



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**COMPORTAMIENTO FRICCIONANTE
DE MATERIALES GRANULARES GRUESOS**

**TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE
MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
MENCION INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

LUIS RAUL CONTRERAS BUSTOS

**PROFESOR GUÍA:
RAMÓN VERDUGO ALVARADO**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
SANDRA LINERO MOLINA
CLAUDIO FONCEA NAVARRO
PEDRO ACEVEDO**

**SANTIAGO DE CHILE
MARZO, 2011**

*Dedicado a mis padres y hermanos.
Por su constante apoyo motivación y comprensión.*

Gracias

RESUMEN DE TESIS
PARA OPTAR AL GRADO DE
MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA,
MENCIÓN INGENIERÍA GEOTÉCNICA
POR: LUIS CONTRERAS BUSTOS
FECHAS: 30/3/2011
PROFESOR GUÍA: SR. RAMÓN VERDUGO

“COMPORTAMIENTO FRICCIONANTE DE MATERIALES GRANULARES GRUESOS”

Para el estudio del comportamiento friccionante de materiales granulares gruesos se ensayaron en el equipo triaxial de gran escala de la Universidad de Chile, muestras de un material denominado lastre proveniente de tronaduras.

Muestras escaladas por corte para este material proporcionaron resistencias mayores a las que tendría el material en su conjunto, debido a que las partículas eliminadas de mayor tamaño resultaron menos resistentes que las de menor tamaño. También se evaluó la influencia de la composición litológica, tamaño nominal y desgaste, en la rotura de partículas y el comportamiento general del material.

Se reconoce que la resistencia del lastre no aumenta linealmente con la presión de confinamiento lo que confirma un comportamiento ampliamente aceptado que se ha atribuido exclusivamente a la rotura de partículas. Sin embargo, el presente estudio indaga sobre otros factores que intervienen en este fenómeno. Para ello, se procedió a un estudio detallado, del comportamiento friccionante de probetas de roca sometidas a un amplio rango de presiones normales.

A diferencia de lo que sugieren los modelos clásicos de fricción conocidos, se concluye en este trabajo que la fricción pura definida como la razón entre la fuerza tangencial y normal no es un valor constante para un determinado material, sino que decrece con el aumento de las tensiones. Esto permite explicar el comportamiento de fricción descrito para materiales granulares gruesos.

Los ensayos de fricción pura realizados en este estudio permiten concluir que la fricción estática que teóricamente impide todo desplazamiento entre partículas es solo válida para tensiones normales relativamente bajas. En cambio, para tensiones normales elevadas existen dos etapas: deslizamiento progresivo desde el inicio de la carga aplicada y deslizamiento acentuado a partir de un umbral asociado al roce propiamente tal. Esto implicaría el corrimiento de las partículas favoreciendo la movilización de la falla.

AGRADECIMIENTOS

La verdad que recordar a cada una de las personas que se cruzaron en mi camino desde aquel día en que decidí darle un giro a mi vida y dejar de trabajar por seguir un sueño como era estudiar algo que me apasionaba, resulta un tanto difícil. Son muchos los nombres que llenarían sin duda más de una página, pero de lo que si estoy seguro es que ellos tienen desde aquel día un amigo con quien contar.

A los profesores del programa de estudio, técnicos y profesionales de la sección geotecnia de Idiem, secretarias de la facultad, compañeros de la pecera, familiares y amigos personales, compañeros de trabajo y todas esas personas que contribuyeron con un granito en mi desarrollo profesional, mis más sinceros agradecimientos.

Debo dar un especial agradecimiento a mis padres por todo su apoyo incondicional y constante preocupación, y que al igual que el Papa Julio II cuando encargo a Miguel Ángel decorar la bóveda de la Capilla Sixtina, diariamente me preguntaban “¿Cuándo terminarás?”, a lo que yo respondía “*Cuando la termine ¡¡¡*”.

Por último, agradecer al profesor Ramón Verdugo por haber creído en mí al momento de postular al Magíster y darme la oportunidad de aprender todo lo que él y los demás docentes de la facultad me entregaron durante estos años.

Soy un convencido de que el destino nos entrega múltiples caminos para tomar en la vida y está en cada uno creer en sí mismo y en que nuestros sueños pueden ser realizados en la medida de que la constancia y la disciplina sean parte de nuestro desarrollo. Creí en mi sueño y en mis capacidades y lo logre ¡¡¡¡

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 2	
RESISTENCIA AL CORTE EN MATERIALES GRANULARES GRUESOS.....	4
2.1 INTRODUCCION.....	4
2.2 COMPONENTES DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN MATERIALES GRANULARES.....	7
2.3 FACTORES QUE CONDICIONAN EL COMPORTAMIENTO DE MATERIALES GRANULARES SOMETIDOS A ALTAS PRESIONES.....	15
2.3.1 NIVEL DE ESFUERZOS Y ESTADO TENSIONAL.....	16
2.3.2 TAMAÑO MÁXIMO DE PARTÍCULAS.....	19
2.3.3 COMPOSICIÓN DE LAS PARTÍCULAS.....	21
2.3.4 ESTADO INICIAL DE LA MUESTRA.....	24
2.3.5 FORMA DE LAS PARTÍCULAS.....	27
2.3.6 RESISTENCIA INDIVIDUAL DE LAS PARTÍCULAS.....	30
2.4 FENOMENO DE ROTURA DE PARTÍCULAS.....	32
2.5 RELACIÓN ESFUERZO – DEFORMACIÓN EN EL ENSAYO TRIAXIAL.....	40
2.5.1 MODELO HIPERBOLICO.....	40
2.5.2 MODELO RAMBER - OSGOOD.....	44
CAPÍTULO 3	
COMPORTAMIENTO FRICCIONAL.....	46
3.1 INTRODUCCIÓN.....	46
3.2 FUNDAMENTOS DEL COMPORTAMIENTO FRICCIONAL.....	47
3.3 MECANISMOS DE FRICCIÓN AL DESLIZAMIENTO.....	50
3.4 FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO FRICCIONAL.....	56
3.5 INFLUENCIA DE LA CARGA NORMAL SOBRE LA FRICCIÓN.....	63
CAPÍTULO 4	
PROGRAMA DE ENSAYOS.....	67
4.1 INTRODUCCIÓN.....	67
4.2 GRANULOMETRÍA.....	68
4.3 DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA.....	70
4.4 SOLIDEZ DE LAS PARTICULAS A LOS SULFATO.....	71
4.5 DESGASTE DE LOS ÁNGELES.....	71

4.6	SLAKE DURABILITY	72
4.7	CARGA PUNTUAL.....	73
4.8	TRIAXIAL GIGANTE	76
4.8.1	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ENSAYO TRIAXIAL GIGANTE.....	76
4.8.2	COMPONENTES DEL EQUIPO TRIAXIAL GIGANTE	76
4.8.2.1	MARCO DE REACCIÓN Y CÁMARA TRIAXIAL.....	76
4.8.2.2	SISTEMA HIDRÁULICO DE CARGA Y DE CONTROL DE PRESIONES.....	80
4.8.2.3	CILINDRO DE SATURACIÓN Y CONTROL VOLUMÉTRICO.....	82
4.8.2.4	PANEL DE CONTROL, EQUIPOS DE ADQUISICIÓN DE DATOS E INSTRUMENTACIÓN.	82
4.8.2.5	COMPONENTES DE ARMADO DE LA PROBETA	85
4.8.3	PROCEDIEMINTO DE ARMADO Y ENSAYO DE PROBETA TRIAXIAL GIGANTE	86
4.8.3.1	SELECCIÓN Y PREPARACIÓN DE LA MUESTRA	86
4.8.3.2	MONTAJE DEL MOLDE DE ARMADO DE LA PROBETA	88
4.8.3.3	CONSTRUCCIÓN DE PROBETA	88
4.8.3.4	MONTAJE DE LA PROBETA DENTRO DE LA CAMARA TRIAXIAL.....	89
4.8.3.5	SATURACIÓN DE LA PROBETA.....	89
4.8.3.6	APLICACIÓN DE LA CONTRAPRESIÓN Y VERIFICACIÓN DE LA SATURACIÓN..	90
4.8.3.7	ETAPA DE CONSOLIDACIÓN.....	90
4.8.3.8	ETAPA DE CARGA.....	90
4.8.4	CORRECCIÓN DE DATOS DEL ENSAYO TRIAXIAL	91
4.8.4.1	CORRECCION DE AREA.....	91
4.8.4.2	CORRECCION POR ESPESOR DE MEMBRANA	92
4.8.4.3	AJUSTE DE DATOS INICIALES DE DEFORMACION	92
4.9	ROTURA DE PARTÍCULAS EN MATERIALES GRANULARES GRUESOS	93
4.10	FRICCIÓN ENTRE SUPERFICIES DE ROCA PULIDA.....	93
CAPÍTULO 5		
	MATERIALES ENSAYADOS.....	98
5.1	INTRODUCCIÓN.....	98
5.2	PROPIEDADES BÁSICAS DE LOS LASTRES	101
5.3	DESCRIPCIÓN PETROGRÁFICA MACROSCÓPICA DE LA MUESTRA DE ROCA UTILIZADA PARA EL ENSAYO DE FRICCIÓN PURA.....	104
CAPÍTULO 6		
	PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	105
6.1	INTRODUCCIÓN.....	105

6.2	PROPIEDADES Y RESISTENCIA INDIVIDUAL DE LAS PARTÍCULAS QUE COMPONEN LOS LASTRES.....	106
6.3	COMPORTAMIENTO DE LOS LASTRES SOMETIDO A ENSAYO TRIAXIAL	118
6.3.1	COMPORTAMIENTO DEL LASTRE NATURAL.....	119
6.3.2	COMPORTAMIENTO DEL LASTRE LIXIVIADO	123
6.3.3	COMPORTAMIENTO DEL LASTRE CHANCADO	127
6.4	EVALUACIÓN DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE	131
6.5	EVALUACION DE LA ROTURA DE PARTICULAS EN LASTRES	136
6.6	MODULO DE DEFORMACIÓN EN EL ENSAYO TRIAXIAL GIGANTE	146
6.7	COMPORTAMIENTO FRICCIONAL BAJO ALTAS PRESIONES.....	149

CAPÍTULO 7

	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	158
7.1.	CONCLUSIONES	158
7.2.	RECOMENDACIONES.....	161

	BIBLIOGRAFÍA	162
--	---------------------------	-----

APÉNDICES

APÉNDICE A

	ARMADO DE PROBETA TRIAXIAL	172
--	----------------------------------	-----

APÉNDICE B

	MODELOS HIPERBÓLICO Y RAMBERG-OSGOOD	181
--	--	-----

APÉNDICE C

	GRÁFICOS DE FRICCIÓN	192
--	----------------------------	-----

APÉNDICE D

	SLAKE DURABILITY	201
--	------------------------	-----

APÉNDICE E

	ROTURA DE PARTÍCULAS POST ENSAYO	208
--	--	-----

FIGURAS

FIGURA 2.1	ENVOLVENTE DE FALLA CURVA PARA ENROCADOS (CHARLES & WATTS, 1980).....	6
FIGURA 2.2	ENVOLVENTE DE FALLA BI-LINEAL PARA ENROCADOS (HUSSAIN & KATTI, 1981).....	6
FIGURA 2.3	A) SUPOSICIÓN DE COULOMB Y ENSAYO DE CAJA DE CORTE. B) ESFUERZOS TRIAXIALES. C) CRITERIO DE FALLA MOHR -COULOMB. (ROWE, 1962)	8
FIGURA 2.4	COMPORTAMIENTO TENSIÓN DEFORMACIÓN DE ARENA SUELTA Y DENSA (ROWE, 1962).....	10

TABLA DE CONTENIDOS

FIGURA 2.5	COMPONENTES DE LA RESIDENCIA AL CORTE DE MATERIALES GRANULARES (MODIFICADO DE ROWE, 1962).....	11
FIGURA 2.6	COMPONENTES DE LA RESIDENCIA AL CORTE DE MATERIALES GRANULARES (MODIFICADO DE ROWE, 1967 Y MITCHELL, 1993).....	13
FIGURA 2.7	INTERPRETACIÓN DE LOS COMPONENTES DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN (ASSAAD & MASAD, 2004).....	14
FIGURA 2.8	COMPONENTES DE RESISTENCIA DE UN ENSAYO TRIAXIAL DRENADO EN ARENA (LEE & SEED, 1967).....	14
FIGURA 2.9	ENVOLVENTES DE FALLA PARA DIFERENTES SUELOS SOMETIDOS A ALTOS NIVELES DE PRESIÓN DE CONFINAMIENTO. TODOS SON ENSAYOS DRENADOS EXCEPTO LA ARCILLA DE LONDRES (BISHOP, 1965).....	15
FIGURA 2.10	VARIACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN CON LA TENSIÓN NORMAL. MODIFICADO DE LEPS (1970) E INDRARATNA (1993). VALORES DE ENSAYOS CORRESPONDIENTES A ESTUDIOS DE MARSAL (1973).....	17
FIGURA 2.11	VARIACIÓN DE LA RAZÓN DE ESFUERZOS PRINCIPALES FRENTE A UN AUMENTO DE LA TENSIÓN NORMAL (MODIFICADO DE INDRARATNA, 1993).....	18
FIGURA 2.12	VARIACIÓN DE LA RELACIÓN TENSIÓN-DILATANCIA A DIFERENTES TENSIONES DE CONFINAMIENTO. (RAYMOND & DAVIES, 1978).....	18
FIGURA 2.13	DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA DE LOS MATERIALES ENSAYADOS (MARACHI ET AL., 1972).	19
FIGURA 2.14	INFLUENCIA DEL TAMAÑO MÁXIMO DE PARTÍCULA Y PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EN LA CAÍDA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN (MARACHI ET AL., 1972).....	20
FIGURA 2.15	INFLUENCIA DEL TAMAÑO MÁXIMO EN EL ÁNGULO DE FRICCIÓN (MODIFICADO DE UHLE, 1986).....	21
FIGURA 2.16	VARIACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE VERSUS ESFUERZO NORMAL, PARA DIFERENTES MATERIALES CONSTITUIDOS POR UN SOLO MINERAL (MURPHY, 1970).	22
FIGURA 2.17	CURVATURA DE LA ENVOLVENTE DE FALLA DE DISTINTOS ENROCADOS EN UN RANGO DE TENSIONES RELATIVAMENTE BAJO (INDRARATNA, 1993).	23
FIGURA 2.18	VARIACIÓN DE LA DENSIDAD SECA MÁXIMA Y MÍNIMA DE BASALTO PARA DIFERENTES TAMAÑOS MÁXIMO DE PARTÍCULAS (BECKER ET AL., 1972).	25
FIGURA 2.19	VARIACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA PARA DIFERENTES DENSIDADES RELATIVAS. VENATO SANDSTONE ROCKFILL (BECKER ET AL., 1972).....	25
FIGURA 2.20	VARIACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE VERSUS ESFUERZO NORMAL, PARA DIFERENTES DENSIDADES RELATIVAS EN ARENA DEL RÍO CHATTAHOOCHEE (TAI, 1970).....	26
FIGURA 2.21	VARIACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN SECANTE VERSUS ESFUERZO NORMAL, PARA DIFERENTES DENSIDADES RELATIVAS EN ARENA DE OTTAWA (TAI, 1970).....	26
FIGURA 2.22	INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD EN LA PÉRDIDA DE RESISTENCIA (INDRARATNA ET AL., 1998).....	27
FIGURA 2.23	EFFECTO DE LA FORMA DE LAS PARTÍCULAS EN EL ÁNGULO DE FRICCIÓN. (HOLUBEC & D'APPOLONIA, 1973).....	28
FIGURA 2.24	FOTOGRAFÍA DE ESFERAS DE ACERO DE DIFERENTES FORMAS (SHINOHARA ET AL., 2000).....	29
FIGURA 2.25	ENVOLVENTE DE FALLA PARA DIFERENTES FORMA DE PARTÍCULA (SHINOHARA ET AL., 2000).....	30
FIGURA 2.26	DETERMINACIÓN DE TENSIÓN DE ROTURA DE UNA PARTÍCULA (LEE, 1992).....	31

TABLA DE CONTENIDOS

FIGURA 2.27	RELACIÓN ENTRE RESISTENCIA Y TAMAÑO DE PARTÍCULA (LEE, 1992)	31
FIGURA 2.28	ÍNDICE DE ROTURA DE PARTÍCULAS DE MARSAL (1967), LEE & FARHOOMAND (1967), HARDIN (1985) Y LESLIE (1963). (LADE, 1996).....	35
FIGURA 2.29	ÍNDICE DE ROTURA DE PARTÍCULAS DE MARSAL (BG) Y LEE & FARHOOMAND (D_{15}) (LADE, 1996)	37
FIGURA 2.30	ÍNDICE DE ROTURA DE PARTÍCULAS DE HARDIN - BR Y B10 (LADE, 1996).....	37
FIGURA 2.31	EVOLUCIÓN DE LA ROTURA DE PARTÍCULAS EN UN ENSAYO TRIAXIAL (VESIC & BARKASDALE, 1963)	38
FIGURA 2.32	MAGNITUD DE ROTURA DE PARTÍCULAS EN ARENAS ANGULOSAS Y REDONDEADAS (LEE & FARHOOMAND, 1967)	38
FIGURA 2.33	MAGNITUD DE ROTURA PARA DIFERENTES DISTRIBUCIONES DE TAMAÑOS MÁXIMOS (LEE & FARHOOMAND, 1967)	39
FIGURA 2.34	EFFECTO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO, TAMAÑO MÁXIMO E ÍNDICE DE VACÍOS EN LA ROTURA DE PARTÍCULAS (HUSSAIN & KATTI, 1981)	40
FIGURA 2.35	CURVAS GRANULOMÉTRICAS PARA DIFERENTES PRESIONES DE CONFINAMIENTO EN UN ENSAYO TRIAXIAL DRENADO EN COMPRESIÓN Y EXTENSIÓN PARA ARENA DE CAMBRIA (LADE & YAMAMURO, 1996).....	40
FIGURA 2.36	RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN HIPERBÓLICA Y TRANSFORMADA DE DUNCAN (DUNCAN <i>ET. AL</i> , 1970)	41
FIGURA 3.1	COEFICIENTE DE FRICCIÓN ENTRE DOS SUPERFICIES EN CONTACTO	48
FIGURA 3.2	A) DETALLE DEL FENÓMENO STICK-SLIP (BLAU, 2001) B) FENÓMENO DE STICK-SLIP DURANTE EL DESLIZAMIENTO DE DOS SUPERFICIES LISAS (JAGER & COOK, 1969).....	49
FIGURA 3.3	A) ESQUEMA DE LA TEORÍA FRICCIONAL POR TRABAZÓN (COULOMB, 1821) B) REPRESENTACIÓN DE MECANISMO DE FRICCIÓN (MUSER <i>ET AL.</i> , 2003).....	50
FIGURA 3.4	ESQUEMA DE MECANISMO DE FRICCIÓN POR ADHESIÓN DURANTE EL DESLIZAMIENTO DE DOS SUPERFICIES RUGOSAS EN CONTACTO. (GÓMEZ, 2005).....	51
FIGURA 3.5	ESQUEMA DE DEFORMACIONES PLÁSTICAS Y ELÁSTICAS ENTRE CONTACTOS. (MODIFICADO DE BONAPARTE & MITCHELL, 1981)	52
FIGURA 3.6	REDUCCIÓN DE LA FRICCIÓN FRENTE A UN AUMENTO DE LA VELOCIDAD DE DESLIZAMIENTO (LUDEMA, 1996).....	57
FIGURA 3.7	COEFICIENTE FRICCIÓN VERSUS DUREZA DE PARTÍCULAS (SPURR, 1958).....	58
FIGURA 3.8	FRICCIÓN ENTRE DIFERENTES SUPERFICIES (BROWN, 1966).	59
FIGURA 3.9	INFLUENCIA DE LA HUMEDAD RELATIVA EN EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN (HORN & DEERE, 1962).....	60
FIGURA 3.10	FRICCIÓN DEL CUARZO (BROMWELL, 1966)	61
FIGURA 3.11	ENSAYO DE FRICCIÓN SOBRE SUPERFICIE DE CUARZO PULIDA (BROMWELL, 1966).....	62
FIGURA 3.12	ENSAYO DE FRICCIÓN SOBRE SUPERFICIE DE CUARZO RUGOSA (BROMWELL, 1966).....	62
FIGURA 3.13	INFLUENCIA DE LA PRESIÓN NORMAL (LUDEMA, 1996).	64
FIGURA 3.14	VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN (MARSAL, 1973)	65
FIGURA 3.15	VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN (MAURER, 1966).....	66
FIGURA 3.16	INCREMENTO EXPONENCIAL DE LA FUERZA DE FRICCIÓN (MAURER, 1966).....	66

TABLA DE CONTENIDOS

FIGURA 4.1	TAMAÑO REAL DE PARTÍCULAS DE LASTRE IN-SITU.	68
FIGURA 4.2	CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE MATERIALES ENSAYADOS EN COMPRESIÓN TRIAXIAL. (MARSAL, 1980).....	69
FIGURA 4.3	ENSAYO DE DENSIDAD MÍNIMA EN PARTÍCULAS DE GRAN TAMAÑO.	70
FIGURA 4.4	ENSAYO DE DENSIDAD MÁXIMA EN PARTÍCULAS DE GRAN TAMAÑO.	70
FIGURA 4.5	EQUIPO DE ENSAYO DE DESGASTE DE PARTÍCULAS SLAKE DURABILITY.....	73
FIGURA 4.6	TIPOS DE MUESTRAS POSIBLES DE ENSAYAR A CARGA PUNTUAL.....	74
FIGURA 4.7	COMPONENTES DEL EQUIPO TRIAXIAL GIGANTE DE IDIEM	77
FIGURA 4.8	ESQUEMA DE MARCOS DE REACCIÓN Y CÁMARA TRIAXIAL (IDIEM)	78
FIGURA 4.9	MARCO DE REACCIÓN DE ENSAYO TRIAXIAL GIGANTE (IDIEM).....	79
FIGURA 4.10	PISTÓN DE CARGA (IDIEM).....	80
FIGURA 4.11	CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA DE CARGA (IDIEM).	81
FIGURA 4.12	CENTRAL HIDRÁULICA Y DE CONTROL DE PRESIÓN (IDIEM).	81
FIGURA 4.13	A) BOMBA DE TRIPLE PISTOS. B) COMPRESOR DE AIRE (IDIEM).....	81
FIGURA 4.14	ESTANQUE DE AGUA DE 500 L (IDIEM).....	82
FIGURA 4.15	PANEL DE CONTROL PRINCIPAL (IDIEM).	83
FIGURA 4.16	CELDA DE CARGA SUMERGIBLE (IDIEM).	83
FIGURA 4.17	DISPOSICIÓN DE LOS LVDT (IDIEM).	84
FIGURA 4.18	COMPONENTES DE ARMADO DE UNA PROBETA TRIAXIAL GIGANTE (IDIEM).....	87
FIGURA 4.19	COMPONENTES DEL ENSAYO DE FRICCIÓN PURA	94
FIGURA 4.20	ESQUEMA DE PLACAS DE CORTE PARA ENSAYO DE FRICCIÓN PURA	97
FIGURA 5.1	CLASIFICACIÓN POR TAMAÑO DE LA FORMA DE LAS PARTÍCULAS QUE COMPONEN LOS LASTRE.....	99
FIGURA 5.2	CURVA GRANULOMÉTRICA Y PROPIEDADES BÁSICAS DEL LASTRE NATURAL.....	101
FIGURA 5.3	CURVA GRANULOMÉTRICA Y PROPIEDADES BÁSICAS DEL LASTRE LIXIVIADO	102
FIGURA 5.4	CURVA GRANULOMÉTRICA Y PROPIEDADES BÁSICAS DEL LASTRE CHANCADO.....	102
FIGURA 5.5	CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE MATERIALES ENSAYADOS EN COMPRESIÓN TRIAXIAL (MARSAL, 1980) Y LASTRE NATURAL, LIXIVIADO Y CHANCADO.	103
FIGURA 5.6	CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE MATERIALES ENSAYADOS EN COMPRESIÓN TRIAXIAL (MARSAL, 1980) Y LASTRE NATURAL, LIXIVIADO Y CHANCADO.	103
FIGURA 5.7	MUESTRA DE GRANODIORITA UTILIZADA EN ENSAYO DE FRICCIÓN PURA.	104
FIGURA 6.1	CURVA DE DESGASTE SLAKE DURABILITY DE LASTRE NATURAL	108
FIGURA 6.2	CURVA DE DESGASTE SLAKE DURABILITY DE LASTRE LIXIVIADO.....	108
FIGURA 6.3	CURVA DE DESGASTE SLAKE DURABILITY DE LASTRE CHANCADO	109
FIGURA 6.4	REPRESENTACIÓN DE PARÁMETROS	109
FIGURA 6.5	ÍNDICE IS_{50} DE RESISTENCIA Y CANTIDAD DE MUESTRAS SEGÚN LITOLOGÍA - LASTRE NATURAL	110

