depos. sin comp. 9	0,760	0,200	334,48	66,90

1.3.1.4. Peralte cada 5 m, altura de muro 35 m, crecimiento peralte y depositacion de lamas.

ESTRATO	e	Su/ σ_v'	σ_v'	Su
			[Kn/m ²]	[Kn/m ²]
Lama compactada 1	0,473	0,705	21,60	15,22
Lama compactada 2	0,473	0,705	64,79	45,65
Lama compactada 3	0,473	0,705	97,19	68,47
Lama compactada 4	0,473	0,705	129,59	91,30
Lama compactada 5	0,473	0,705	172,78	121,73
Lama compactada 6	0,473	0,705	215,98	152,17
Lama compactada 7	0,473	0,705	259,18	182,60
Lama compactada 8	0,473	0,705	302,37	213,03
Lama compactada 9	0,473	0,705	345,57	243,46
Lama compactada 10	0,473	0,705	388,76	273,90
Lama comp. bajo muro 1	0,473	0,705	58,86	41,47
Lama comp. bajo muro 2	0,473	0,705	83,42	58,78
Lama comp. bajo muro 3	0,473	0,705	104,64	73,72
Lama depos. sin comp. 1	0,760	0,200	19,68	3,94
Lama depos. sin comp. 2	0,760	0,200	59,03	11,81
Lama depos. sin comp. 3	0,760	0,200	98,38	19,68
Lama depos. sin comp. 4	0,760	0,200	137,73	27,55
Lama depos. sin comp. 5	0,760	0,200	177,08	35,42
Lama depos. sin comp. 6	0,760	0,200	216,43	43,29
Lama depos. sin comp. 7	0,760	0,200	255,78	51,16
Lama depos. sin comp. 8	0,760	0,200	295,13	59,03
Lama depos. sin comp. 9	0,760	0,200	334,48	66,90

1.3.1.5. Peralte cada 5 m, altura de muro 70 m.

ESTRATO	e	Su/ σ_v'	σ_v'	Su
			[Kn/m ²]	[Kn/m ²]
Lama compactada 1	0,473	0,705	21,60	15,22
Lama compactada 2	0,473	0,705	64,79	45,65
Lama compactada 3	0,473	0,705	97,19	68,47
Lama compactada 4	0,473	0,705	129,59	91,30
Lama compactada 5	0,473	0,705	172,78	121,73
Lama compactada 6	0,473	0,705	215,98	152,17
Lama compactada 7	0,473	0,705	259,18	182,60
Lama compactada 8	0,473	0,705	302,37	213,03
Lama compactada 9	0,473	0,705	345,57	243,46
Lama compactada 10	0,473	0,705	388,76	273,90
Lama comp. bajo muro 1	0,473	0,705	58,86	41,47
Lama comp. bajo muro 2	0,473	0,705	83,42	58,78
Lama comp. bajo muro 3	0,473	0,705	104,64	73,72
Lama comp. bajo muro 4	0,473	0,705	96,12	67,72
Lama comp. bajo muro 5	0,473	0,705	102,05	71,90
Lama comp. bajo muro 6	0,473	0,705	112,10	78,97
Lama depos. sin comp. 1	0,760	0,200	19,68	3,94
Lama depos. sin comp. 2	0,760	0,200	59,03	11,81
Lama depos. sin comp. 3	0,760	0,200	98,38	19,68
Lama depos. sin comp. 4	0,760	0,200	137,73	27,55
Lama depos. sin comp. 5	0,760	0,200	177,08	35,42
Lama depos. sin comp. 6	0,760	0,200	216,43	43,29
Lama depos. sin comp. 7	0,760	0,200	255,78	51,16
Lama depos. sin comp. 8	0,760	0,200	295,13	59,03
Lama depos. sin comp. 9	0,760	0,200	334,48	66,90