TABLA DE CONTENIDOS

FIGURA 6.6	ÍNDICE IS_{50} DE RESISTENCIA Y CANTIDAD DE MUESTRAS SEGÚN TAMAÑO NOMINAL - LASTRE NATURAL	110
FIGURA 6.7	FRECUENCIA DE RESISTENCIAS IS_{50} SEGÚN LITOLOGÍA - LASTRE NATURAL	111
FIGURA 6.8	FRECUENCIA DE RESISTENCIAS IS_{50} SEGÚN TAMAÑO NOMINAL - LASTRE NATURAL	111
FIGURA 6.9	ÍNDICE IS_{50} DE RESISTENCIA Y CANTIDAD DE MUESTRAS SEGÚN LITOLOGÍA - LASTRE LIXIVIADO.....	112
FIGURA 6.10	ÍNDICE IS_{50} DE RESISTENCIA Y CANTIDAD DE MUESTRAS SEGÚN TAMAÑO NOMINAL - LASTRE LIXIVIADO.....	112
FIGURA 6.11	FRECUENCIA DE RESISTENCIAS IS_{50} SEGÚN LITOLOGÍA - LASTRE LIXIVIADO.....	113
FIGURA 6.12	FRECUENCIA DE RESISTENCIAS IS_{50} SEGÚN TAMAÑO NOMINAL - LASTRE LIXIVIADO.....	113
FIGURA 6.13	ÍNDICE IS_{50} DE RESISTENCIA Y CANTIDAD DE MUESTRAS SEGÚN LITOLOGÍA - LASTRE CHANCADO	114
FIGURA 6.14	ÍNDICE IS_{50} DE RESISTENCIA Y CANTIDAD DE MUESTRAS SEGÚN TAMAÑO NOMINAL - LASTRE CHANCADO	114
FIGURA 6.15	FRECUENCIA DE RESISTENCIAS IS_{50} SEGÚN LITOLOGÍA - LASTRE CHANCADO	115
FIGURA 6.16	FRECUENCIA DE RESISTENCIAS IS_{50} SEGÚN TAMAÑO NOMINAL - LASTRE NATURAL	115
FIGURA 6.17	VARIACIÓN DEL ÍNDICE DE RESISTENCIA IS_{50} PARA DISTINTAS POROSIDADES DE LOS LASTRES.....	117
FIGURA 6.18	VARIACIÓN DE LA POROSIDAD PARA DISTINTOS DIÁMETROS DE PARTÍCULAS DE LOS LASTRES.....	117
FIGURA 6.19	VARIACIÓN DE LA POROSIDAD PARA DISTINTAS GS DE LOS LASTRES	118
FIGURA 6.20	CURVAS TENSIÓN / DEFORMACIÓN - LASTRE NATURAL	120
FIGURA 6.21	CURVA CAMBIO VOLUMÉTRICO / DEFORMACIÓN - LASTRE NATURAL.....	120
FIGURA 6.22	CURVA VARIACIÓN ÍNDICE DE VACÍOS / PRESIÓN MEDIA - LASTRE NATURAL.....	121
FIGURA 6.23	CURVA VARIACIÓN ÍNDICE DE VACÍOS / DEFORMACIÓN - LASTRE NATURAL	121
FIGURA 6.24	GRÁFICO P-Q - LASTRE NATURAL	122
FIGURA 6.25	ÁNGULO DE FRICCIÓN MOVILIZADO / DEFORMACIÓN - LASTRE NATURAL.....	122
FIGURA 6.26	CURVAS TENSIÓN / DEFORMACIÓN - LASTRE LIXIVIADO.....	124
FIGURA 6.27	CURVA CAMBIO VOLUMÉTRICO / DEFORMACIÓN - LASTRE LIXIVIADO	124
FIGURA 6.28	CURVA VARIACIÓN ÍNDICE DE VACÍOS / PRESIÓN MEDIA - LASTRE LIXIVIADO	125
FIGURA 6.29	CURVA VARIACIÓN ÍNDICE DE VACÍOS / DEFORMACIÓN - LASTRE LIXIVIADO.....	125
FIGURA 6.30	GRÁFICO P-Q - LASTRE LIXIVIADO.....	126
FIGURA 6.31	ÁNGULO DE FRICCIÓN MOVILIZADO / DEFORMACIÓN - LASTRE LIXIVIADO	126
FIGURA 6.32	CURVAS TENSIÓN / DEFORMACIÓN - LASTRE CHANCADO	128
FIGURA 6.33	CURVA CAMBIO VOLUMÉTRICO / DEFORMACIÓN - LASTRE CHANCADO.....	128
FIGURA 6.34	CURVA VARIACIÓN ÍNDICE DE VACÍOS / PRESIÓN MEDIA - LASTRE CHANCADO.....	129
FIGURA 6.35	CURVA VARIACIÓN ÍNDICE DE VACÍOS / DEFORMACIÓN - LASTRE CHANCADO	129
FIGURA 6.36	GRÁFICO P-Q - LASTRE CHANCADO	130
FIGURA 6.37	ÁNGULO DE FRICCIÓN MOVILIZADO / DEFORMACIÓN - LASTRE CHANCADO.....	130

TABLA DE CONTENIDOS

FIGURA 6.38	ENVOLVENTE DE FALLA Y ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA - LASTRE NATURAL.....	132
FIGURA 6.39	ENVOLVENTE DE FALLA Y ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA - LASTRE LIXIVIADO	133
FIGURA 6.40	ENVOLVENTE DE FALLA Y ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA - LASTRE CHANCADO.....	133
FIGURA 6.41	ENVOLVENTE DE FALLA Y ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA - LASTRE CHANCADO.....	135
FIGURA 6.42	ENVOLVENTE DE FALLA Y ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA - LASTRE CHANCADO.....	136
FIGURA 6.43	CURVAS GRANULOMÉTRICAS POST ENSAYO TRIAXIAL - LASTRE NATURAL	138
FIGURA 6.44	CURVAS GRANULOMÉTRICAS POST ENSAYO TRIAXIAL - LASTRE LIXIVIADO.....	138
FIGURA 6.45	CURVAS GRANULOMÉTRICAS POST ENSAYO TRIAXIAL - LASTRE CHANCADO	138
FIGURA 6.46	VARIACIÓN DE TAMAÑOS CON LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO - LASTRE NATURAL	139
FIGURA 6.47	VARIACIÓN DE TAMAÑOS CON LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO - LASTRE LIXIVIADO.....	139
FIGURA 6.48	VARIACIÓN DE TAMAÑOS CON LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO - LASTRE CHANCADO	139
FIGURA 6.49	PORCENTAJE RETENIDO POR TAMAÑO, PARA CADA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO - LASTRE NATURAL	140
FIGURA 6.50	PORCENTAJE RETENIDO POR TAMAÑO, PARA CADA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO - LASTRE LIXIVIADO.....	140
FIGURA 6.51	PORCENTAJE RETENIDO POR TAMAÑO, PARA CADA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO - LASTRE CHANCADO	140
FIGURA 6.52	VARIACIÓN DE LA DENSIDAD SECA CON LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO - LASTRE NATURAL	141
FIGURA 6.53	VARIACIÓN DE LA DENSIDAD SECA CON LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO - LASTRE LIXIVIADO.....	141
FIGURA 6.54	VARIACIÓN DE LA DENSIDAD SECA CON LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO - LASTRE CHANCADO	141
FIGURA 6.55	VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD C_u / PRESIÓN DE CONFINAMIENTO.....	143
FIGURA 6.56	VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE CURVATURA C_c / PRESIÓN DE CONFINAMIENTO.....	143
FIGURA 6.57	VARIACIÓN DEL COEFICIENTE D_{10}^2 / PRESIÓN DE CONFINAMIENTO (HAZEN, 1911).....	144
FIGURA 6.58	VARIACIÓN DEL COEFICIENTE ROTURA B_g / PRESIÓN DE CONFINAMIENTO (MARSAL, 1967)..	144
FIGURA 6.59	VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE ROTURA TOTAL B_T / PRESIÓN DE CONFINAMIENTO (HARDIN, 1985)	144
FIGURA 6.60	VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE ROTURA RELATIVA B_r / PRESIÓN DE CONFINAMIENTO (HARDIN, 1985)	145
FIGURA 6.61	VARIACIÓN DE LA SUPERFICIE ESPECÍFICA / PRESIÓN DE CONFINAMIENTO	145
FIGURA 6.62	DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA CUANDO EL ESFUERZO DE CORTE ES MÁXIMO / PRESIÓN DE CONFINAMIENTO	146
FIGURA 6.63	VARIACIÓN DEL MODULO SECANTE E_{50} - LASTRE NATURAL LASTRE NATURAL.....	148
FIGURA 6.64	VARIACIÓN DEL MODULO SECANTE E_{50} - LASTRE LIXIVIADO.....	148
FIGURA 6.65	VARIACIÓN DEL MODULO SECANTE E_{50} - LASTRE CHANCADO	149
FIGURA 6.66	VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN V/S DESPLAZAMIENTO RELATIVO, CON UNA CARGA NORMAL FIJA.	150

TABLA DE CONTENIDOS

FIGURA 6.67	VARIACIÓN DE LA FUERZA FRICCIONAL / FUERZA NORMAL. ÁREA DE CONTACTO: 17,4 cm ²	151
FIGURA 6.68	VARIACIÓN DEL COEFICIENTE FRICCIONAL / FUERZA NORMAL. ÁREA DE CONTACTO: 17,4 cm ²	152
FIGURA 6.69	VARIACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN PURA / TENSIÓN NORMAL. ÁREA DE CONTACTO: 17,4 cm ²	152
FIGURA 6.70	VARIACIÓN DE LA FUERZA FRICCIONAL / FUERZA NORMAL. ÁREA DE CONTACTO: 6,3 cm ²	153
FIGURA 6.71	VARIACIÓN DEL COEFICIENTE FRICCIONAL / FUERZA NORMAL. ÁREA DE CONTACTO: 6,3 cm ²	153
FIGURA 6.72	VARIACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN PURA / TENSIÓN NORMAL. ÁREA DE CONTACTO: 6,3 cm ²	154
FIGURA 6.73	VARIACIÓN DE LA FRICCIÓN PARA DISTINTOS TIPOS DE ROCA EN FUNCIÓN DEL DESLIZAMIENTO. ÁREA DE CONTACTO 600MM ² (OHNAKA, 1975).....	155
FIGURA 6.74	DESGASTE PRODUCTO DEL DESLIZAMIENTO ENTRE SUPERFICIES ENSAYADAS. IMÁGENES DE MICROSCOPIO ELECTRÓNICO.....	156
FIGURA 6.75	INTERPRETACIÓN DE LOS COMPONENTES DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN.....	157

TABLAS

TABLA 2.1	RESISTENCIA DE PARTÍCULAS DE LOS MATERIALES ENSAYADOS POR CHARLES & WATTS (1980).....	24
TABLA 4.1	GRANULOMETRÍAS UTILIZADAS PARA DETERMINAR EL ENSAYO DE DESGASTE DE LOS ÁNGELES (MARSAL, 1980).....	71
TABLA 4.2	ÍNDICES DE SOLIDES A LOS SULFATOS Y DESGASTE DE LOS ÁNGELES EN MATERIAL GRANULAR (MARSAL, 1980).....	72
TABLA 4.3	VALORES SUGERIDOS DE K ₍₅₀₎ (PALSTROM, 2000),.....	75
TABLA 5.1	RESUMEN DE PROPIEDADES DE LOS LASTRE.....	101
TABLA 6.1	RESUMEN DE PROPIEDADES DE LAS PARTÍCULAS DE LOS LASTRES.....	106
TABLA 6.2	RESUMEN DE TIPO DE ENSAYO Y PRESIONES DE CONFINAMIENTO DE LOS LASTRES.....	118
TABLA 6.3	RESUMEN DE ÁNGULOS DE FRICCIÓN INTERNA Y ESFUERZOS PRINCIPALES EN LASTRES.....	132
TABLA 6.4	RESUMEN DE PARÁMETROS DEL MODELO POTENCIAL QUE DETERMINAN LA ENVOLVENTE DE FALLA EN LASTRES.....	132
TABLA 6.5	RESUMEN MÓDULOS DE DEFORMACIÓN E ₅₀ – LASTRE NATURAL.....	147
TABLA 6.6	RESUMEN MÓDULOS DE DEFORMACIÓN E ₅₀ – LASTRE LIXIVIADO.....	147
TABLA 6.7	RESUMEN MÓDULOS DE DEFORMACIÓN E ₅₀ – LASTRE CHANCADO.....	147

NOTACIÓN

a	: Constante de ecuación parabólica para envolvente de falla
A_c	: Área Corregida por consolidación
A_o	: Área inicial de la muestra luego de consolidar
b	: Exponente de ecuación parabólica para envolvente de falla
B_g (%)	: Porcentaje del peso de las partículas que han sufrido rotura.
c (kg/cm^2)	: Cohesión.
C_c	: Coeficiente de concavidad.
C_u	: Coeficiente de uniformidad.
CO_2	: Gas Dióxido de carbono.
CL	: Arcilla de baja plasticidad
CH	: Arcilla de alta plasticidad
D_{max} (kg/cm^2)	: Densidad máxima
D_{min} (kg/cm^2)	: Densidad mínima
D_{50} (mm)	: Tamaño medio de partícula para un porcentaje de “50”.
D_R (%)	: Densidad relativa.
e	: Índice de vacíos.
e_{max}	: Índice de vacíos máximo.
e_{min}	: Índice de vacíos mínimo.
E_i	: Módulo Tangente Inicial de la curva Esfuerzo – Deformación.
E	: Modulo de Young de la membrana
E_{50}	: Rigidez asociada a un nivel de tensiones igual a la mitad de la resistencia máxima.
ε (%)	: Deformación unitaria axial.
ε_1 (%)	: Deformación unitaria en la dirección del esfuerzo principal mayor.
ε_3 (%)	: Deformación unitaria en la dirección del esfuerzo principal menor.
ε_V (%)	: Deformación volumétrica.
ϕ (°)	: Ángulo de fricción interna.
ϕ_m (°)	: Angulo de fricción movilizado.
ϕ_{peak} (°)	: Ángulo de fricción interna máximo o peak.
ϕ_u (°)	: Ángulo de fricción pura.
GP	: Grava mal graduada
GW	: Grava bien graduada
H	: Altura de la muestra luego de consolidar
γ_{max} (gr/cm^3)	: Densidad máxima.
γ_{min} (gr/cm^3)	: Densidad mínima.
IS_{50} (kg/cm^2)	: Índice de carga puntual en probetas de 50 mm
IP	: Índice de plasticidad
LP	: Límite plástico
LL	: Límite liquido
ML	: Limo de baja plasticidad
ML	: Limo de alta plasticidad
σ_n (kg/cm^2)	: Esfuerzo normal.
σ_1 (kg/cm^2)	: Esfuerzo principal mayor.
σ_3 (kg/cm^2)	: Esfuerzo principal menor.
T_{max} (mm)	: Tamaño máximo de partículas.
τ (kg/cm^2)	: Esfuerzo de corte.
pa	: Presión atmosférica

p' (kg/cm²): Presión media efectiva.
 q (kg/cm²): Tensión de corte.
 R_f : Relación de falla correspondiente a $\Delta\sigma_{falla} / \Delta\sigma_{ultimo}$.
 μ : Coeficiente de fricción.
 ψ (°) : Angulo de dilatancia.
 ΔV : Variación volumétrica
 $\Delta\sigma_{falla}$: Desviador de tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3$)_{falla}
 $\Delta\sigma$: Desviador de tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3$) asociado a una deformación.
 σ_c (kg/cm²): Resistencia a la compresión.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Determinar el real comportamiento mecánico de enrocados y en particular los provenientes de tronaduras que conforman grandes botaderos, que incluso pueden superar los 100 m de altura, no es una tarea sencilla si se tiene en cuenta que el tamaño máximo de partículas que se encuentran en terreno, está muy por encima de lo que permiten los equipos de ensayo convencional. Más aún, la dificultad en el manejo de grandes clastos que pueden llegar a medir más de 1 m de diámetro, dificultan esta labor.

Preparar una granulometría in-situ del material presenta dificultades sobre todo para aquellas partículas que superan las 8 pulg. de diámetro. Técnicas granulométricas como análisis fotográfico o métodos empíricos que relacionan el espaciamiento entre perforaciones para una malla de tronadura, no son un reflejo real del material que se encuentra depositado, ya que por ejemplo, la fracción fina no se ve representada tal cual es y su importancia al evaluar los parámetros de resistencia al corte escalando el material mediante metodologías como una curva granulométrica homotética o corte, no representarán al material en estudio.

Por tanto, para poder escalar correctamente el material independiente de la técnica a utilizar, se requiere de una granulometría representativa en la cual se involucren todos los tamaños de partículas contenidas en la muestra.

Es por todo esto que, un objetivo general de este estudio se centra en entender de mejor manera el comportamiento mecánico de materiales granulares gruesos frente a un aumento progresivo de la presiones de confinamiento, desde la perspectiva de la fricción pura que se desarrolla entre partículas.

Para ello se han fijado los siguientes objetivos como base de investigación:

- Estudiar la influencia de la composición litológica, tamaño nominal y resistencia individual de las partículas en la resistencia mecánica global de la muestra.
- Determinar la variación de la fricción pura entre superficies pulidas de roca sometidas a altas presiones.
- El fenómeno de rotura de partículas y su influencia en la resistencia del material.
- Analizar el comportamiento de tres materiales granulares gruesos producto de procesos de tronadura, frente a un aumento progresivo de la presión de confinamiento, estudiando las diferencias que presentan en relación al origen de sus partículas. Estas partículas provenientes de procesos de tronadura se denominan en Chile Lastre, cuando corresponden a materiales que van a botadero.

Los objetivos expuestos se desarrollan dentro de los seis presentes capítulos con apéndices que contienen información relevante para las diferentes etapas del estudio.

El Capítulo 2 corresponde a una revisión del estado del arte y antecedentes más relevantes de las variables que condicionan el comportamiento mecánico de los suelos granulares, comenzando con una breve descripción de los diferentes componentes de la resistencia al corte, para luego describir factores que condicionan su comportamiento, como son: niveles de esfuerzo, estado inicial de la muestra, tamaño máximo, composición mineralógica, resistencia individual y forma de las partículas, factores, estos últimos, que se enmarcan en el fenómeno de rotura de partículas. Finaliza el capítulo con la exposición de dos modelos constitutivos que buscan representar el comportamiento tensión deformación de los materiales a estudiar.

El Capítulo 3 describe los fundamentos del comportamiento friccional, mecanismos de fricción al deslizamiento, factores que afectan el comportamiento friccional y la influencia de los niveles de esfuerzo normal sobre la fricción inter partículas. Con este capítulo se busca relacionar el por qué de la caída en la resistencia mecánica con un aumento de la presión de confinamiento y de qué manera se relaciona esto con el fenómeno de fricción inter partículas.

El Capítulo 4 presenta la programación de ensayos para caracterizar los materiales granulares, que incluyen ensayos que permitan determinar la caracterización básica de las

muestras y sus materiales constituyentes, y ensayos de gran escala que entregan valores de resistencia al corte, con la descripción del equipo triaxial gigante de IDIEM utilizado.

Además, se presenta el ensayo de fricción pura, creado con el propósito de analizar su variación para altos niveles de carga y entender su relación con la pérdida de resistencia mecánica obtenida en ensayos triaxiales.

El Capítulo 5 resume las propiedades índice de las muestras a ensayar. Se describe la forma de partículas, distribución granulométrica con sus correspondientes parámetros asociados y la clasificación USCS.

El Capítulo 6 entrega los resultados de todos los ensayos descritos en el Capítulo 4 y llevados a cabo en las tres muestras a ensayar. Se exponen comentarios de los resultados y se plantean algunas conclusiones iniciales del estudio, las cuales se enfocan al por qué de la pérdida de resistencia mecánica frente al aumento de presión de confinamiento. Para una mayor claridad las propiedades de las partículas constituyentes de cada material, evaluación del comportamiento de los materiales ensayados frente a distintos niveles de esfuerzo, evaluación de la resistencia al corte, diferentes metodologías para la cuantificación de la rotura de partículas y un análisis del módulo de deformaciones para los dos modelos constitutivos propuestos. Finaliza el Capítulo 6 con la presentación de los resultados de ensayos de fricción pura.

Finalmente el Capítulo 7 expone las principales conclusiones de este estudio y algunas recomendaciones a tener en cuenta en futuras investigaciones, que permitan analizar la incidencia posible de otras variables en la pérdida de resistencia de materiales granulares sometidos a altas presiones.

La investigación contiene cinco apéndices. El Apéndice A presenta el proceso de confección de una probeta triaxial gigante su posterior montaje dentro de la cámara triaxial, y su extracción luego de ser ensayada. Los Apéndices B y C contienen gráficos complementarios de los modelos constitutivos estudiados y gráficos de los ensayos de fricción pura respectivamente. Los Apéndices D y E complementan con fotografías los estudios realizados para caracterizar las partículas y estado de la muestra post ensayo triaxial.

CAPÍTULO 2

RESISTENCIA AL CORTE EN MATERIALES GRANULARES GRUESOS

2.1 INTRODUCCION

Cuando el macizo rocoso, es sometido a procesos naturales de disgregación o meteorización por acción física, química o biológica, o a procesos no naturales como tronaduras, chancado mecánico, etc., se generan los materiales granulares. Por otro lado, su tamaño y forma final está ligado comúnmente con la calidad de la roca, grado de meteorización o desgaste, entre otros.

Comúnmente las características físicas de los suelos granulares se describen a través de la distribución granulométrica, forma de granos, índice de vacíos, porosidad y densidad relativa, entre las más comunes. Todo esto se ve dificultado, cuando se trata de suelos granulares con partículas de gran tamaño, donde la complejidad de realizar ensayos de gran escala se transforma en una limitante, haciendo más engorrosa la labor de reproducir en laboratorio las condiciones de terreno que permitan determinar por ejemplo, los parámetros de resistencia al corte del material.

Lo anterior obliga a aplicar procedimientos de disminución de tamaños donde la distribución de partículas in-situ es escalada hasta tener un tamaño máximo tal que, independiente de la metodología de escalamiento utilizada, la influencia sobre el comportamiento y resistencia del material sea la mínima.

Respecto a esto último, caracterizar a los materiales granulares mediante un criterio de falla clásico como es Mohr-Coulomb (Ec. 2.1), donde se asume que la falla se produce a lo largo de un plano sin dilatación tal como es el caso del comportamiento friccional puro; indicaría que la resistencia al corte del material aumenta linealmente con la tensión normal, dando como resultado un ángulo de fricción y cohesión únicos para el material.

$$\tau_f = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (\text{Ec. 2.1})$$

No obstante, la linealidad de la envolvente de falla pierde validez debido principalmente a que el comportamiento del material granular depende del nivel de presión confinante. Por ejemplo, un material granular sometido a altas presiones se ve afectado por variables tales como: tamaño máximo, forma, rugosidad, resistencia individual y mineralogía de las partículas, lo cual se relaciona directamente con el nivel de rotura de granos y su incremento a medida que el estado tensional aumenta, modificando totalmente la granulometría inicial.

Claros ejemplos de este fenómeno han sido reportados por Marsal (1967) y Leps (1970), quienes estudiaron el comportamiento de materiales granulares gruesos, obteniendo en sus ensayos una caída del ángulo de fricción a medida que el estado tensional sobre la probeta aumentaba progresivamente. Resultados con un comportamiento similar, son los obtenidos en el Capítulo 6 luego de realizar ensayos triaxiales a diferentes materiales granulares.

Con base en los resultados de Marsal (1967) y Leps (1970), también se han creado diversos modelos que intentan predecir el comportamiento de los suelos granulares gruesos. Barton (1981) por ejemplo, toma en cuenta parámetros como la rugosidad, grado de alteración, resistencia de la roca madre, entre otros. Charles & Watts (1980) por su parte basados en sus estudios empíricos, ajustan constantes para generar un modelo potencial del siguiente tipo,

$$\tau_f = a \cdot \sigma_n^b \quad (\text{Ec. 2.2})$$

La ecuación (Ec.2.2) Charles & Watts (1980) la definen para un rango de esfuerzos de entre 0,4 a 4,0 kg/cm² y donde las constantes *a* y *b* dependen del tipo de roca y rango de esfuerzos (Figura 2.1).

Por otro lado, modelos de falla para enrocados basados en un comportamiento bi-lineal de la envolvente de Mohr se han desarrollado por Hussain & Katti (1981). En este caso la resistencia al corte depende de dos ángulos de fricción (ϕ_1 y ϕ_2), los cuales están asociados a la zona donde se produce un quiebre de la curva (Figura 2.2). También es posible en algunos casos definir una zona curva a bajas tensiones para luego pasar a una zona recta definida por un ángulo de fricción y cohesión fijos.

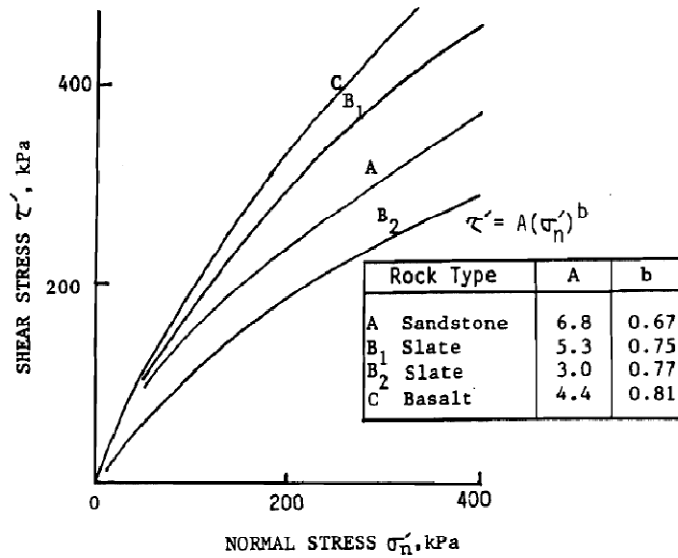


Figura 2.1 Envolvente de falla curva para enrocados (Charles & Watts, 1980)

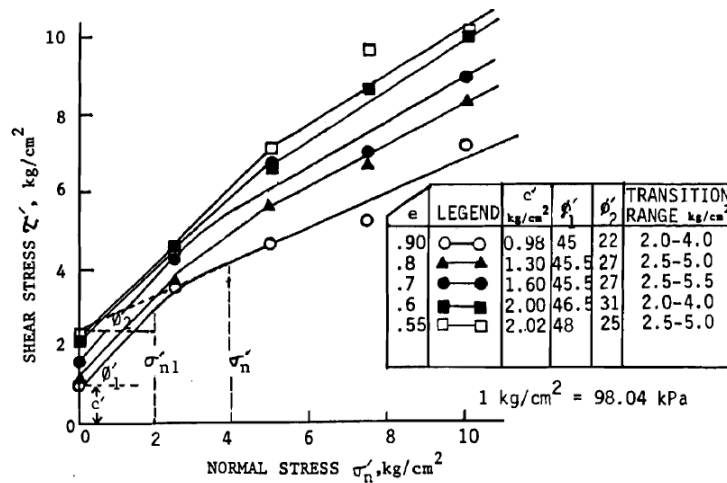


Figura 2.2 Envolvente de falla bi-lineal para enrocados (Hussain & Katti, 1981)

2.2 COMPONENTES DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN MATERIALES GRANULARES

Para explicar y predecir el comportamiento de materiales granulares, constituidos por partículas discretas como arenas, gravas o enrocados, la Mecánica de Suelos ha recurrido tradicionalmente a la teoría de plasticidad que rige la mecánica de los medios continuos. De tal forma que, si el material granular es mirado de manera macroscópica, éste puede ser considerado como un continuo en el cual es posible definir un estado tensional interno, además, de sus respectivas deformaciones asociadas (Verdugo, 1998).

La resistencia al corte de un material granular es representada comúnmente por la ecuación de Coulomb,

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Ecuación en la cual c representa la componente de resistencia para una tensión normal nula y ϕ se define como el ángulo de fricción interna desarrollado por el sistema particulado. Asumiendo que la resistencia al corte en cualquier plano del continuo es la misma, el criterio de falla bajo un estado de esfuerzos triaxiales queda dado por la Figura 2.3b, donde los esfuerzos principales se representan por σ_1 y $\sigma_2 = \sigma_3$.

El círculo de Mohr de la Figura 2.3c representa el estado tensional del suelo en el plano que contiene dichos esfuerzos. Si múltiples círculos que representan diferentes estados tensionales son tangentes a la ecuación (Ec.2.3), se habrá alcanzado la resistencia máxima del suelo en un determinado plano de falla teórico, donde la recta tangente a todos los círculos será la envolvente de falla del material. Sin embargo éste plano de falla teórico puede no ser el plano observado sobre el cual se concentren las deformaciones por corte cuando el suelo falle.

Geométricamente bajo estas condiciones el criterio de falla de Mohr-Coulomb en relación a los esfuerzos principales se expresa de la siguiente forma:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{1}{2} \phi \right) + 2 \cdot c \cdot \tan \left(45 + \frac{1}{2} \phi \right) \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde podemos simplificar la ecuación anterior de la siguiente forma.

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{1}{2}\phi\right) \quad (\text{Ec. 2.5})$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N_\phi + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Sin embargo, en medios granulares el valor de c es prácticamente nulo.

Al relacionar las ecuaciones (Ec.2.3) y (Ec.2.4) con un conjunto de partículas trabadas o montadas una sobre otra, el concepto de corte paralelo al plano de deslizamiento aparenta sugerir que los deslizamientos de las partículas que se encuentran trabadas, fallarían sin presentar cambio de volumen tal como en el caso de dos bloques lisos en una prueba de fricción pura (Rowe, 1967). Sin embargo las ecuaciones son usadas en condiciones con y sin cambio volumétrico, estando condicionado al comportamiento que se quiera reproducir.

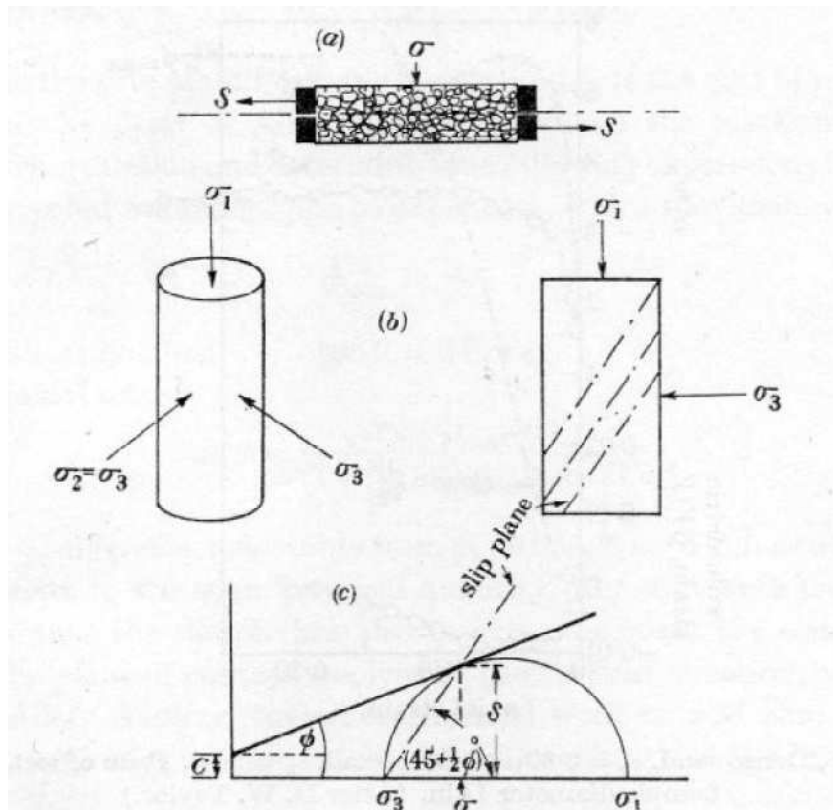


Figura 2.3 a) Suposición de Coulomb y ensayo de caja de corte. b) Esfuerzos triaxiales. c) Criterio de falla Mohr - Coulomb. (Rowe, 1962)

Si las condiciones representan un comportamiento donde la tendencia al cambio de volumen del material granular saturado es impedida debido a solicitaciones rápidas, como un sismo, el drenaje de agua dentro de los intersticios será prácticamente nulo, lo cual se denomina carga no-drenada. Por otro lado, si las solicitaciones son ejercidas por una carga lenta permanente en el tiempo y que por lo tanto permite la disipación de cualquier incremento de presión de poros, esta situación se denomina carga drenada. La velocidad del cambio volumétrico está controlada también por la permeabilidad del suelo, por ende los materiales muy permeables como gravas gruesas y limpias presentan una respuesta drenada incluso para solicitaciones rápidas (De la Hoz, K. 2007).

Las primeras investigaciones sobre cambio volumétrico fueron hechas por Reynolds (1885), quien demostró experimentalmente que las arenas densas aumentan de volumen en la falla o dicho de otra forma, las partículas comienzan a montarse una sobre otra aumentando al mismo tiempo la resistencia al corte, a lo cual denominó “*dilatancia*”. Por el contrario, las arenas sueltas se contraen durante la aplicación del corte hasta fallar.

Posteriormente, Casagrande (1940) estudió la dependencia del ángulo de fricción de las arenas con el índice de vacíos y su relación con el cambio de volumétrico durante el corte. Casagrande definió que mientras las arenas densas dilatan durante el corte y presentan un alto valor de ángulo de fricción, las arenas sueltas se contraen durante el corte, y desarrollan un ángulo de fricción menor. De esta forma se define la resistencia al corte de un suelo en término de los esfuerzos máximo desarrollado en el peak de la curva tensión-deformación asociada a un ángulo de fricción también máximo.

Es así como, en materiales granulares, la máxima resistencia desarrollada se obtiene de la ecuación (Ec.2.3) con $c=0$, de tal forma que el ángulo de fricción máximo (ϕ_{max}) queda expresado de la siguiente forma:

$$\phi_{max} = \text{sen}^{-1} \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right)_{max} = \text{sen}^{-1} \left(\frac{(\sigma'_1 / \sigma'_3) - 1}{(\sigma'_1 / \sigma'_3) + 1} \right)_{max} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Los suelos granulares densos aumentan de volumen durante el corte y a medida que las deformaciones crecen, finalmente, el corte se desarrollará a volumen constante, resultando en el ángulo de fricción residual (ϕ_{cv}). Por otro lado, los suelos granulares sueltos alcanza su

valor máximo de resistencia luego de desarrollar una amplia deformación, llegando teóricamente al mismo valor de ángulo de fricción residual (ϕ_{cv}) (Figura 2.4).

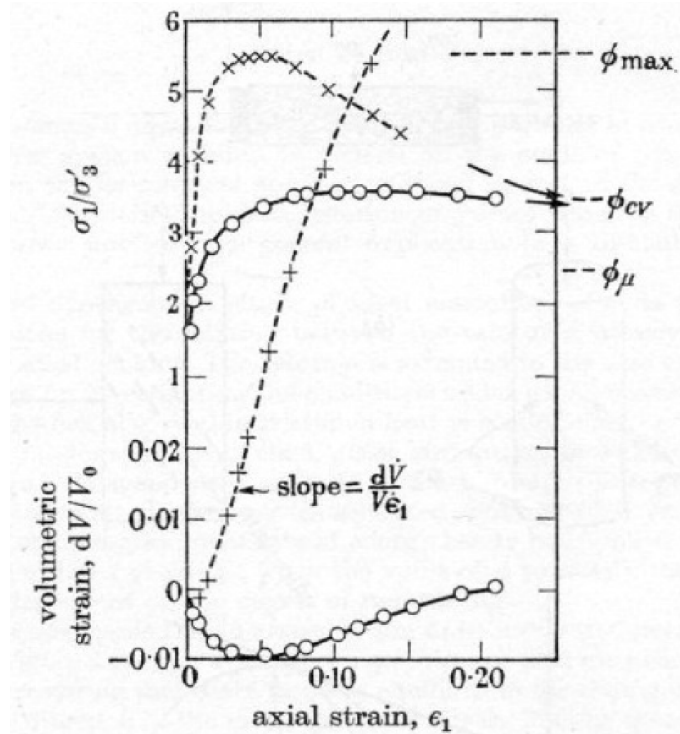


Figura 2.4 Comportamiento tensión deformación de arena suelta y densa (Rowe, 1962)

Taylor (1948) y Bishop (1954) desarrollaron por su parte los primeros intentos por identificar las componentes de resistencia por fricción desarrollada en ensayos de corte directo y compresión triaxial respectivamente. Posteriormente, Rowe (1962), desarrolló una expresión alternativa para determinar el ángulo de fricción (ϕ_f) de materiales granulares, identificando los efectos de la dilatancia. La ecuación (Ec. 2.8) representa la ley de Rowe como:

$$\tan^2\left(45 + \frac{\phi_f}{2}\right) = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \times \frac{1}{1 - \frac{\partial \epsilon_v}{\partial \epsilon_1}} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

De esta forma si se relaciona la razón de dilatancia ($\psi = - \delta \epsilon_v / \delta \epsilon_1$) con el punto de mayor resistencia determinado con ecuación (Ec. 2.7), se obtiene que:

$$\psi_{\max} = \text{sen}^{-1} \left(- \frac{(d\varepsilon_1 / d\varepsilon_3) + 1}{(d\varepsilon_1 / d\varepsilon_3) - 1} \right)_{\max} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Para arenas muy densas, los efectos de la dilatancia reducen el ángulo de fricción (ϕ_f) hasta valores muy cercanos a la fricción pura (ϕ_μ). Por el contrario, para índices de vacíos altos, el ángulo de fricción (ϕ_f) obtenido del retro análisis, aún sobrepasa la fricción pura, llegando a un valor máximo equivalente a ϕ_{cv} (Figura 2.5).

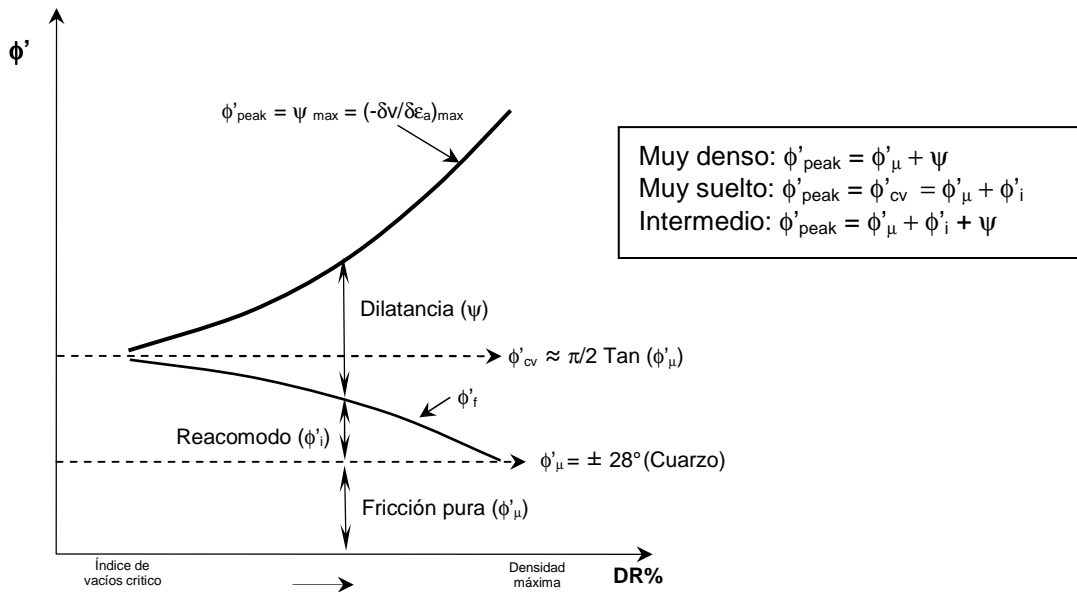


Figura 2.5 Componentes de la resistencia al corte de materiales granulares (Modificado de Rowe, 1962)

De esta forma, Rowe (1967) define tres componentes de resistencia para materiales granulares en términos de su densidad relativa. Estos son: resistencia movilizada producto de la resistencia friccional entre partículas, resistencia desarrollada por la energía requerida para reagrupar las partículas de suelo y resistencia desarrollada por energía requerida para causar la dilatancia del suelo.

La relación de vacíos sobre el ángulo de fricción (Figura 2.5) puede explicarse por el fenómeno de trabazón entre partículas o como la energía comunicada a un suelo por las cargas externas, energía consumida de dos formas: en vencer la resistencia por fricción entre partículas y en dilatar el suelo contra la presión de confinamiento. Cuanto más compacta es la arena, mayor es la expansión que tiende a producirse en el proceso de corte, por lo cual debe consumirse más energía, lo que genera el uso de mayor fuerza y un ángulo

de fricción también mayor, para romper el suelo. El fenómeno de trabazón inter-partículas y la energía adicional necesaria para vencer la trabazón se denomina corrección energética (Taylor, 1948 y Rowe, 1962).

Si ahora analizamos este fenómeno en términos de la presión de confinamiento, tanto para arenas sueltas como densas, es fácil notar que para presiones bajas el ángulo de fricción estaría compuesto por la suma de los tres fenómenos anteriormente descritos: fricción pura, dilatación, y remoldeo o reacomodo de partículas. Por otro lado, para altas presiones de confinamiento consideramos los mismos fenómenos anteriores, pero además es importante en este caso tomar en cuenta la rotura de partículas. Fenómeno considerado similar en términos de su influencia, al reacomodo de los granos en arenas sueltas. La rotura de partículas absorberá energía, causando que el ángulo de fricción corregido por efectos de la dilatación sea mayor que la fricción pura (ϕ_{μ}).

Esto queda mejor representado en la Figura 2.6, donde Mitchell (1993) propone una modificación a Rowe (1967), tomando en cuenta la influencia de la rotura de partículas dentro de las componentes de la resistencia al corte de materiales granulares. La rotura de granos en ensayos a altas presiones debería absorber energía, causando que el ángulo de fricción (ϕ_f) producto de retro análisis sea mayor al ángulo de fricción pura (ϕ_{μ}). Por tanto, en los ensayos a altas presiones de confinamiento la falla se produce a grandes deformaciones, y habrá un aumento en la energía requerida para el remoldeo y reordenamiento de partículas (Lee & Seed, 1967).

Es evidente que en ambos casos el valor del ángulo de fricción pura (ϕ_{μ}) ha sido considerado constante para cualquier nivel de confinamiento, razón por la cual se prestará especial atención a este valor, contemplando el estudio del comportamiento de la fricción pura frente a un aumento progresivo de la tensión normal y su influencia en la resistencia final. Es así como el Capítulo 3 desarrolla el marco teórico de este fenómeno buscando entender de qué manera fenómenos como las altas presiones pueden modificar el valor de la fricción (ϕ_{μ}) que antes asumieron Rowe (1962) y Mitchell (1993) en sus teorías como constante. Adicionalmente, los ensayos llevados a cabo en este estudio y que se desarrollan en el Capítulo 6, mostrarán la influencia pueden llegar a tener en el valor final de la fricción las altas presiones.

Rowe (1962) en sus estudios muestra que el valor de la fricción pura para un conjunto de partículas, disminuye con un aumento de carga por partícula, y si la rotura no ocurre, se espera una disminución de ϕ_{μ} en alrededor de 5° sobre un rango de presiones de 1 a 140 kg/cm². Sin embargo, mientras la presión de confinamiento aumente, el número de partículas también aumentara producto de la rotura, por lo cual la carga por partícula y el valor de ϕ_{μ} no cambiarían de igual manera con el aumento de la presión de confinamiento.

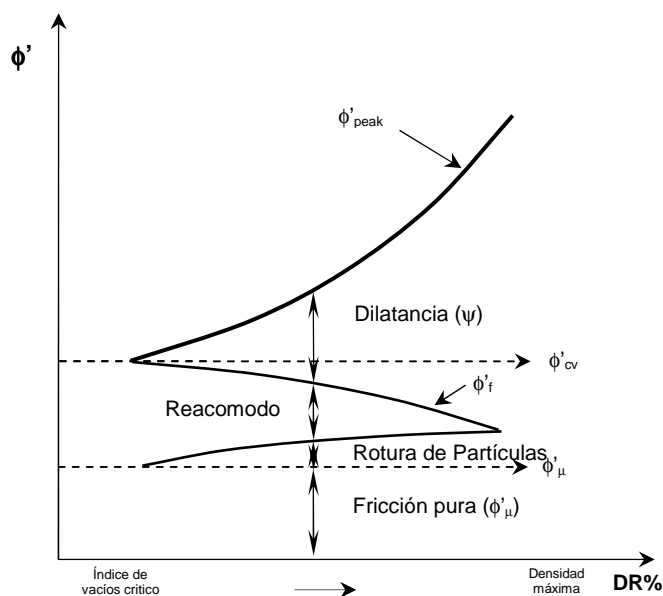


Figura 2.6 Componentes de la resistencia al corte de materiales granulares (Modificado de Rowe, 1967 y Mitchell, 1993)

Assaad & Masad (2004) entregan una interpretación alternativa a los componentes del ángulo de fricción en función de tensión normal (Figura 2.7), dependiendo la dilatación (diferencia entre el ϕ_f y ϕ_{max}) principalmente de la angulosidad, confinamiento y densidad. Aumentando ésta si el material es más anguloso y menos denso, mientras que decrece con un aumento en la tensión normal.

Una manera de visualizar los fenómenos antes descritos es utilizando el diagrama de Mohr, donde Lee & Seed (1967) representan esquemáticamente la influencia de cada uno de los fenómenos antes descritos sobre la resistencia al corte del material (Figura 2.8).

Obviamente son muchas las variables que condicionan el comportamiento del material granular, sobre todo si éste se encuentra sometido a altas presiones. Es así como en

adelante veremos de qué manera estas variables influyen en el resultado final que obtenemos luego de aplicar distintos niveles de presión al material granular.

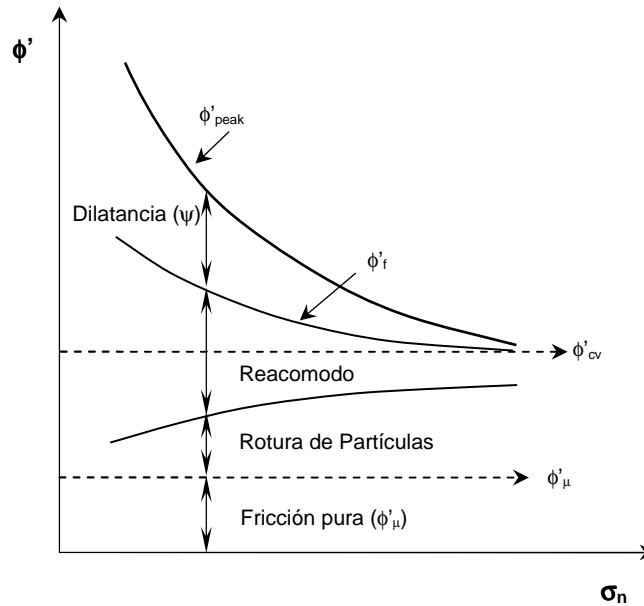


Figura 2.7 Interpretación de los componentes del ángulo de fricción (Assaad & Masad, 2004)

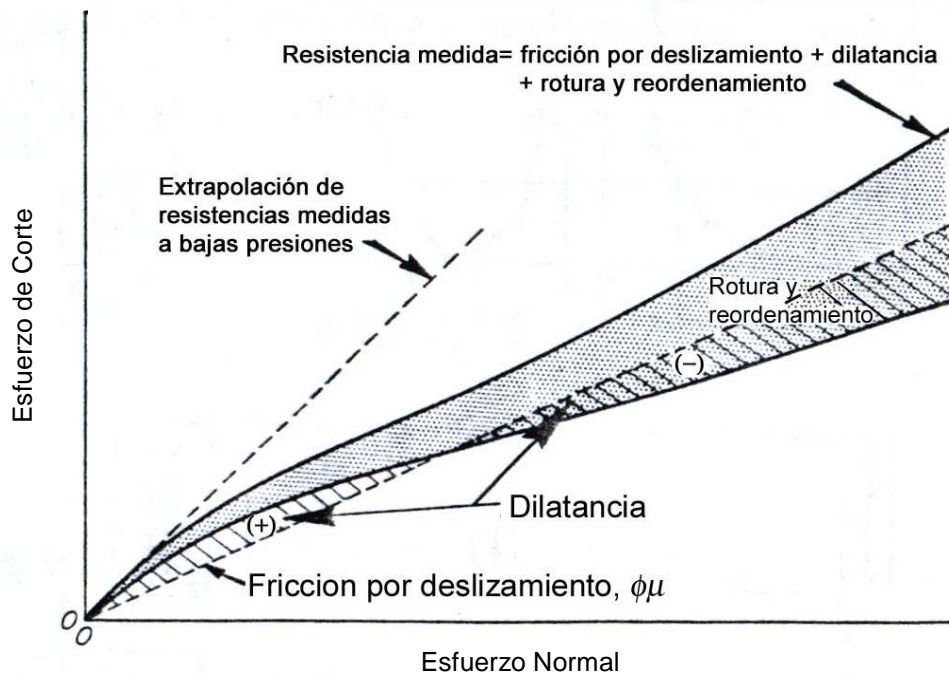


Figura 2.8 Componentes de resistencia de un ensayo triaxial drenado en arena (Lee & Seed, 1967)

2.3 FACTORES QUE CONDICIONAN EL COMPORTAMIENTO DE MATERIALES GRANULARES SOMETIDOS A ALTAS PRESIONES

Es común que los suelos granulares sometidos a ensayos de altas presiones presenten por lo general una envolvente de falla con pendiente decreciente a medida que los esfuerzos aumentan, asociando generalmente dicha curvatura a la rotura de partículas. Tal proceso comienza de manera local entre contactos de partículas, llegando incluso a la rotura total de estas. Lo anterior resulta ser consistente con el hecho que a medida que el esfuerzo normal aumenta, se restringe la razón de dilatación ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_1$) (Bishop, 1965) y se favorece el rompimiento de partículas, por lo cual el aumento de la resistencia al corte también se ve restringido.

Marachi, (1972), Marsal (1967 y 1973), Fumagalli (1970), Leps (1970), Vesic & Clough (1968) y Golder & Akroyd (1959) entre otros, han investigado el comportamiento de suelos granulares bajo altas presiones obteniendo como resultado la curvatura de la envolvente de falla, asociando este fenómeno con la rotura de partículas. Bishop (1965) reúne en la Figura 2.9 algunos resultados de ensayos en materiales granulares (arenas, gravas y enrocados), de los cuales aquellos con mayor densidad inicial y que además tiene un tamaño de partículas más uniforme, presentan una curvatura más evidente que el resto de los materiales.

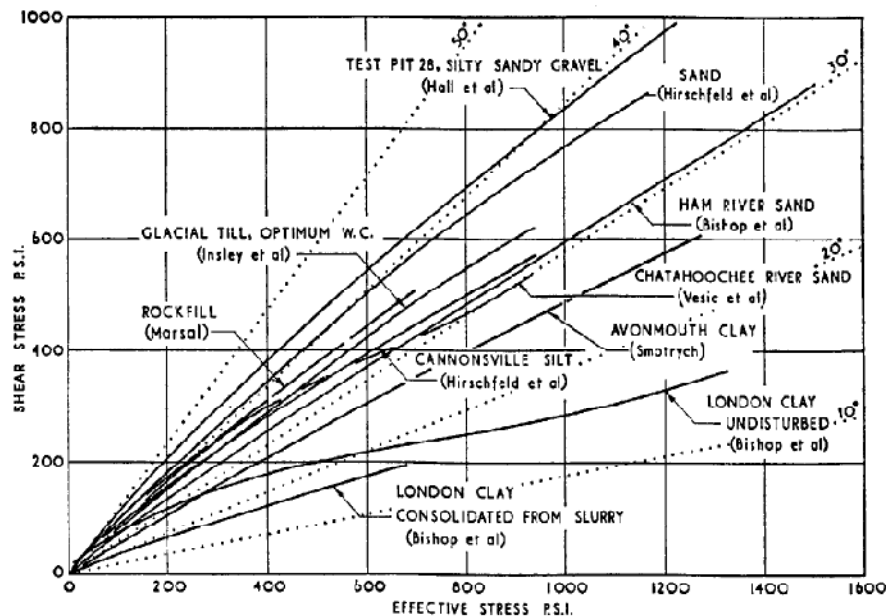


Figura 2.9 Envolventes de falla para diferentes suelos sometidos a altos niveles de presión de confinamiento. Todos son ensayos drenados excepto la arcilla de Londres (Bishop, 1965)

Si se busca estudiar qué variables afectan de menor o mayor manera la resistencia al corte de materiales granulares, habría que mencionar factores tales como: densidad relativa, tamaño máximo de partículas, rugosidad y resistencia de los granos, graduación del material (coeficiente de curvatura y de uniformidad), presión de confinamiento ligada principalmente con la rotura de partículas, método de confección de la muestra, entre las más importantes. A continuación se desarrollan las más relevantes variables que influyen en el comportamiento del material granular.

2.3.1 NIVEL DE ESFUERZOS Y ESTADO TENSIONAL

La no linealidad de la envolvente de falla y el comportamiento mecánico de gravas y enrocados sometidos a ensayos de altas presiones en probetas triaxiales de gran tamaño, es un tema que durante años ha sido analizado por diferentes autores. Dentro de los primeros estudios que reúnen información de múltiples autores están Leps (1970). La Figura 2.10 muestra de qué manera se relaciona el ángulo de fricción secante con la tensión normal.

En base a las observaciones de Leps (1970) e incorporando resultados de ensayos de Marsal (1973) se tiene que:

- Mejoras en la granulometría del enrocado, aumentando los contenidos de graba de $\frac{3}{4}$ " desde un 20% a un 50%, resulta en un aumento del ángulo de fricción de 3,5°, y 2° para un aumento de 65% a 81% en el tamaño de 3" (Jurgenson, 1934).
- En términos de resistencia de las partículas (determinada mediante compresión no confinada de trozos de roca) las gravas de Pizandaran tienen una alta resistencia. De tal forma que es posible delimitar zonas donde partículas de baja, media y alta resistencia desarrollan ángulos de fricción variables con la tensión normal (Leps, 1970). El límite inferior luego es modificado por uno más conservador (3° más bajo), obtenido de ensayos triaxiales de Indraratna (1993). Pese a eso, algunos valores como la Toba Volcánica de las Piedras presenta valores de ángulo de fricción aún más bajos (Marsal, 1973).

Partículas angulosas de 7 pulg del basalto de El Infiernillo (Marzal, 1967) comparadas con otras de igual tamaño pero redondeadas, presentan un ángulo de fricción 10° a 15° mayor, para igual tensión normal (1 kg/cm²).

Por último, de la escasa información incorporada respecto a ensayos bajo los $0,7 \text{ kg/cm}^2$ no queda claro si el comportamiento en esa zona es tal cual aparece extrapolado en la Figura 2.10.

Los resultados de la Figura 2.10 son ratificados en la Figura 2.11 (Indraratna, 1993) en términos de σ_2/σ_3 y σ_3 . Adicionalmente, en la Figura 2.12 (Raymond & Davies, 1978) se observa que también la relación tensión – dilatación es afectada por el nivel de confinamiento.

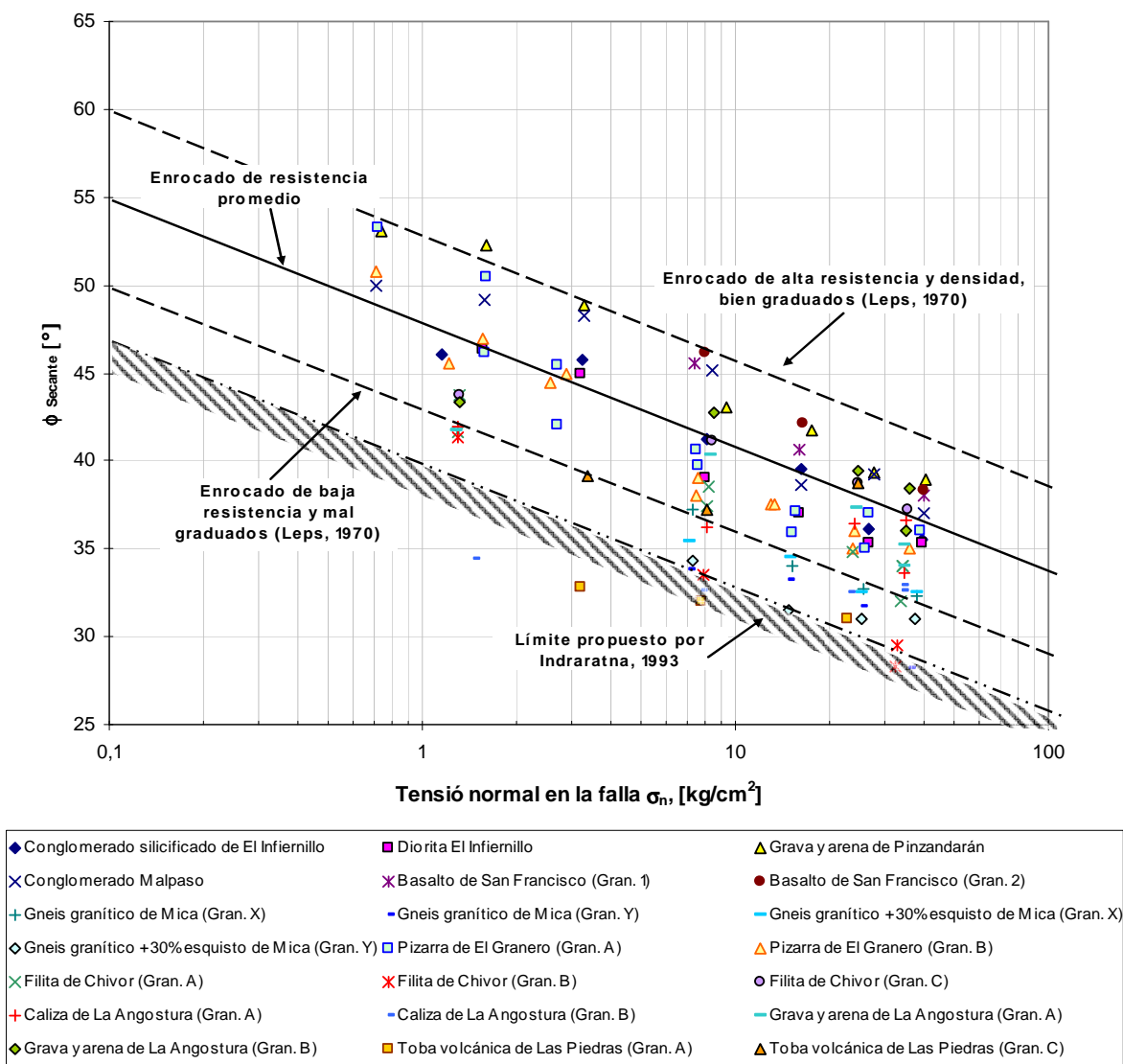


Figura 2.10 Variación del ángulo de fricción con la tensión normal. Modificado de Leps (1970) e Indraratna (1993). Valores de ensayos correspondientes a estudios de Marsal (1973)

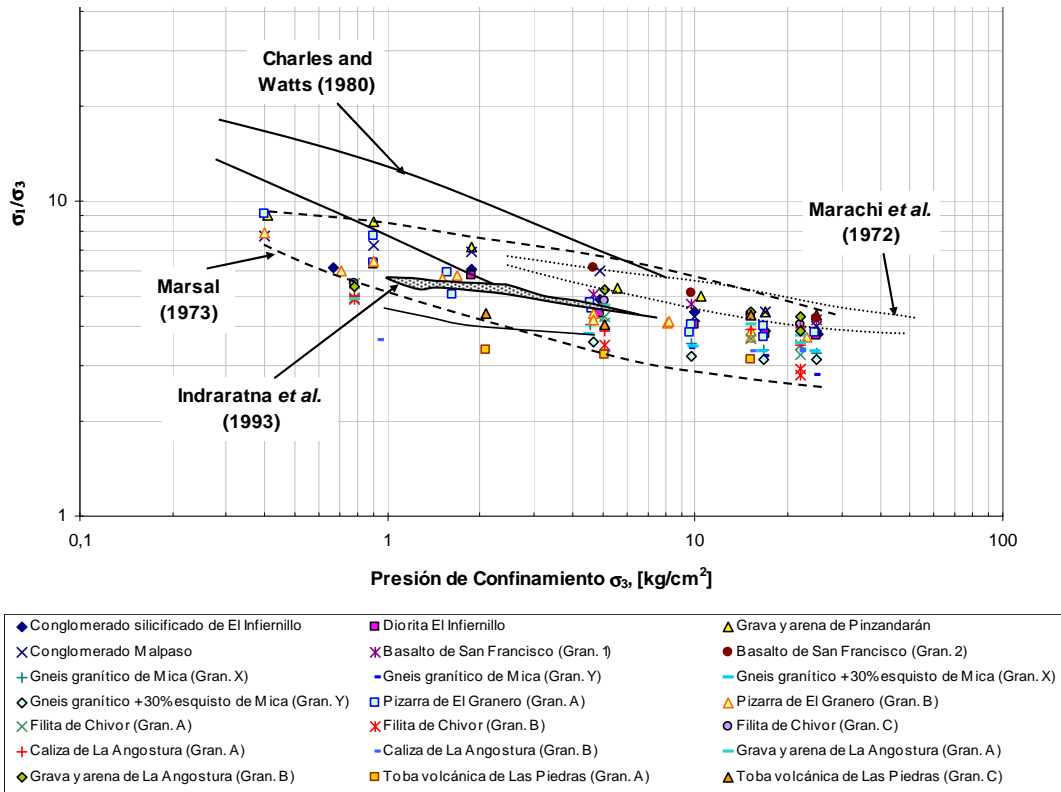


Figura 2.11 Variación de la razón de esfuerzos principales frente a un aumento de la tensión normal (modificado de Indraratna, 1993)

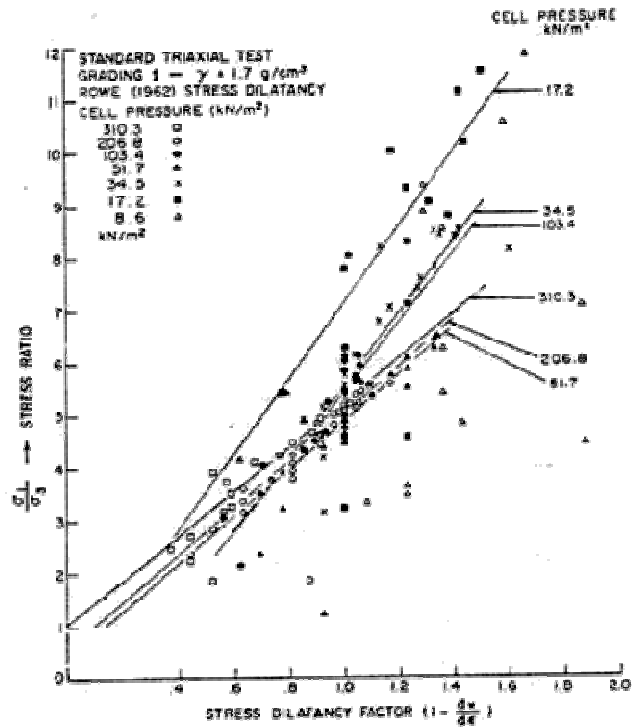


Figura 2.12 Variación de la relación tensión-dilatancia a diferentes tensiones de confinamiento. (Raymond & Davies, 1978)

2.3.2 TAMAÑO MÁXIMO DE PARTÍCULAS.

Analizando el efecto directo que puede producir en la caída de resistencia el tamaño máximo de partículas, Marachi *et al.* (1972) en una serie de ensayos triaxiales drenados efectuados en tres tamaños diferentes de probeta con granulometrías homotéticas y diferente composición mineralógica manteniendo constante la relación $D/d_{max} = 6$, (diámetro de probeta/tamaño máximo de partícula), muestra claramente de que manera la resistencia obtenida cae a medida que la presión de confinamiento aumenta. Quedando claro que las probetas con tamaños máximo de partículas menores desarrollan resistencias mayores para igual presión de confinamiento (Figura 2.13 y Figura 2.14). No obstante, la caída de la resistencia a medida que la presión de confinamiento aumenta es un comportamiento que independiente del tamaño máximo, se observa de igual manera.

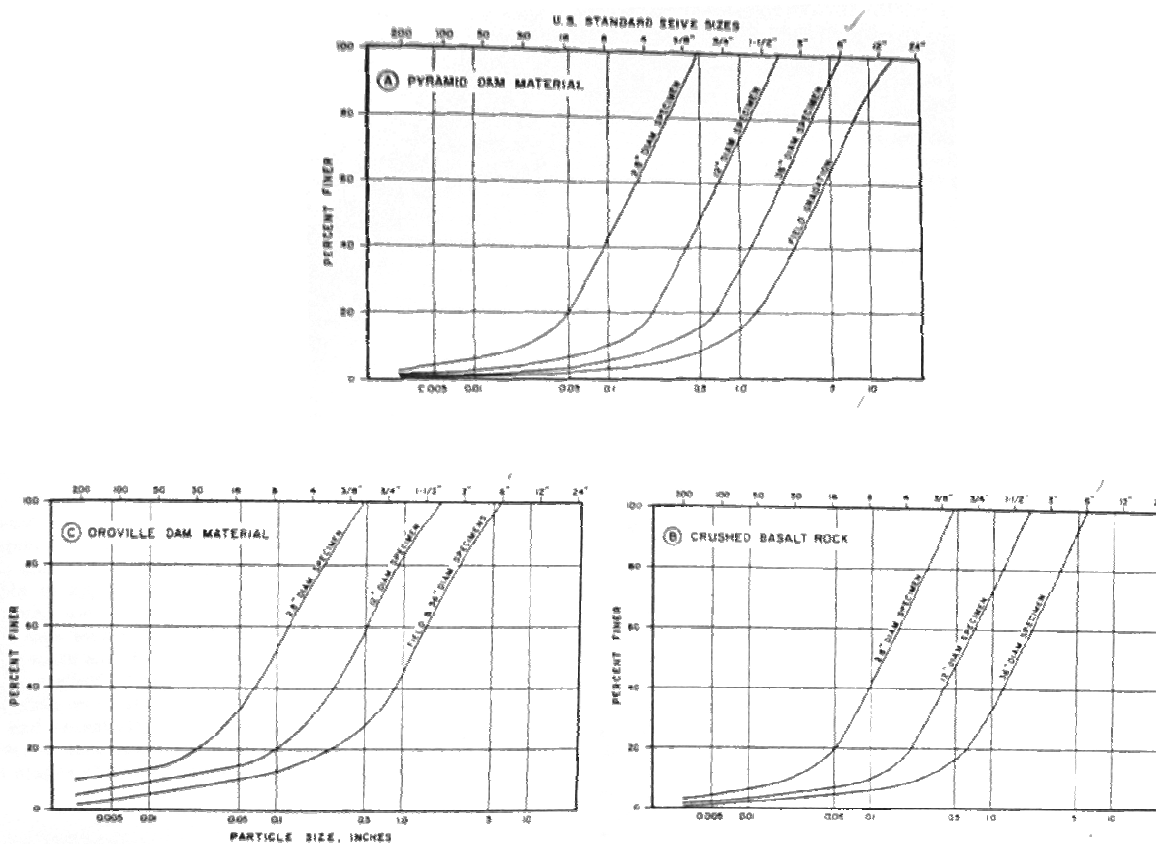


Figura 2.13 Distribución granulométrica de los materiales ensayados (Marachi et al., 1972).

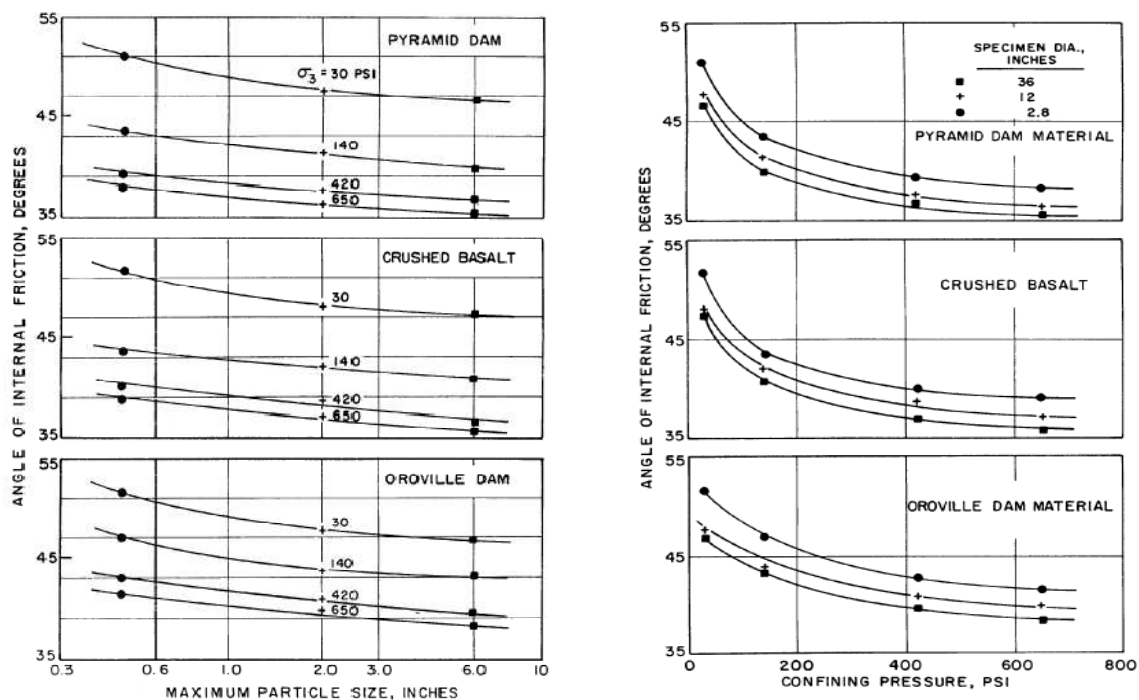


Figura 2.14 Influencia del tamaño máximo de partícula y presión de confinamiento en la caída del ángulo de fricción (Marachi et al., 1972)

Otros estudios donde se ve la variación que sufre el ángulo de fricción a medida que el tamaño máximo varía se muestran en la Figura 2.15. En ella se puede ver que el comportamiento para ensayos de corte directo es totalmente diferente al triaxial, razón por la cual no es posible inferir una relación directa. De hecho algunos ensayos triaxiales presentan una variación muy pequeña que no necesariamente se puede atribuir al cambio de tamaño máximo.

Si ahora analizamos la pérdida de resistencia y el rol que cumple el tamaño máximo de las partículas dentro de la matriz de suelo, obviamente los ensayos en materiales granulares gruesos representan una limitante en cuanto al manejo de las muestras (Lowe, 1964). Incorporar el uso de granulometrías homotéticas a la distribución real de tamaños, la cual representa un cambio de escala geométrica mantenido la forma de la curva granulométrica original es una alternativa viable. Estudios de De la Hoz (2007) realizados en la grava de Santiago entregan resultados comparativos de otras metodologías de escalamiento que buscan reducir el tamaño máximo para poder ensayar las muestras en laboratorio.

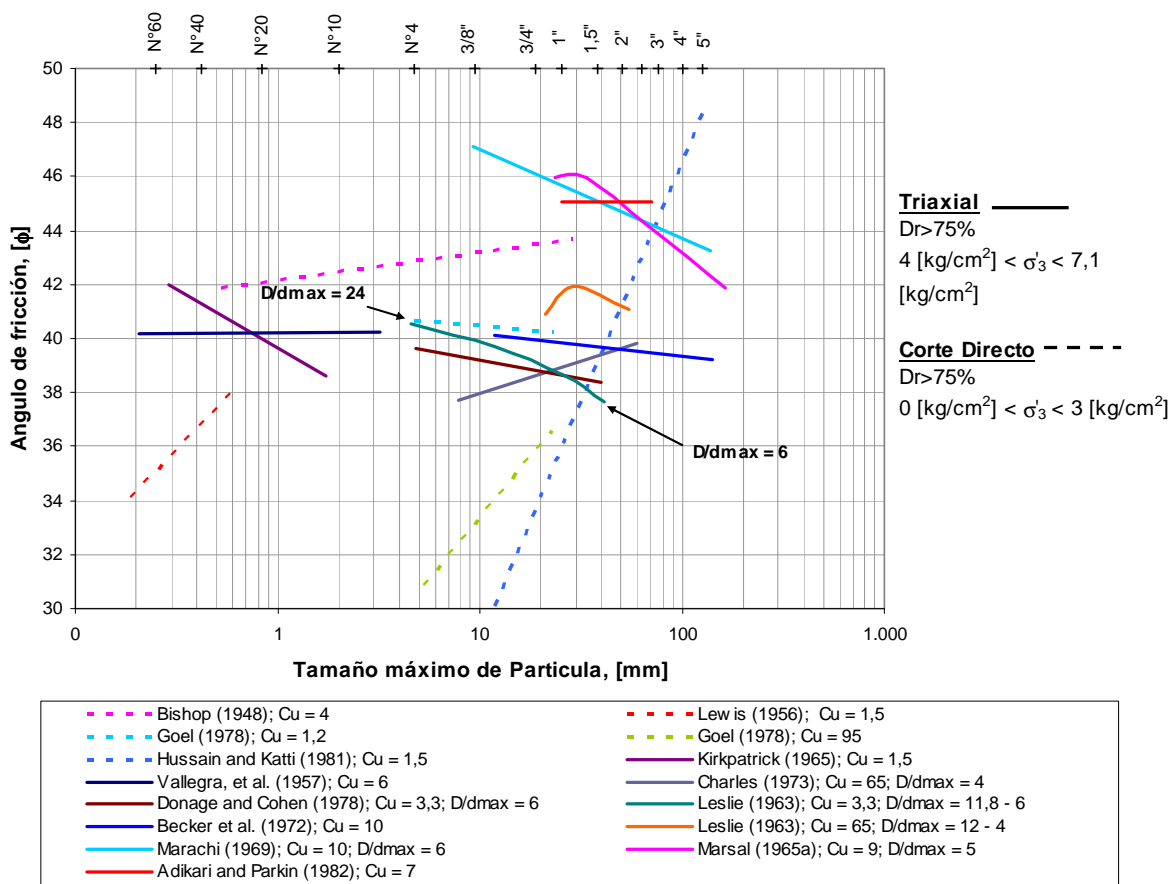


Figura 2.15 Influencia del tamaño máximo en el ángulo de fricción (Modificado de Uhle, 1986)

2.3.3 COMPOSICIÓN DE LAS PARTÍCULAS.

Resulta de interés ver que una posible causa de la caída del ángulo de fricción presentado en la Figura 2.10, se deba en parte a la composición mineralógica de las partículas que constituyen la muestra. Murphy (1970 y 1971) mediante ensayos triaxiales drenados con presiones de confinamiento de entre 3,5 a 31 Kg/cm², estudia el efecto del nivel de esfuerzos para cuatro muestras mono mineral de arenas y limos. Las muestras se componen de cuarzo, feldespato, calcita o clorita, con una dureza que las clasifica según escala de Mohs de 7, 6, 3 y 1 a 2,5 respectivamente.

La Figura 2.16 presenta la relación que existe entre la resistencia y la dureza de granos para diferentes niveles de esfuerzos, dejando a la muestra compuesta por partículas de clorita como aquella que tiene una mayor tasa de pérdida de resistencia.

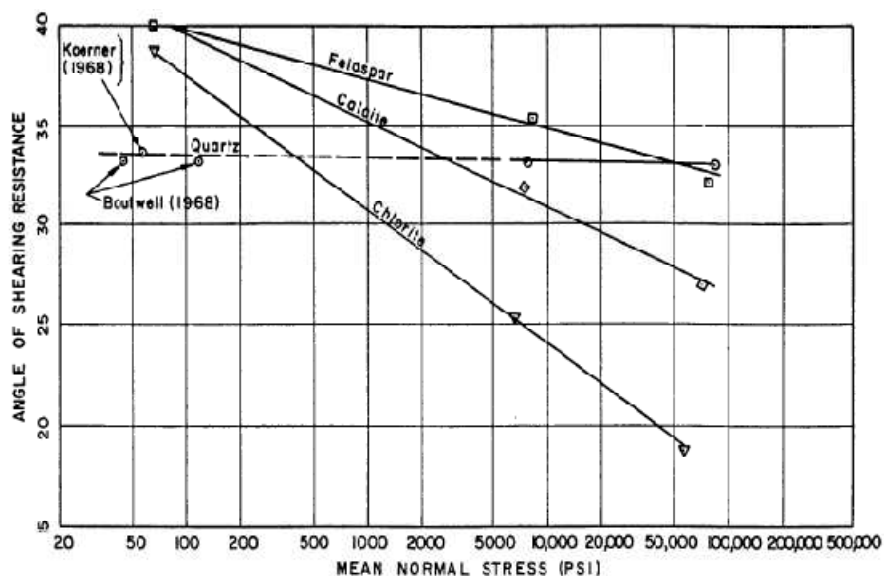


Figura 2.16 Variación del ángulo de fricción secante versus esfuerzo normal, para diferentes materiales constituidos por un solo mineral (Murphy, 1970).

Ahora si la relación que existe entre dureza de partículas y el ángulo de fricción que se desarrolla a diferentes niveles de tensión, es separada en tres rangos de tensión, es clara la diferencia que existe en el desarrollo de la curvatura de la envolvente de falla de los distintos enrocados en un rango de tensiones relativamente bajos (Figura 2.17a). En la misma Figura 2.17 b y c, muestran que a medida que aumentamos el nivel de tensiones esta curvatura se torna lineal (Indraratna, 1993), no quedando claro si el valor residual del ángulo de fricción es único al igual que sucede con las arenas de del río Chattahoochee (Figura 2.20) o simplemente continua disminuyendo.

En relación a esta pérdida de resistencia Lee & Seed (1967) realizan ensayos triaxiales drenados a altas presiones en arenas de Sacramento y Ottawa. En el primer caso, la envolvente de falla disminuye su pendiente de forma notoria por sobre los 40 kg/cm² de presión de confinamiento, tendiendo a ser lineal a medida que estas aumentan. Para el caso de arena densa, el ángulo de fricción decrece desde los 41° a los 24°, y desde 34° a 24° para arena suelta. De tal forma que, arena densa y suelta muestran una resistencia equivalente a altas presiones (resistencia residual). Caso contrario es la arena de Ottawa, la cual presentó una disminución gradual en la pendiente en un rango mucho mayor (entre 1 a 140 kg/cm²), atribuyendo este fenómeno a la alta resistencia a la rotura de las partículas o mejor dicho a la resistencia individual de estas.

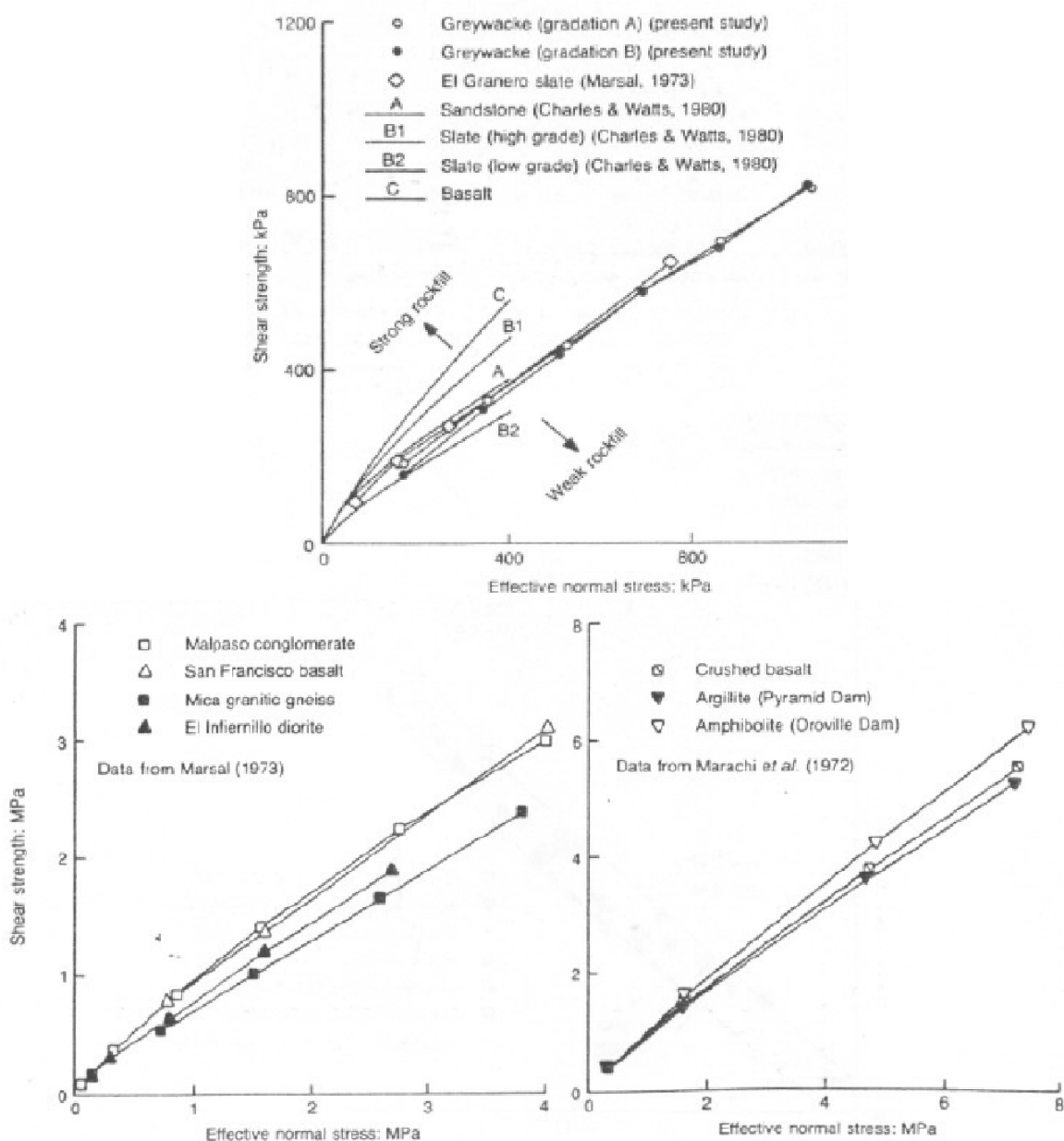


Figura 2.17 Curvatura de la envolvente de falla de distintos enrocados en un rango de tensiones relativamente bajo (Indraratna, 1993).

Dado que la composición de las muestras a ensayar para este estudio no es homogénea, es que se determinó la resistencia individual de las partículas, clasificando por su litología las partículas que las componen y así ver su influencia en la resistencia total. En directa relación a lo anterior están los resultados de resistencia individual de partículas obtenidos por Charles & Watts (1980), y que se representan en la Figura 2.17a, para los enrocados fuertes (Basalto) y enrocados débiles (Pizarra). Los valores obtenidos para dichos ensayos de resistencia individual se muestran en la Tabla 2.1. Los índices I_1 e I_2 corresponden al

cociente entre la carga máxima aplicada al momento de la ruptura y el área promedio en contacto, y en el segundo caso al cociente entre la carga máxima aplicada al momento de la ruptura y la dimensión del fragmento de roca en la dirección de la carga.

Tabla 2.1 Resistencia de partículas de los materiales ensayados por Charles & Watts (1980)

Tipo de Roca	Gs	Resistencia de las partículas, MPa			
		I ₁	I ₂	I ₁	I ₂
		Seca	Saturada	Seca	Saturada
A - Sandstone	2,60	138	133	10	5
B1 - Slate	2,81	102	75	21	13
B2 - Slate	2,71	35	22	3,8	2,4
C - Basalt	2,80	219	125	19	15

De igual forma en el Capítulo 6, se busca relacionar la resistencia individual de las partículas constituyentes de los Lastres con la resistencia al corte del material y establecer de que manera una litología predominante puede entregar indicios de cómo podría comportarse el material.

2.3.4 ESTADO INICIAL DE LA MUESTRA

La densidad del material granular es un factor que influencia directamente el comportamiento respecto a la resistencia y compresibilidad, a su vez, ésta es afectada por la gradación, tamaño máximo y forma de las partículas.

Para caracterizar la densidad de un material granular es común utilizar la densidad relativa. La densidad mínima en particular de un material podría ser menor aún a medida que este material granular grueso se vuelve por ejemplo: más uniforme, el tamaño máximo de partículas disminuye o la angulosidad de éstas aumenta, pudiendo formar una estructura granular aún más suelta. Por el contrario, la densidad máxima del mismo material granular aumenta a medida que éste se vuelve menos uniforme debido a que las partículas de menor tamaño ocupan los espacios que antes estaban vacíos.

Resultados de Becker *et al.*, (1972) se muestran en la Figura 2.18, sobre la incidencia del tamaño máximo de partículas en las densidades seca máxima y mínima. En la Figura 2.19 se muestra de que manera la resistencia cae a medida que la densidad relativa disminuye para

igual tamaño máximo de partículas, siendo mayor en aquellos casos donde la presión de confinamiento también lo es, debido esto principalmente a la mayor trabazón entre granos.

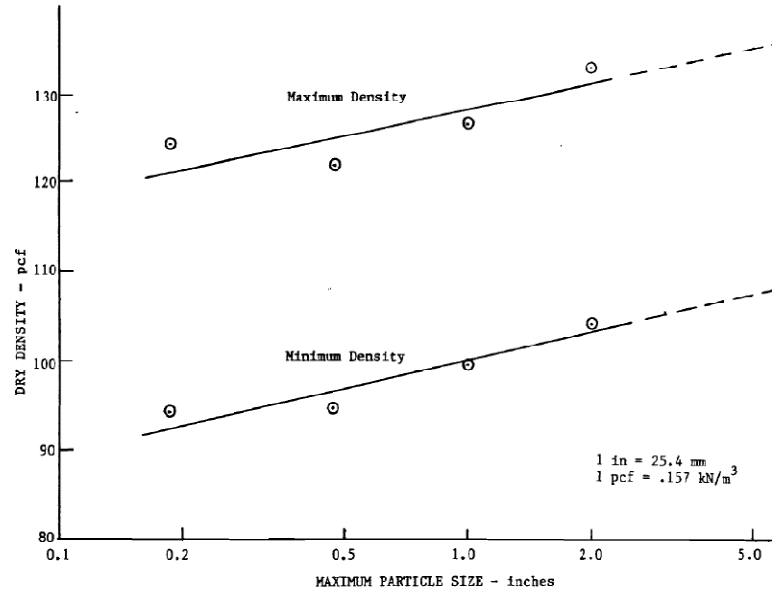


Figura 2.18 Variación de la densidad seca máxima y mínima de basalto para diferentes tamaños máximo de partículas (Becker et al., 1972).

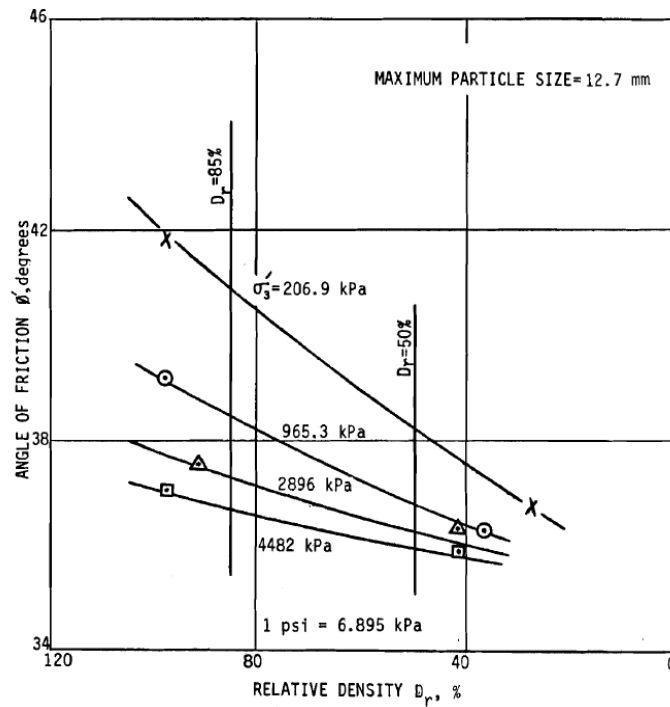


Figura 2.19 Variación del ángulo de fricción interna para diferentes densidades relativas. Venato Sandstone Rockfill (Becker et al., 1972).

Por otra parte, el efecto de las altas presiones ha sido estudiado por Tai (1970). Tai complementa con ensayos triaxiales drenados y no drenados el estudio realizado por Clough (1964) y Vesic & Clough (1968) en arenas de Chattahooche River y Ottawa, confeccionando probetas de mayor diámetro. De sus resultados se puede concluir que producto de las altas presiones e independiente de su estado inicial (suelto o denso), el ángulo de fricción disminuye a valores similares de ángulo de fricción residual para cualquier estado inicial (Figura 2.20 y Figura 2.21).

La pérdida de resistencia y la rotura de partículas que se genera producto de la densidad inicial de la muestra, son factores relacionados con la granulometría y su coeficiente de uniformidad pre-ensayo.

De esta forma una muestra que presente un coeficiente de uniformidad alto tendrá un índice de vacíos relativamente bajo, o en otras palabras será una muestra más densa. Especial significado toma esto a bajos niveles de confinamiento donde un material con bajo coeficiente de uniformidad registrará una pérdida de resistencia mayor, producto del bajo número de contactos entre partículas y concentración de tensiones, generando un mayor rompimiento respecto a un suelo bien graduado.

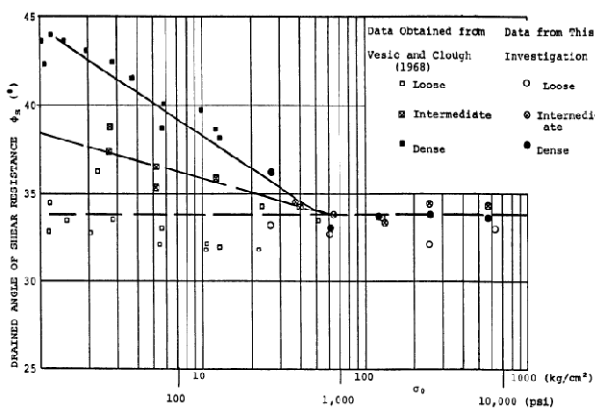


Figura 2.20 Variación del ángulo de fricción secante versus esfuerzo normal, para diferentes densidades relativas en arena del río Chattahoochee (Tai, 1970)

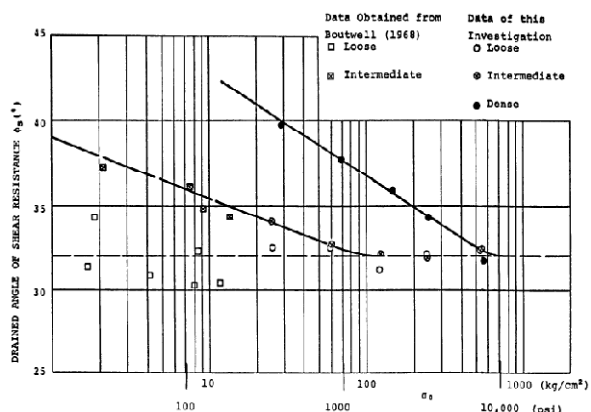


Figura 2.21 Variación del ángulo de fricción secante versus esfuerzo normal, para diferentes densidades relativas en arena de Ottawa (Tai, 1970)

Un ejemplo de este comportamiento son los resultados de Indraratna *et al.* (1998) efectuados en balasto, material utilizado principalmente como base de apoyo de las vías férreas y cuyas características más relevantes son su bajo coeficiente de uniformidad, tamaño máximo de

1,5" y gran angulosidad de partículas (en la Figura 2.22 se identifican como Bombo Latite Grad. A y B).

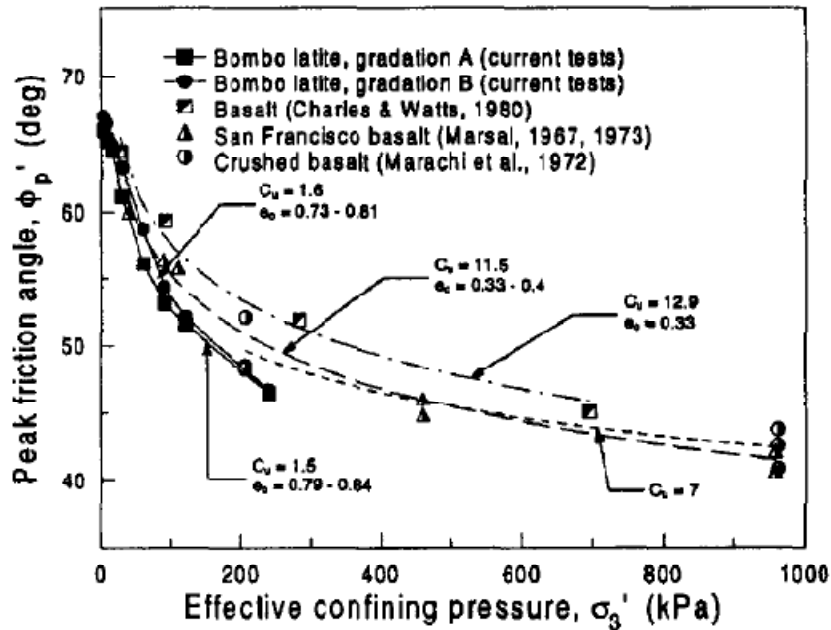


Figura 2.22 Influencia del coeficiente de uniformidad en la pérdida de resistencia (Indraratna *et al.*, 1998)

Coincidiendo con Leslies (1963), los materiales granulares con mayor coeficiente de uniformidad presentan ángulos de fricción más elevados para iguales condiciones iniciales.

2.3.5 FORMA DE LAS PARTÍCULAS

Una manera para cuantificar la forma individual de las partículas es evaluar la rugosidad en términos de la angulosidad de sus aristas. De hecho, la rugosidad y el efecto que tiene ésta sobre la resistencia y deformación de suelos granulares ha sido parte de la estudios de Donaghe & Cohen (1978). Los resultados muestran como el ángulo de fricción puede aumentar o disminuir para un material con características dadas frente a un aumento de la angulosidad. Mientras que el Basalto de Napa muestra un incremento del ángulo de fricción, las gravas del río Bear y cuarcitas de Carters Dam lo hacen frente a una disminución de la angulosidad de partículas, atribuyendo este comportamiento a variaciones en la densidad máxima de los materiales.

Holubec & D'Appolonia (1973) estudian el efecto que tiene en el ángulo de fricción la forma de las partículas y la densidad relativa, realizando ensayos triaxiales drenados en muestras

saturadas de “perlas” de vidrio, arena de Ottawa, arena de Southport y arena de Olivine. La forma de caracterizar cada grupo y poder medir la incidencia de cada uno sobre el ángulo de fricción es utilizando el coeficiente de angulosidad (E), el cual corresponde a la razón entre la superficie específica de las partículas analizadas y la superficie específica de una esfera, de tal forma que si se mide el coeficiente de angulosidad de una partícula con forma de esfera el valor de E será igual a uno.

Para determinar la superficie específica se considera que la partícula tiene idealmente una forma esférica. De esta forma, la superficie específica (SE) se define como el cociente entre la superficie externa de una partícula y su volumen,

$$SE = \frac{\text{superficie de la esfera}}{\text{volumen de la esfera}} = \frac{\pi * d^2}{\frac{1}{6} * \pi * d^3} = \frac{d}{6} (m^{-1}) \quad (\text{Ec. 2.10})$$

La Figura 2.23 presenta los resultados obtenidos. En ella se aprecia de qué manera afecta la angulosidad de las partículas influyendo directamente en un aumento del ángulo de fricción.

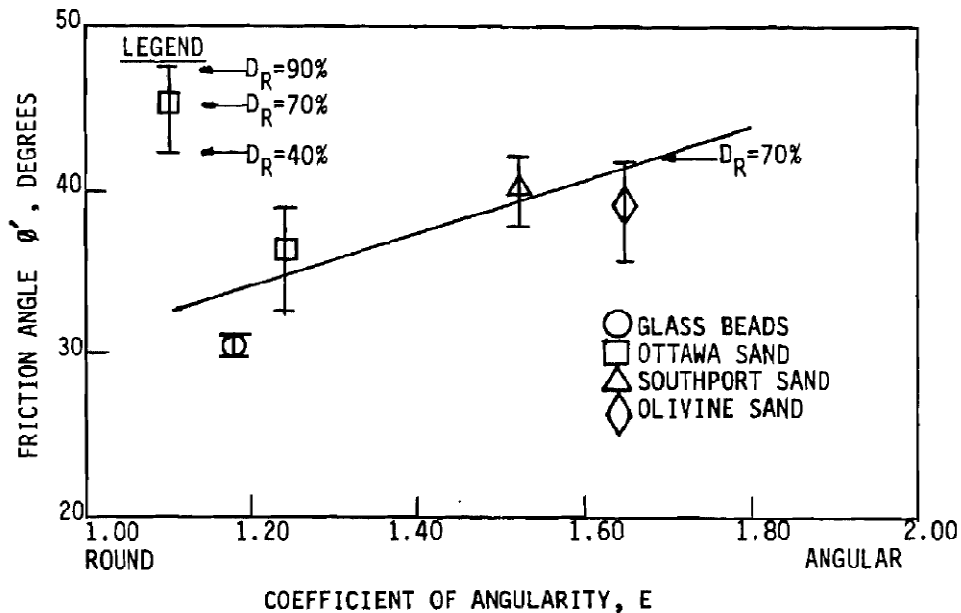


Figura 2.23 Efecto de la forma de las partículas en el ángulo de fricción. (Holubec & D'Appolonia, 1973)

La forma de las partículas es una variable que se liga directamente con la rotura de éstas, teniendo mucha más compresibilidad un material granulares constituido por formas

angulosas que uno de canto redondeado (Lee & Farhoomand, 1967; Kjaernsli & Sand, 1963; Donaghe & Cohen, 1978).

Si analizamos la rugosidad de una partícula a nivel micro, por más pulida que esta se encuentre las micro rugosidades generarán de igual manera fricción entre dos superficies. De hecho en estos puntos altos de contacto se generan las deformaciones plásticas cuando se excede la capacidad de carga de los materiales.

Bromwell (1966) muestran como el coeficiente de fricción aumenta a medida que la rugosidad aumenta. Vallegra *et al.* (1957) mediante ensayos triaxiales en esferas de vidrio y alterando la rugosidad de las partículas concluye que un aumento en la rugosidad efectivamente genera un aumento en el ángulo de fricción.

Estudios más recientes realizados por Shinohara *et al.* (2000), muestran como la forma de las partículas tiene influencia directa sobre el ángulo de fricción del material. Para ello utilizan partículas de acero con diferentes formas. Mediante la captura de imágenes digitales y técnicas de análisis de Fourier se establece el Índice de Forma (K), para el cual un índice $K=1$ corresponde a una forma perfectamente esférica (Figura 2.24).

De esta forma manteniendo el índice de vacíos inicial, se ensayan probetas triaxiales, de las cuales se obtiene los resultados que muestra la Figura 2.25 para igual índice de vacíos inicial.

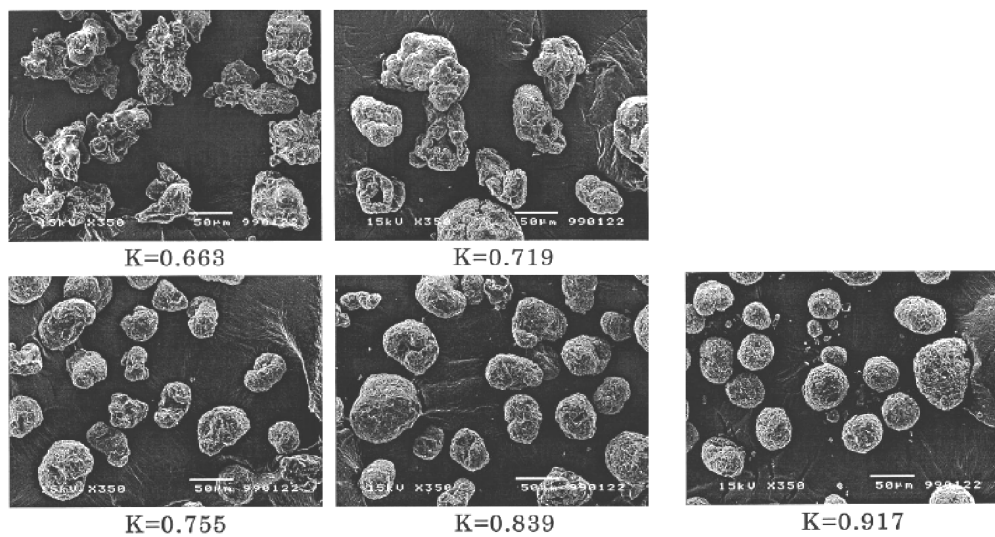


Figura 2.24 Fotografía de esferas de acero de diferentes formas (Shinohara *et al.*, 2000)

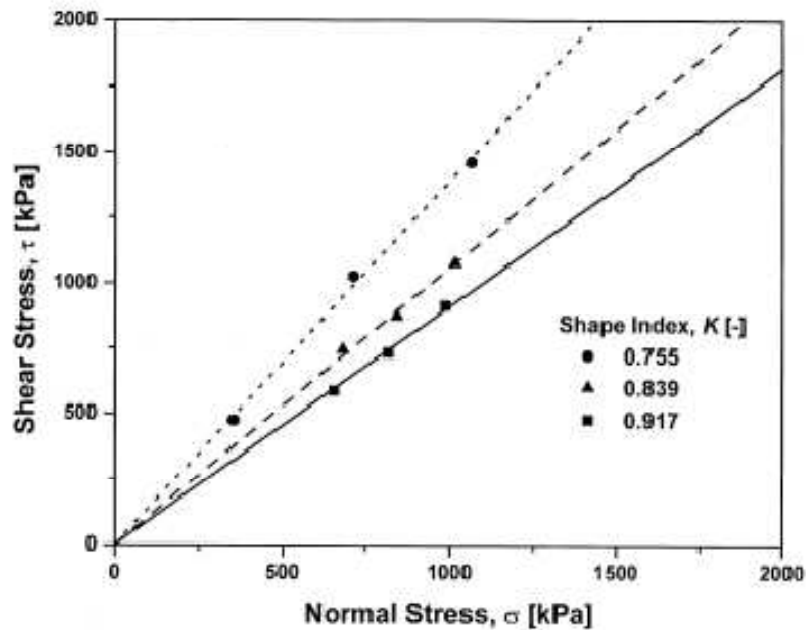


Figura 2.25 Envoltura de falla para diferentes forma de partícula (Shinohara *et al.*, 2000)

2.3.6 RESISTENCIA INDIVIDUAL DE LAS PARTÍCULAS

La resistencia de las partículas o dureza es caracterizada por la rotura de contactos o fragmentación de ésta, existiendo además, una directa relación con la resistencia de granos producto de su composición mineralógica y tamaño (Moroto & Ishii, 1990). Un análisis de rotura de partículas individuales de suelo muestra como partículas de mayor tamaño por lo general contiene más fallas dentro de su estructura mineral, razón por la cual poseen una resistencia menor (McDowell, 2001; Nakata *et al.*, 1999; Lee, 1992). Para determinar la resistencia individual de estas, Jaeger (1967) establece que la resistencia a la tensión de los fragmentos de roca puede ser medida indirectamente por la compresión diametral entre dos placas planas. Basado en esto, Lee (1992) ensaya diferentes materiales granulares a los cuales aplica diametralmente una fuerza (F) hasta la falla, registrando la separación (d) de las placas al momento de su ruptura (Figura 2.26a). De tal forma que la tensión de rotura se define como:

$$\sigma_f = \frac{F_f}{d^2} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

La Figura 2.26b muestra de qué manera se desarrolla un comportamiento típico de una partícula sometida a una carga axial, mostrando que algunos puntos intermedios representan la ruptura de contactos para finalmente llegar a la ruptura total.

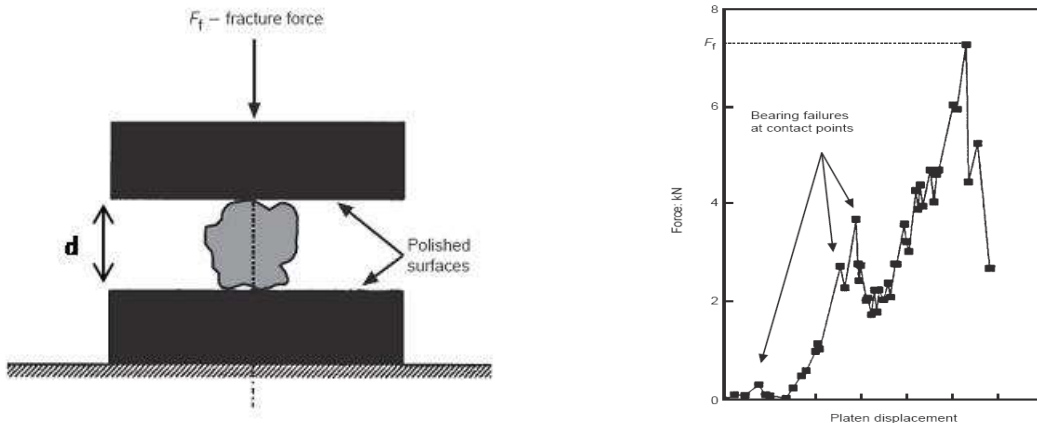


Figura 2.26 Determinación de tensión de rotura de una partícula (Lee, 1992)

La Figura 2.27 muestra tres materiales granulares, los cuales exhiben una tendencia lineal en la disminución de la resistencia individual con un incremento del tamaño al graficarlos en log-log (Lee, 1992). Ahora esta linealidad solo se dará en aquellos conjuntos de partículas cuya composición mineralógica sea la misma, de otro modo la dispersión en los valores obtenidos dentro de una muestra mucho más grande variará significativamente. Lo anterior se puede comprobar con los resultados obtenidos para los Lastres que se ensayan en este estudio y que se presentan en el Capítulo 6.

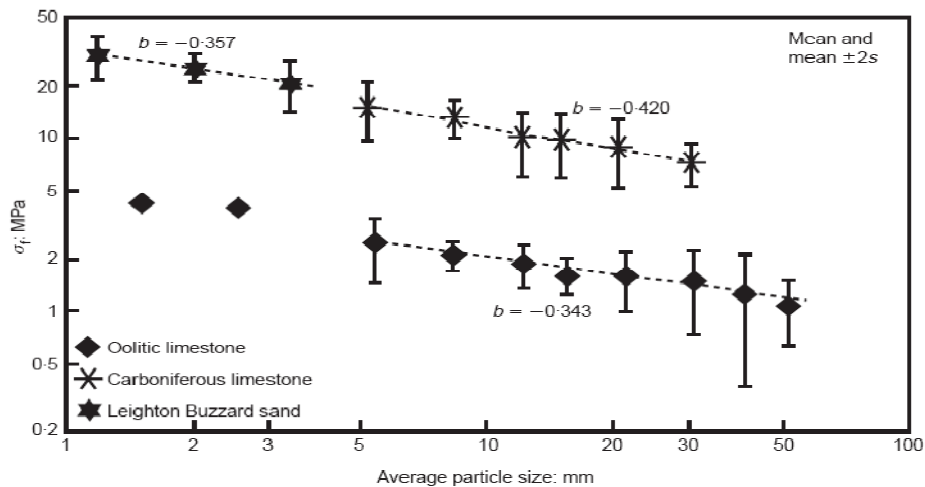


Figura 2.27 Relación entre resistencia y tamaño de partícula (Lee, 1992)

Sin embargo, la cantidad de rotura de partículas dentro de un conjunto o medio particulado estará ligada a muchos otros factores, además de la manera que ésta se cuantifica, se detallan en la siguiente sección.

2.4 FENOMENO DE ROTURA DE PARTÍCULAS

Tradicionalmente los suelos son modelados como una masa continua, dejando de lado el concepto de medio granular o particulado. Cuando la distribución de tamaños dentro de un medio granular cambia significativamente producto de los esfuerzos aplicados y teniendo además, efectos sobre el comportamiento mecánico del material granular, llamaremos a este fenómeno *rotura de partículas*, fenómeno ligado con las variables que condicionan el comportamiento granular expuesto anteriormente.

Las partículas que componen el medio granular, independiente de su tamaño, están sometidas a esfuerzos que dependiendo de la magnitud éste y resistencia individual de la partícula, provocarán desgaste, fracturas de irregularidades o rotura de éstas, alterando las propiedades del medio granular en términos de sus propiedades físicas y mecánicas que se manifestará en la respuesta, en términos de, cambio de volumen, presión de poros, permeabilidad, comportamiento esfuerzo-deformación, o simplemente en una redistribución de esfuerzos alrededor de las partículas, y por consiguiente la estructura o matriz que estas componen.

Los resultados de numerosos estudios (Vesic & Clough, 1968; Coop, 1990; Hagerty *et al.*, 1993; Lade *et al.*, 1996; McDowell & Bolton, 1998; Nakata *et al.*, 1999 y 2001, Hardin, 1985, entre otros), han establecido que la rotura de partículas está ligada a las siguientes variables:

- *Características intrínsecas de la partícula como el tamaño del grano, angulosidad, rugosidad y resistencia individual.* A medida que las partículas son más grandes, estas contendrán mayor cantidad de fisuras, de manera tal que la probabilidad de fracturamiento será mayor (Lade *et al.*, 1996). Suelos granulares más gruesos presentan mayor cambio volumétrico y rotura que los suelos finos (Lee & Farhoomand, 1967).
- *Densidad relativa, índice de vacíos y distribución granulométrica.* Cuanto mayor sea el número de contactos entre partículas, la carga sobre ésta se distribuirá de mejor

manera, disminuyendo la probabilidad de fractura de éstas. En la medida que se tengan suelos más densos y bien graduados, existirá mayor cantidad de partículas alrededor de cada una y por tanto el esfuerzo sobre ésta tiende a disminuir. Un suelo bien graduado produce menor rotura que uno uniformemente graduado, (Figura 2.22). Sin embargo, a presiones muy elevadas esta tendencia no se presenta (Robert & De Souza, 1958; Hall & Gordon, 1963). A medida que la rotura de partículas aumenta, la curva granulométrica tiende a ser lineal en un grafico log-log, lo que sugiere una tendencia hacia una distribución del tipo fractal para los tamaños de partículas (Turcotte, 1986; McDowell *et al.*, 1996).

- *Nivel, trayectoria de tensiones y tipo de carga.* Lade *et al.* (1996), muestra de que manera las curvas granulométricas para diferentes presiones de confinamiento en un ensayo triaxial drenado en compresión y extensión para arena de Cambria son diferentes debido al tipo de carga a la cual es sometida la muestra.
- *Presión de fluidos y temperatura son susceptibles de afectar a los minerales que componen las partículas* (McDowell & Khan, 2003; Nakata *et al.*; 2003, Caban, 2004; Chester *et al.*, 2004).
- *Tiempo de exposición a la carga, representado por el creep.* Aunque la rotura continua en el tiempo, ésta es, a tasa decreciente (Yamamuro & Lade, 1993).
- *Composición mineralógica* (Hardin, 1985). La rotura de un grano está ligada con la estructura cristalográfica de él mismo.
- *Forma de partículas.* Las partículas más angulares se rompen más fácilmente ya que los esfuerzos se pueden concentrar a lo largo de las irregularidades, aumentando el esfuerzo real actuante sobre la partícula (Lade *et al.*, 1996).

Resultados de estudios como los de Leleu & Valdes (2007), indican que la presencia de partículas poco resistentes afecta la respuesta tensión – deformación de arenas con granos predominantemente resistentes, incluso cuando estas partículas débiles se presentan en un bajo porcentaje dentro de la muestra ensayada. Incluso el límite elástico se ve reducido con un aumento en el contenido de partículas débiles.

La mayoría de los factores que cuantifican la rotura de partículas relacionan el nivel de esfuerzos con el grado de rotura en términos de la distribución de tamaños (granulometría) antes y después que la muestra ha sido ensayada. Dentro de los índices de rotura de granos más comúnmente utilizados se encuentran los definidos por: Marsal (1967), Lee & Farhoomand (1967), Hardin (1985) y Leslie (1963), y que se presentan en la Figura 2.28.

Marsal (1967), propone el índice de rotura de granos (B_g), método que toma en cuenta la variación inicial y final del porcentaje de material granular retenido en cada tamiz seleccionado para la granulometría (Ec. 2.12). Esta diferencia podrá ser positiva o negativa, de tal manera que el índice B_g será sólo la suma de las diferencias positivas (Ec. 2.13). En el caso de una distribución inicialmente uniforme cuyo material sea expuesto a grandes presiones, se generaría una rotura de partículas bastante grande, dando como resultado una distribución extensa que obviamente iría más allá de los tamices inicialmente seleccionados. Por lo cual el parámetro B_g quedaría sujeto a comparar tan solo los tamices iniciales, quedando de fuera toda la nueva distribución de tamaños.

$$\Delta W_k = W_{ki} - W_{kf} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

$$B_g = \sum \Delta W_{k(\text{Positivos})} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Lee & Farhoomand (1967), expresa la rotura de partículas en términos de la variación porcentual de tamaño correspondiente al D_{15} , parámetro ligado principalmente con el diseño de filtros (Ec. 2.14). Este índice resulta ser muy sensible a la variación del tamaño final (denominador) producto de error en la medición (extrapolación), más aún si se tienen como resultado partículas demasiado pequeñas respecto al tamaño original; además al estar ligado tan sólo a la variación de un sólo tamaño no resulta ser un índice muy robusto.

$$\Delta D_{15} = D_{15i} / D_{15f} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Hardin (1985), por su lado determina la rotura de partículas considerando la distribución total de tamaños de partículas. Define el potencial de rotura (B_p), como el área total entre la granulometría inicial y el tamiz #200, representando con esto todo el posible cambio de granulometría. La rotura total (B_t), la define como el área entre la distribución original y la final. De tal forma que la rotura relativa (B_r) será la razón entre B_t/B_p (Ec. 2.15). Respecto a los dos anteriores índices, Hardin resulta ser más robusto y menos sensible a errores de

medición, toda vez que al considerar las áreas cualquier error es atenuado y además involucra a toda la gama de tamaños presentes antes y después del ensayo.

$$B_r = B_t / B_p \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Leslie (1963) por su parte, propone el porcentaje final que pasa de material respecto al 90% y al 100% de la curva inicial como índice de rotura basado en la curva de distribución de tamaño (Ec. 2.16) y (Ec. 2.17).

$$\% L_{90} = \% D_{90(\text{final/inicial})} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

$$\% L_{100} = \% D_{100(\text{final/inicial})} \quad (\text{Ec. 2.17})$$

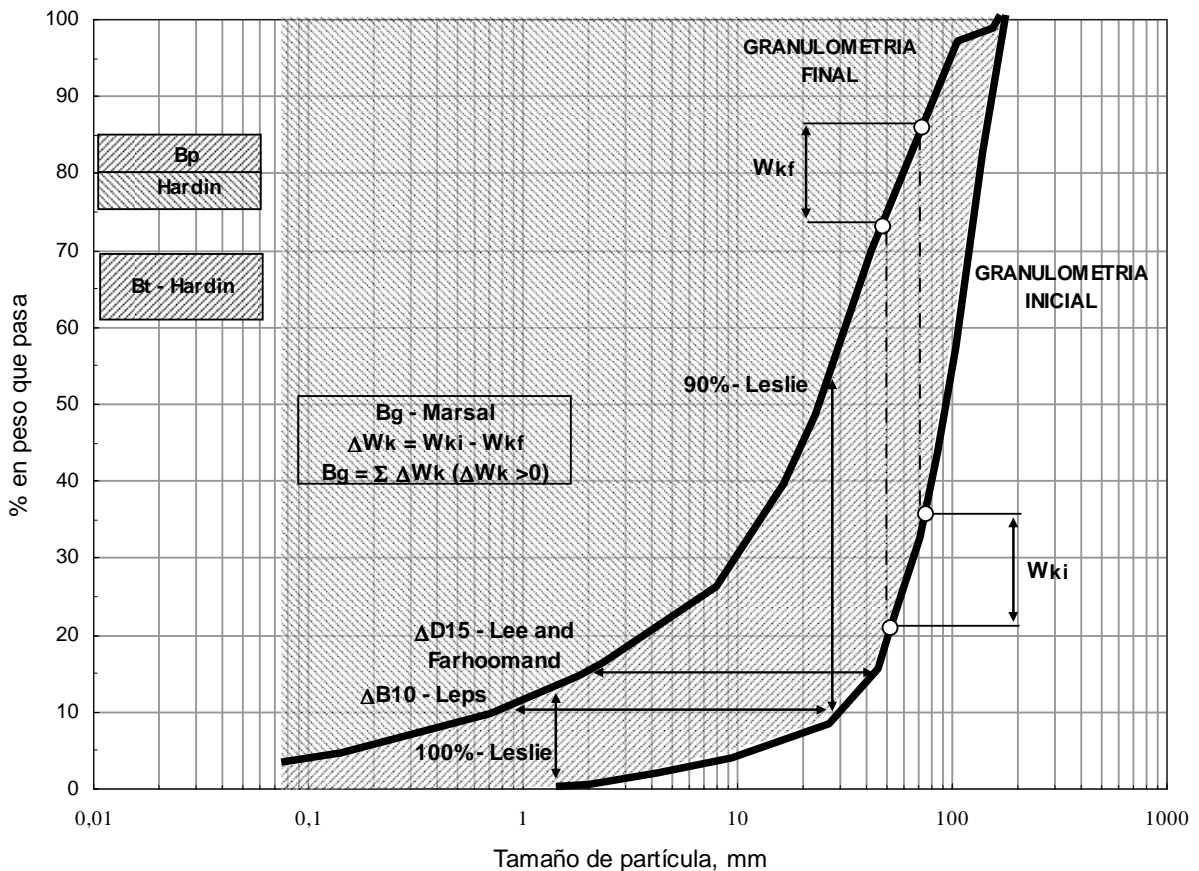


Figura 2.28 Índice de rotura de partículas de Marsal (1967), Lee & Farhoomand (1967), Hardin (1985) y Leslie (1963). (Lade, 1996)

Otro índice utilizado para cuantificar la rotura y que está ligado con los cambios de permeabilidad del material, es el que surge de la Ley de Hazen (1911) donde se establece que la permeabilidad de las arenas es,

$$k = 100 \cdot (D_{10})^2 \quad (\text{Ec. 2.18})$$

De esta forma se define el coeficiente B_{10} (Lade *et al.*, 1996) que representa la variación en tamaño para el 10% del material que pasa como:

$$B_{10} = 1 - \frac{D_{10f}}{D_{10i}} \quad (\text{Ec. 2.19})$$

A diferencia del índice de Lee & Farhoomand (1967), el menor tamaño se encuentra en el numerador, resultando en una menor sensibilidad del parámetro frente a errores de cálculo. No quedando fuera el problema o inexactitud que resulta de extrapolar el D_{10f} cuando tenemos tamaños menores al tamiz #200.

Ejemplos gráficos de los índices de rotura de granos de Marsal (1967) y Lee & Farthoom (1967) se presentan en la Figura 2.29. En ellas se ve el aumento del índice de rotura respectivo a medida que la tensión normal en la falla aumenta para diferentes condiciones de ensayo triaxial realizados en arenas de Cambria.

De igual forma los índices de Hardin B_r y B_{10} para la arena de Cambria son expuestos en la Figura 2.30. Los gráficos muestran la relación que existe entre la rotura de partículas y la disminución del índice de vacíos en la falla.

Bohác *et al.* (2000) define el Índice de Crushing (I_c) como la relación entre el área bajo la curva de la distribución granulométrica final e inicial del ensayo.

Otros estudios cuantifican la rotura de partículas en términos de: la variación de superficie específica (Fukumoto, 1971; Miura *et al.*, 1977, 1979, 1981); energía utilizada por unidad de volumen (Miura & O-Hara, 1979), utilizando Rayos X (Otani *et al.*, 2004), cuantificación de la superficie específica de la muestra total con lo cual se involucra al total de los tamaños involucrados, o incluso con algo tan simple como es pintar las partículas, las cuales son medidas y pesadas en el pre y post ensayo.

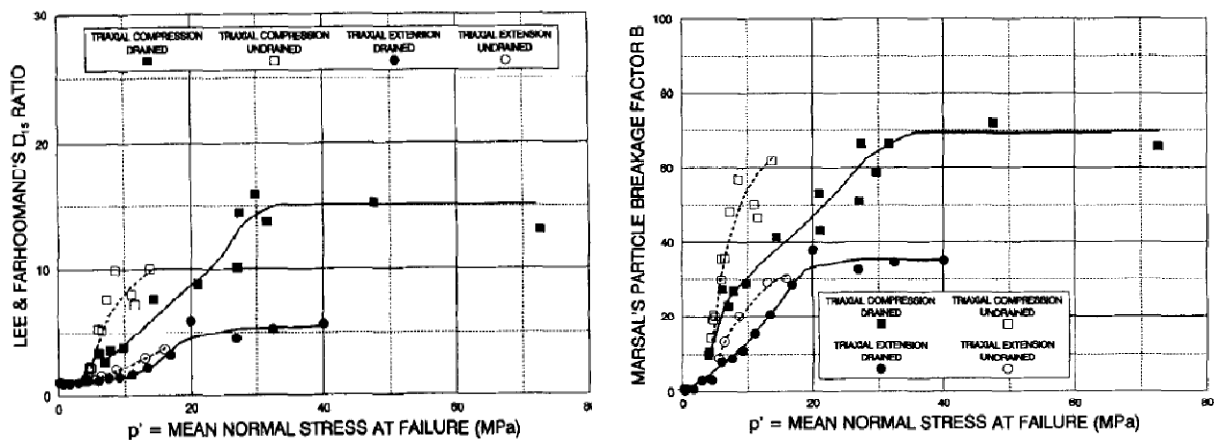


Figura 2.29 Índice de rotura de partículas de Marsal (Bg) y Lee & Farhoomand (D_{15}) (Lade, 1996)

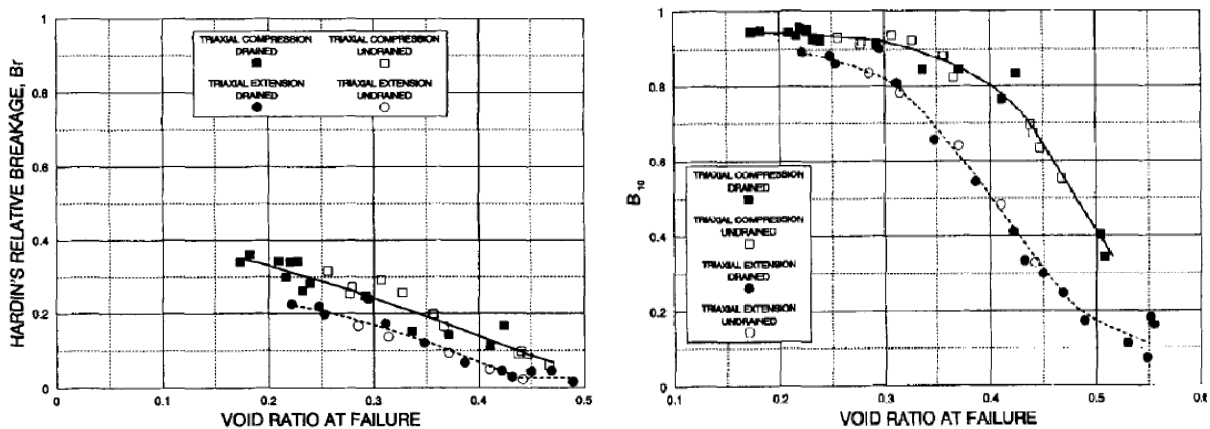


Figura 2.30 Índice de rotura de partículas de Hardin - Br y B10 (Lade, 1996)

Si bien el fenómeno de rotura de partículas aumenta a medida que los niveles de esfuerzos crecen, éste se incrementa durante el proceso de corte más que durante la consolidación de la muestra (Vesic & Barksdale, 1963) (Figura 2.31).

Tal como se mencionara en la publicación de Lade *et al.* (1996), la forma de las partículas condicionará la magnitud de la rotura de granos. Lee & Farhoomand (1967) ya avalaban con sus investigaciones este fenómeno, efectuando una comparación entre partículas de forma redondeadas y angulosas. Además de un evidente aumento de la degradación del material producto del aumento de la razón de tensiones (σ'_1/σ'_3), para igual presión de confinamiento (Figura 2.32). El tamaño máximo de los granos también generará una diferencia al momento

de cuantificar la rotura, generando una distribución con tamaño máximo mayor, más rotura que una constituida básicamente por arenas (Figura 2.33).

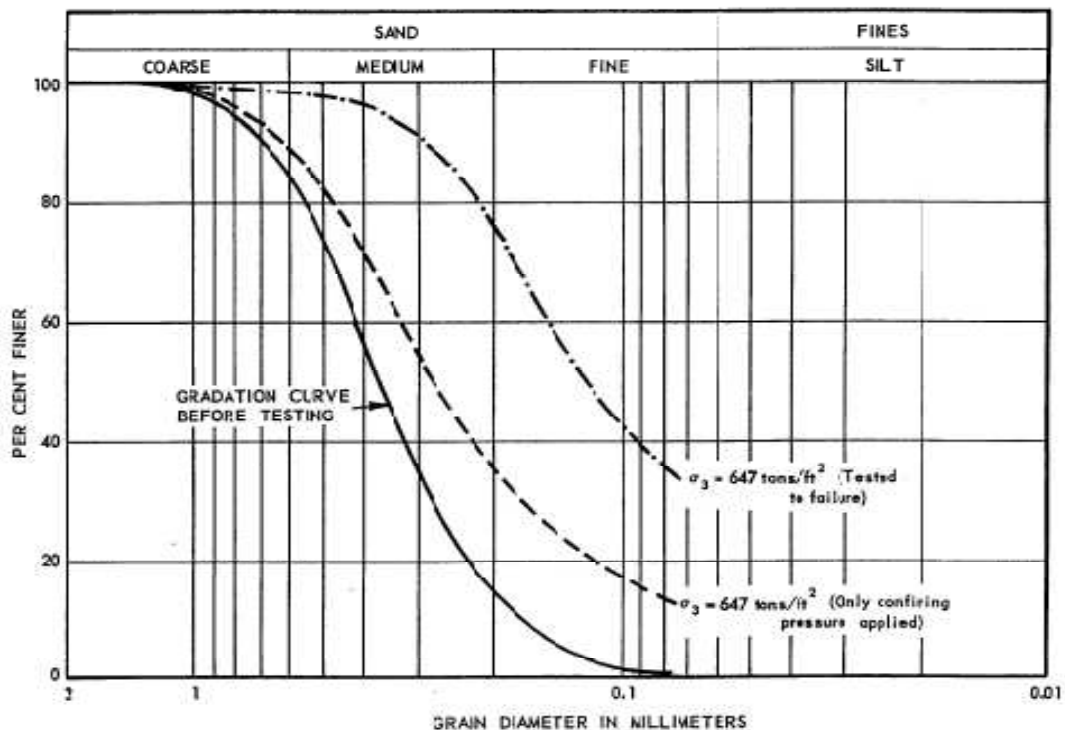


Figura 2.31 Evolución de la rotura de partículas en un ensayo triaxial (Vesic & Barkasdale, 1963)

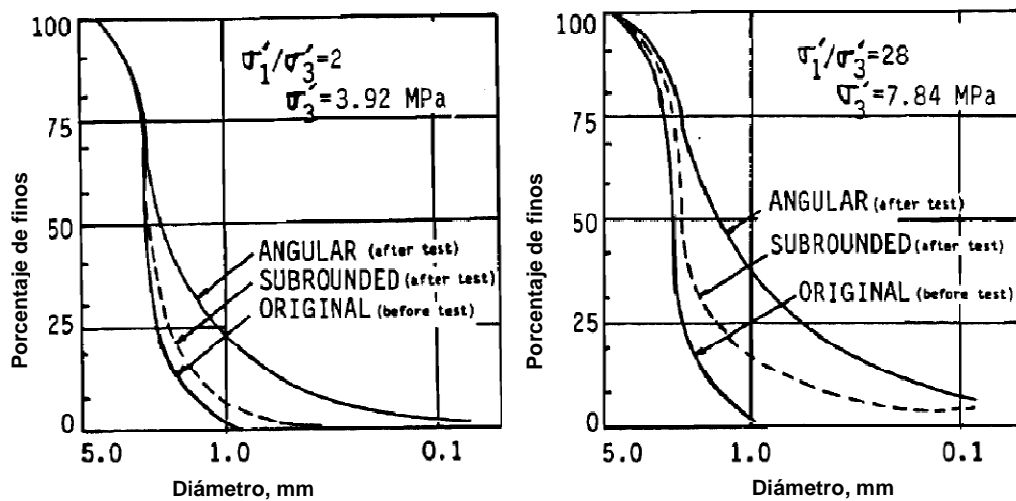


Figura 2.32 Magnitud de rotura de partículas en arenas angulosas y redondeadas (Lee & Farhoomand, 1967)

Basándose en el índice de rotura de Marsal, Hussain & Katti (1981) confirman el hecho que la degradación del material granular ocurre en mayor medida en ensayos con mayor tamaño máximo de granos, y disminuye la tasa de rotura con el aumento de presión de confinamiento. Por otro lado, el índice de vacíos y su efecto sobre la magnitud de la rotura de granos se puede relacionar con la energía requerida para provocar la deformación de la muestra al momento de aplicar el esfuerzo de corte (Figura 2.34), de ahí que una muestra densa requerirá más energía para dilatar que una suelta y por ende la trabazón entre partículas es mayor.

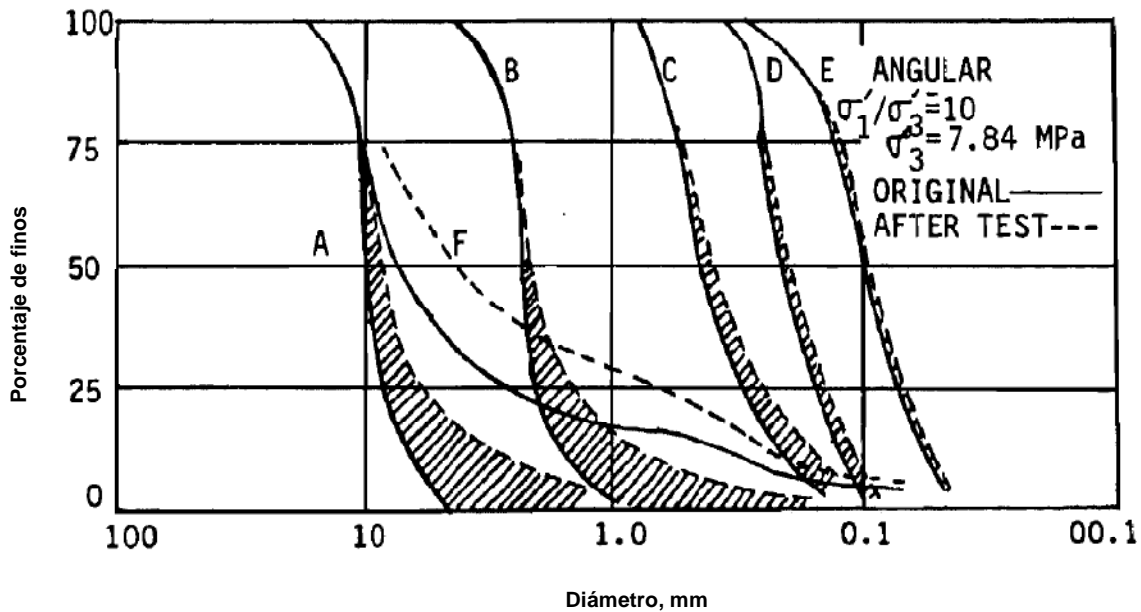


Figura 2.33 Magnitud de rotura para diferentes distribuciones de tamaños máximos (Lee & Farhoomand, 1967)

Tal como se mencionara anteriormente, la trayectoria de esfuerzos es otra variable que condiciona la magnitud de la rotura. Para trayectorias generadas por ensayos triaxiales drenados y no drenados en compresión y extensión a altas presiones, las curvas granulométricas resultantes difieren entre ensayos tal como se ve en los ensayos en arena densa de Cambria, con presiones de confinamiento de entre 5 a 700 Kg/cm² realizados por Yamamuro & Lade (1996) y Lade & Yamamuro (1996). En ellos se ve claramente el efecto de rotura de partículas y el cambio progresivo generado en la granulometría (Figura 2.35).

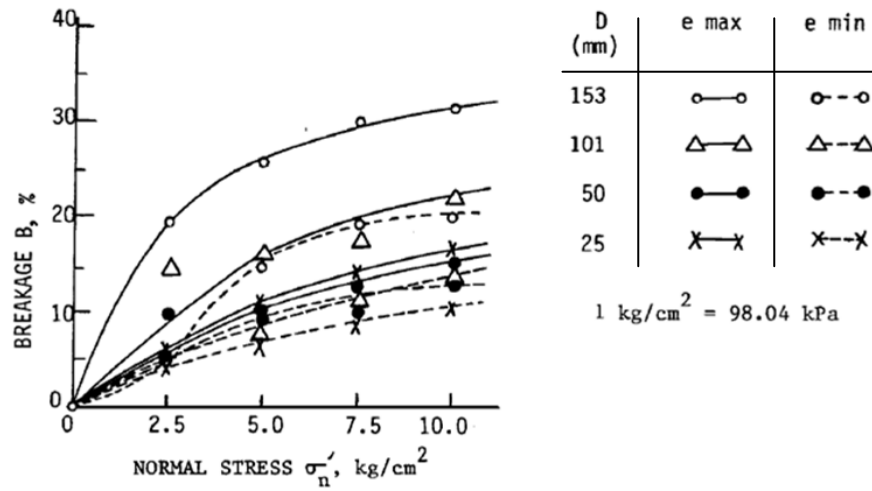


Figura 2.34 Efecto de la presión de confinamiento, tamaño máximo e índice de vacíos en la rotura de partículas (Hussain & Katti, 1981)

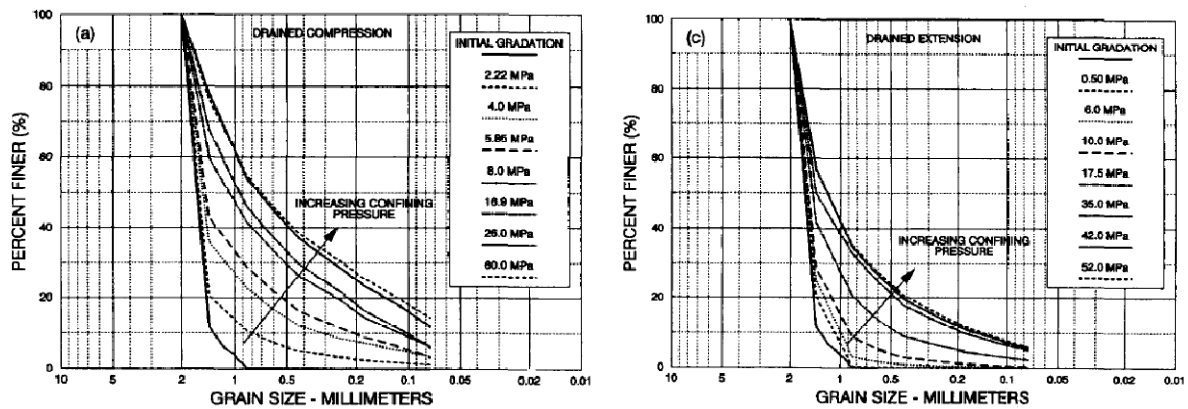


Figura 2.35 Curvas granulométricas para diferentes presiones de confinamiento en un ensayo triaxial drenado en compresión y extensión para arena de Cambria (Lade & Yamamuro, 1996)

2.5 RELACIÓN ESFUERZO – DEFORMACIÓN EN EL ENSAYO TRIAXIAL

Buscando representar el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales granulares involucrados en el estudio de los Lastres mediante modelos constitutivos simples, se desarrollan a continuación el modelo hiperbólico y Ramber-Osgood.

2.5.1 MODELO HIPERBOLICO

Modelo no lineal desarrollado para suelos granulares sueltos que presentan un comportamiento drenado. Kondner *et, al* (1963) relaciona la no linealidad de la curva tensión-deformación de arcillas y arenas con la forma de la ecuación hiperbólica siguiente:

$$\Delta\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b \cdot \varepsilon} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Donde:

- $\Delta\sigma$: Desviador de tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3$)
- ε : Deformación axial
- a y b : Constantes.

Las constantes a y b del modelo se determinan experimentalmente, y poseen un significado físico al visualizarlas en la Figura 2.36 de la izquierda. Por otro lado la figura de la derecha presenta una reestructuración o transformada de la ecuación no lineal (Ec. 2.20) a una lineal (Ec. 2.21), que permite determinar los parámetros a y b de cada serie de ensayos.

$$a + b \cdot \varepsilon = \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

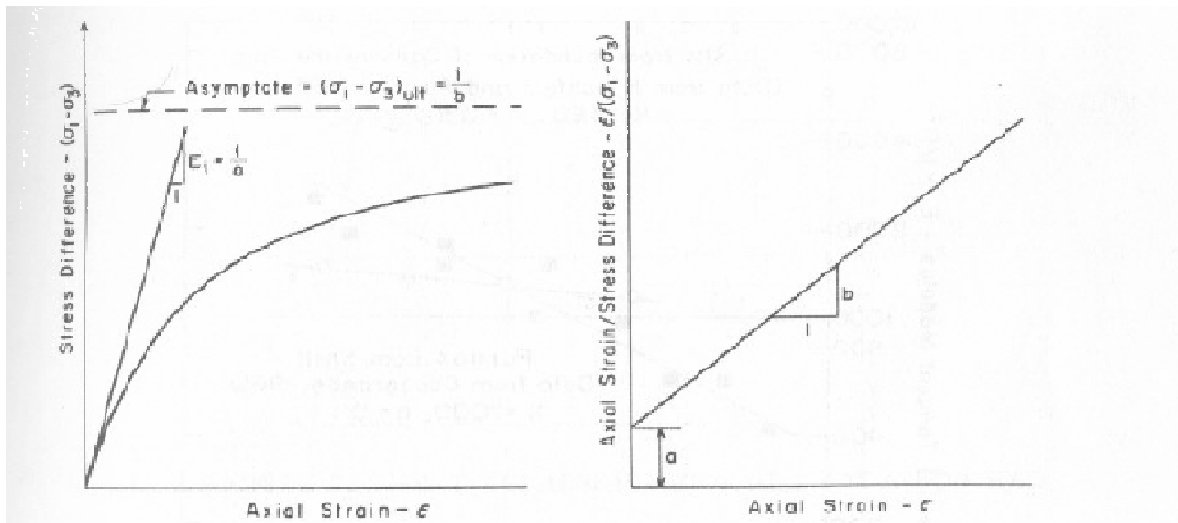


Figura 2.36 Relación Esfuerzo-Deformación Hiperbólica y Transformada de Duncan (Duncan *et. al*, 1970)

Al desarrollar la ecuación $\Delta\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b \cdot \varepsilon}$ (Ec. 2.20) y ver que significados físicos tienen los parámetros a y b , se obtienen los siguientes resultados.

Para una deformación axial que tiende a cero, tenemos que,

$$E_i = \left[\frac{d\Delta\sigma}{d\varepsilon} \right]_{\varepsilon \rightarrow 0} = \frac{a + b \cdot \varepsilon - b \cdot \varepsilon}{(a + b \cdot \varepsilon)^2} = \frac{1}{a}$$

$$a = \frac{1}{E_i} \quad (\text{Ec. 2.22})$$

Por otro lado si la deformación axial tiende a infinito, tenemos lo siguiente,

$$\Delta\sigma = \frac{\varepsilon}{a + b \cdot \varepsilon} = \frac{1}{\frac{a}{\varepsilon} + b}$$

si $\varepsilon \rightarrow \infty$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{\text{ultimo}} \quad \text{y} \quad \frac{a}{\varepsilon} \rightarrow 0$$

$$\Delta\sigma_{\text{ultimo}} = \frac{1}{b}$$

$$b = \frac{1}{\Delta\sigma_{\text{ultimo}}} \quad (\text{Ec. 2.23})$$

La ecuación (Ec. 2.23) entrega un valor asintótico a la resistencia del material, de tal forma que estas se relacionan de la siguiente manera,

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{falla}} = R_f \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ultimo}} \quad (\text{Ec. 2.24})$$

Al reescribir la ecuación (Ec. 2.20) con los parámetros desarrollados se obtiene que,

$$\Delta\sigma = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{\Delta\sigma_{\text{falla}}} \cdot R_f} \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Donde:

- E_i : Módulo Tangente Inicial de la curva Esfuerzo – Deformación.
- $\Delta\sigma_{\text{falla}}$: Desviador de tensiones $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{falla}}$
- R_f : Relación de falla correspondiente a $\Delta\sigma_{\text{falla}} / \Delta\sigma_{\text{ultimo}}$. Valor que fluctúa entre 0,75 y 1,0 y es esencialmente independiente de la presión de confinamiento.
- ε : Deformación axial.

Para generalizar la ecuación (Ec. 2.25) y teniendo una serie de ensayos que nos permitan calibrar el modelo, Janbu (1963) evaluó experimentalmente la ecuación y concluyó que existe una directa relación entre la variación del modulo tangente inicial (E_i) con la presión de confinamiento, la cual se expresa de la siguiente forma,

$$E_i = K \cdot pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{pa} \right)^n \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Donde:

E_i : Módulo Tangente Inicial de la curva Esfuerzo – Deformación evaluado en cada serie de ensayos triaxiales.

σ_3 : Esfuerzo principal menor o presión de confinamiento

$K - n$: Constantes

pa : Presión atmosférica (1 kg/cm²)

Los parámetros K y n son determinados y ajustados a partir de una serie de ensayos triaxiales en los cuales se relaciona el módulo inicial de cada ensayo con la presión de confinamiento, obteniendo una relación del tipo potencial entre ambos parámetros. Dicho en otras palabras, graficamos los términos $1/a$ de la ecuación (Ec. 2.22) que se obtienen de la serie de ensayos para cada presión de confinamiento.

Por otro lado, al asumir que la falla ocurrirá sin cambios de la presión de confinamiento, la relación entre la resistencia a la compresión y le presión de confinamiento es expresada convenientemente en términos del criterio de falla de Mohr-Coulomb de la siguiente forma,

$$\Delta\sigma_{falla} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sin \phi \cdot \sigma_3}{1 - \sin \phi} \quad (\text{Ec. 2.27})$$

A su vez, si agrupamos los valores de las pendientes $1/b$ obtenidas para cada ensayo, obtenemos una relación de tipo lineal entre ellos, con lo cual podemos deducir de que manera varía $1/b$ para diferentes presiones de confinamiento, generalizando dicho comportamiento de la siguiente forma,

$$\frac{1}{b} = \Delta\sigma_{ultimo} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{2 \cdot \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \sigma_3 \quad (\text{Ec. 2.28})$$

$$y = n + m \cdot x \quad (\text{Ec. 2.29})$$

Donde,

m : Pendiente

n : Intercepto

2.5.2 MODELO RAMBER - OSGOOD

Modelo creado para describir un comportamiento tensión-deformación no lineal de materiales que presentan endurecimiento frente a un aumento de las deformaciones plásticas. La ecuación (Ec. 2.30) muestra la forma original definida por Ramberg & Osgood (1943),

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E_i} + K \cdot \left(\frac{\Delta\sigma}{E_i} \right)^n \quad (\text{Ec. 2.30})$$

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (\text{Ec. 2.31})$$

El primer término representa la parte elástica de la deformación, mientras que el segundo la parte plástica. Los parámetros K y n por su parte representan el endurecimiento del material. Al introducir en la ecuación (Ec. 2.30) la resistencia a la fluencia ($\Delta\sigma_{falla}$) del material mediante el parámetro α definido como:

$$\alpha = K \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_{falla}}{E_i} \right)^{n-1} \quad (\text{Ec. 2.32})$$

Obtenemos la siguiente expresión general de comportamiento,

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E_i} + \alpha \cdot \frac{\Delta\sigma_{falla}}{E_i} \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{falla}} \right)^n \quad (\text{Ec. 2.33})$$

Donde:

E_i : Módulo Tangente Inicial de la curva Esfuerzo – Deformación.

$\Delta\sigma_{falla}$: Desviador de tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3$) _{falla}

$\Delta\sigma$: Desviador de tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3$) asociado a una deformación.

ε : Deformación axial.

$\alpha - n$: Constantes de calibración.

Para determinar los valores de las constantes, transformamos la ecuación (Ec. 2.33) en un modelo lineal de la siguiente forma,

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E_i} + \alpha \cdot \frac{\Delta\sigma_{falla}}{E_i} \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{falla}} \right)^n$$

$$\varepsilon - \frac{\Delta\sigma}{E_i} = \alpha \cdot \frac{\Delta\sigma_{falla}}{E_i} \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{falla}} \right)^n$$

$$\text{Log} \left(\varepsilon - \frac{\Delta\sigma}{E_i} \right) = \text{Log} \left(\alpha \cdot \frac{\Delta\sigma_{falla}}{E_i} \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{falla}} \right)^n \right)$$

$$\text{Log} \left(\varepsilon - \frac{\Delta\sigma}{E_i} \right) = \text{Log}(\alpha) + \text{Log} \left(\frac{\Delta\sigma_{falla}}{E_i} \right) + n \cdot \text{Log} \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{falla}} \right)$$

$$\text{Log}(\alpha) + n \cdot \text{Log} \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{falla}} \right) = \text{Log} \left(\varepsilon - \frac{\Delta\sigma}{E_i} \right) - \text{Log} \left(\frac{\Delta\sigma_{falla}}{E_i} \right)$$

$$\text{Log}(\alpha) + n \cdot \text{Log} \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{falla}} \right) = \text{Log} \left(\frac{\varepsilon \cdot E_i - \Delta\sigma}{\Delta\sigma_{falla}} \right)$$

Luego de reordenar la ecuación (Ec. 2.33), asociamos cada término de la ecuación a un modelo lineal, donde cada término representa lo siguiente:

$$\text{Log}(\alpha) = a$$

$$n = m$$

$$\text{Log} \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{ultimo}} \right) = x$$

$$\text{Log} \left(\frac{\varepsilon \cdot E_i - \Delta\sigma}{\Delta\sigma_{ultimo}} \right) = y$$

$$a + m \cdot x = y \quad \text{(Ec. 2.34)}$$

De esta forma podemos encontrar de qué manera varían los términos α y n de la ecuación (Ec. 2.33) con la presión de confinamiento, calibrando con una serie de ensayos triaxiales.

CAPÍTULO 3

COMPORTAMIENTO FRICCIONAL

3.1 INTRODUCCIÓN

Directa relación con la resistencia al corte desarrollada por los materiales granulares (tema desarrollado en el Capítulo 2) está la fricción entre superficies, la cual tiene un rol no menor en muchas aplicaciones de ingeniería, particularmente en la ingeniería mecánica donde ésta es capaz de generar desgaste de piezas entre partes móviles, resultando en un efecto perjudicial para los componentes.

La ciencia de la ingeniería que estudia el fenómeno de la fricción entre superficies se denomina *Tribología*. Ésta contempla el estudio de la fricción, desgaste y lubricación entre superficies. Dentro de los pioneros de la tribología se mencionan Leonardo Da Vinci, Amontons, Euler y Coulomb, quienes establecen los estándares y leyes básicas de esta ciencia.

La fricción juega un papel importante en áreas de la ingeniería como: hidráulica de canales, interacción suelo estructura y comportamiento friccional entre partículas, siendo este último punto uno de los temas de estudio a desarrollar en el presente capítulo, y que además va ligado directamente con el comportamiento del material granular sometido a esfuerzos de corte.

De acuerdo a lo expuesto en Capítulo 2, el ángulo de fricción utilizado para definir el criterio de falla de un material granular (Ec. 2.1), está compuesto por variables que condicionan la resistencia al corte final del suelo. Dentro de éstas se mencionó la fricción inter partículas o fricción pura (ϕ_μ) como una variable constante a lo largo de todo el proceso de corte. Veremos en el presente capítulo, que esta hipótesis queda ligada a una serie de factores que influyen en el comportamiento friccional del material, dejando incluso obsoletos algunos de los principios o leyes clásicas que rigen a la fricción.

Un objetivo de esta sección, es entregar las bases del comportamiento friccional entre dos cuerpos, de manera de comprender la naturaleza de la fricción entre partículas de suelo sometidas a un constante aumento de la carga normal y de qué manera podrían afectar otras variables a la correcta determinación del coeficiente de fricción. El estudio de los factores que influyen en la fricción inter partícula, permite determinar si es apropiado utilizar valores medios de coeficiente de fricción para el desarrollo teórico, al igual que lo planteo Rowe (1962) y que fue desarrollado en la sección 2.2.

3.2 FUNDAMENTOS DEL COMPORTAMIENTO FRICCIONAL.

La resistencia friccional entre dos superficies cualesquiera, se define como la fuerza que es necesaria aplicar sobre una superficie para producir deslizamiento relativo entre éstas. Se ha visto que el origen de la resistencia friccional se encuentra en las fuerzas atractivas que actúan entre los átomos superficiales de las partículas, dando lugar a la formación de enlaces químicos en los puntos de contacto superficial (Lambe, 2004).

Leonardo Da Vinci a finales del siglo XV fue quien realiza las primeras investigaciones referentes a la resistencia al deslizamiento desarrollada entre dos cuerpos. Mediante ensayos con tribómetros de macro-escala observó la proporcionalidad que existente entre la fuerza opuesta al movimiento relativo y la fuerza que mantiene a los cuerpos juntos, en otras palabras, la resistencia al deslizamiento tangencial entre dos cuerpos resultó ser directamente proporcional a la fuerza normal ejercida entre los mismos (Primera ley básica de la fricción). Además, concluye que la resistencia al deslizamiento tangencial entre dos cuerpos resulta ser independiente de las dimensiones de ambos cuerpos o mejor dicho del área aparente de contacto, pero no así del área real de contacto. De esta manera un paralelepípedo de cualquier peso sufrirá la misma fuerza de fricción apoyado sobre cualquiera de sus caras (Segunda ley básica de la fricción).

Sin embargo, producto de investigaciones del ingeniero francés Amontons (1699), los estudios de Da Vinci son actualmente conocidas como las “*Leyes de Amontons*”. A estas dos leyes se le añade una tercera ley en la cual se establece que la fuerza de fricción cinética es independiente de la velocidad de deslizamiento. Ley atribuida a Coulomb, pero frecuentemente mencionada como la tercera ley de Amontons.

Basado en la primera ley de Amontons, la fricción pura se expresa mediante el ángulo de fricción ϕ_μ , el cual queda definido de la siguiente manera:

$$\tan \phi_\mu = \mu = \frac{T_{max}}{N} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde, μ se denomina *coeficiente de fricción*, el cual corresponde a la razón entre la fuerza tangencial o friccional máxima (T_{max}) y la fuerza normal (N), ambas aplicadas sobre una misma superficie. Una representación gráfica de la ecuación (Ec.3.1) se presenta en la Figura 3.1. Si bien ésta simple ley es aplicable en gran cantidad de materiales, también tiene excepciones. Es el caso de las cintas adhesivas, las cuales exhiben resistencia a la fricción sin existir carga normal alguna.

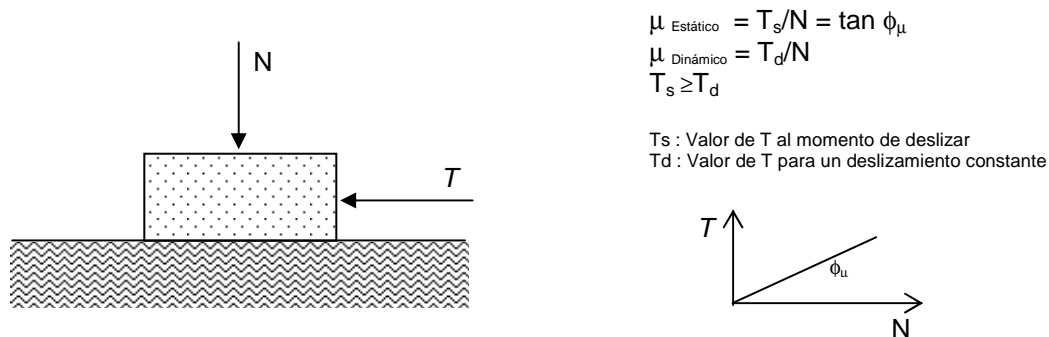


Figura 3.1 Coeficiente de fricción entre dos superficies en contacto

Dentro del comportamiento friccional se distinguen dos tipos de fricción. La primera, llamada fricción estática ($\mu_s = T_s/N$) representa la fricción opuesta al inicio del movimiento impidiendo cualquier deslizamiento, donde T_s es la fuerza necesaria para impedir el movimiento relativo entre dos cuerpos. El segundo tipo de fricción es la dinámica o slyding friction ($\mu_d = T_d/N$), la cual representa la fricción opuesta al movimiento continuo una vez que éste ha comenzado, donde T_d es la fuerza necesaria para mantener el movimiento relativo entre los dos cuerpos. En ambos casos N representa la fuerza normal a la superficie de deslizamiento.

De esta forma, la fuerza tangencial necesaria para que se inicie el deslizamiento entre dos superficies secas es por lo general mayor que la fuerza necesaria para mantener el movimiento inicial. De no estar condicionada a la existencia de algún tipo de lubricante entre las superficies esta relación se mantendrá. Se suele explicar este comportamiento atribuyendo a la formación de enlaces en los puntos de unión como función del tiempo, formando enlaces adhesivos entre los contactos debido a que la fluencia de éstos produce un aumento gradual del área de contacto, o a que los contaminantes superficiales como el agua, son expulsados gradualmente de la zona de contacto (Lambe, 2004).

La diferencia entre la fricción estática y cinemática da lugar al fenómeno denominado deslizamiento intermitente o "stick-slip". Este fenómeno se relaciona con la inestabilidad en el movimiento relativo entre las superficies. En dicho fenómeno se aprecia que la parte ascendente de la curva ilustrada en la Figura 3.2a indica el tiempo donde no hay movimiento relativo entre las superficies pero si un aumento de la fuerza tangencial, para que una vez que la fuerza caiga se produzca el movimiento.

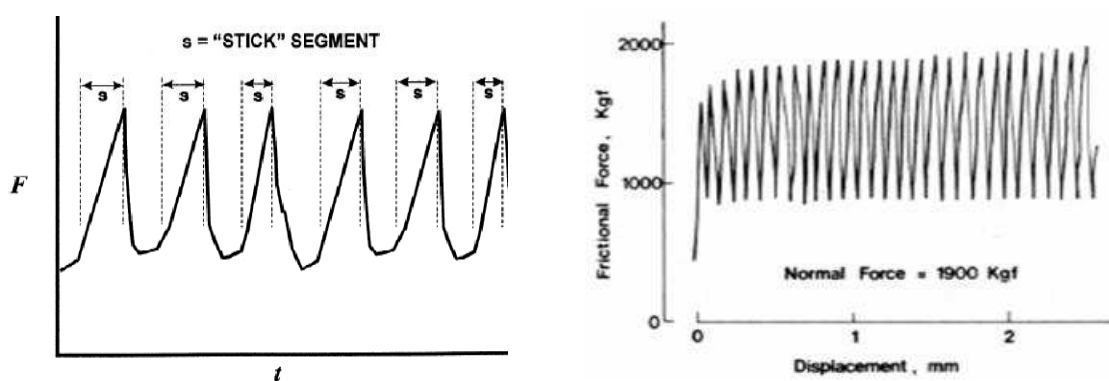


Figura 3.2 a) Detalle del fenómeno Stick-Slip (Blau, 2001) b) Fenómeno de Stick-Slip durante el deslizamiento de dos superficies lisas (Jager & Cook, 1969).

Bajo estas condiciones, no se puede determinar exactamente el valor del coeficiente de fricción cinética. Este comportamiento errático se observa en menor cantidad cuando se aplica corte a un gran conjunto de partículas, debido a que el deslizamiento de los contactos individuales está enmarcado dentro de un comportamiento global. Por otro lado, en superficies extremadamente pulidas y limpias el fenómeno resulta ser muy marcado tal como lo ilustra la Figura 3.2b.

Para el caso de minerales laminares como por ejemplo la micas, éstas presentan irregularidades en forma de “mesetas y llanuras” a diferencia de minerales granulares (cuarzo) que se constituyen por asperezas. Al determinar la fricción dinámica, ésta resulta ser superior al 90% de la estática y por lo general la iguala. Para estos casos no se observa el fenómeno de stick-slip. Los coeficientes de fricción para el caso de la mica, aumenta hasta un 25% cuando la velocidad de deslizamiento aumenta (Lambe, 2004).

3.3 MECANISMOS DE FRICCIÓN AL DESLIZAMIENTO

Investigaciones sobre mecanismos básicos de fricción que incluyen a Amontons y Coulomb, proponían que la fricción surge de la trabazón mecánica entre asperezas rígidas o elásticas a nivel macro, pensando erróneamente que solamente la trabazón entre estas superficies irregulares podría explicar el comportamiento friccional (Figura 3.3). Sobre esta base, la fricción sería el resultado de la trabazón mecánica promedio de todas las asperezas que la superficie contiene en el plano de deslizamiento y la fuerza de fricción el resultado de igualar el trabajo hecho por la fuerza de fricción contra el realizado por la fuerza normal, tratando de separar las superficies y permitiendo que las asperezas deslicen una sobre otra, asumiendo que la energía potencial almacenada en la fase de separación es vuelta a recuperar en su totalidad (Krim, 2002). Con dicha hipótesis la fricción disminuiría si la superficie es más suave, llegando a ser nula en superficies perfectamente lisas. En otras palabras, se pensaba que las asperezas solo se montaban unas sobre otras para luego deslizar (Figura 3.3b), formando las irregularidades una pendiente de ángulo θ con respecto al deslizamiento de la superficie dando como resultado que $T_f/N_f = \text{Tan } \theta_i$ para cualquier aspereza.

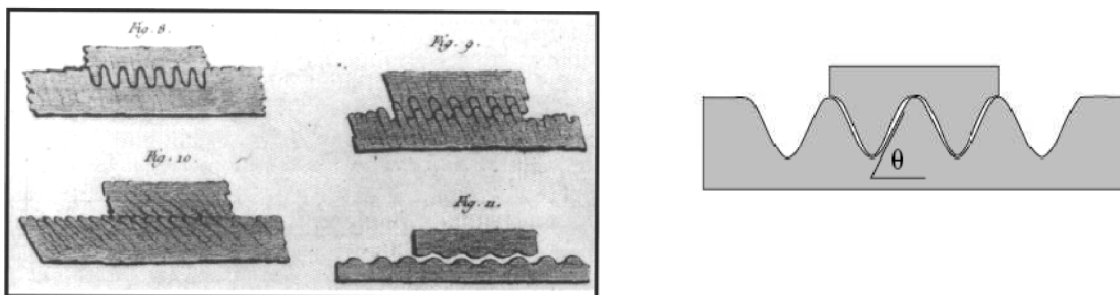


Figura 3.3 a) Esquema de la teoría friccional por trabazón (Coulomb, 1821) b) Representación de mecanismo de fricción (Muser *et al.*, 2003)

Hardy (1936) sugiere que la fricción estática es originada por las fuerzas cohesivas generadas entre las superficies de contacto. Él observó que el área de contacto real resulta

ser solo una fracción pequeña de la superficie de contacto aparente debido a las irregularidades de la superficie, lo cual indicaría que las fuerzas de cohesión serían mayores. A una escala microscópica la mayoría de las superficies, independiente del grado de pulido, poseen rugosidad, de tal forma que dos superficies estarán en contacto cuando las asperezas que no pudieron eliminarse con el proceso de pulido, se toquen entre sí.

Posteriormente, ensayos de fricción desde la perspectiva de procesos de deslizamientos desarrollados en metales por Bowden & Tabor (1964), incorporan el concepto que se conoce comúnmente como la “*Teoría de la Adhesión*”, base de la mayoría de los estudios actuales de la fricción (Figura 3.4). Ellos propusieron que para materiales dúctiles en deslizamiento, en los puntos de contacto o asperezas se generan altas presiones que causan soldadura local, para luego ser rotas subsecuentemente por el deslizamiento relativo de las superficies. La rotura ocurre en las regiones más débiles en cualquier parte de la interface o en uno de los cuerpos unidos. Después de romper los contactos existentes se formarán nuevos contactos. Durante el deslizamiento de una superficie respecto a otra, pueden ocurrir interacciones que generan puntos de adhesión entre los cuerpos, cuando ocurre un proceso de corte entre estos puntos de adhesión se pueden generar fragmentos de los materiales de contacto, los cuales contribuyen a aumentar la fricción entre las superficies.

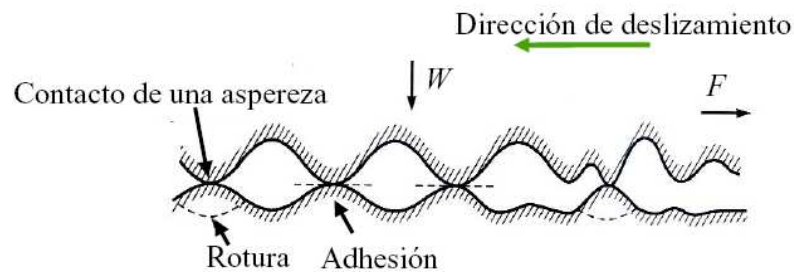


Figura 3.4 Esquema de mecanismo de fricción por adhesión durante el deslizamiento de dos superficies rugosas en contacto. (Gómez, 2005)

Para entender el mecanismo de fricción entre cuerpos sólidos es necesario tener presente que el área real de contacto entre las dos superficies es sólo una pequeña fracción de la sección aparente de contacto. De ahí que, por más pulida que se encuentre una superficie, a nivel micro siempre existirá algún tipo de rugosidad. Tal es el caso del aluminio pulido eléctricamente donde es posible detectar asperezas del orden de 100 a 1000 Å de altura (Bowden & Tobar, 1964).

En casos como metales, la teoría de la fricción por adherencia implica que la fricción es independiente de la rugosidad superficial. Sin embargo, cuando las superficies son muy rugosas, el anclaje de las asperezas puede dar lugar a un mayor valor de fricción.

En la teoría de la adhesión por fricción, el deslizamiento entre dos superficies ocurrirá inicialmente en los vértices de las asperezas más sobresalientes cuando la fuerza tangencial actuante exceda la resistencia al corte de los contactos, superando la capacidad de carga de las asperezas en contacto y elevando las presiones normales en dichos puntos, generando deformación plástica o elásticas sobre éstas. Incluso bajo pequeñas cargas es posible alcanzar el límite de plastificación del material en algunas zonas. Por tanto, el área de contacto dependerá si la aspereza sufre deformación plástica o elástica bajo una carga normal, además de la presencia o no de superficies contaminantes (Figura 3.5).

Para el caso de un material limpio y perfectamente plástico, el área de contacto (A_c) entre asperezas es igual a la fuerza normal transmitida al contacto, dividida por la carga de rotura del material en el mismo. De esta forma el área real de contacto A_c , se expresa de la siguiente forma:

$$A_c = \frac{N}{q_{ult}} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

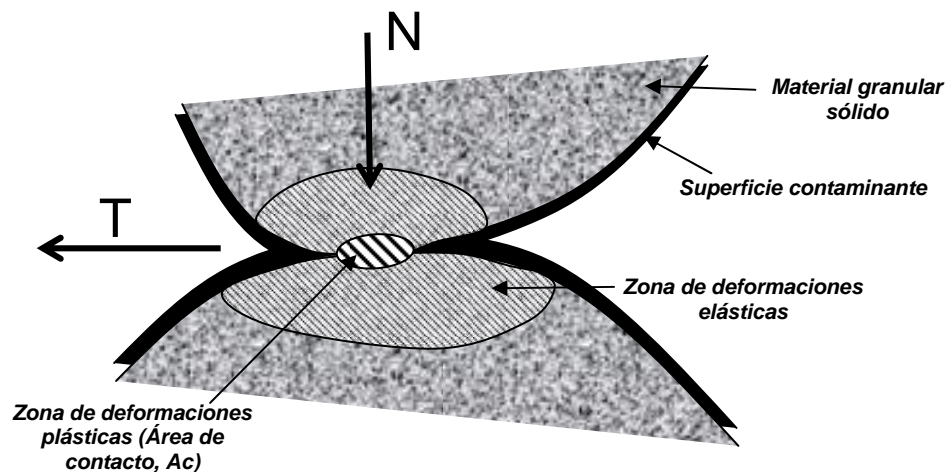


Figura 3.5 Esquema de deformaciones plásticas y elásticas entre contactos. (Modificado de Bonaparte & Mitchell, 1981)

Donde N es la fuerza normal y q_{ult} es la presión normal necesaria para producir la rotura de los contactos. Dado que q_{ult} tiene un valor fijo, el aumento de la fuerza normal total entre ambos cuerpos significará un aumento proporcional en la superficie de contacto real producto de las deformaciones plásticas generadas ($A \propto N$). Además, dicho aumento de fuerza normal provocará que las superficies se adhieran en los puntos de contacto real. Es así como la fuerza tangencial se generará producto de la adhesión en dichos puntos. En otras palabras la máxima fuerza tangencial será:

$$T_{\max} = \tau_m A_c \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Donde τ_m es la resistencia al corte de los enlaces adheridos y A_c el área de contacto real.

Las ecuaciones (Ec.3.2) y (Ec.3.3) explican las dos leyes básicas de la fricción definidas al comienzo del capítulo.

Combinando las ecuaciones (Ec.3.2) y (Ec.3.3), se obtiene que:

$$T_{\max} = N \frac{\tau_m}{q_{ult}} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Como q_{ult} y τ_m son propiedades del material, T_{\max} resulta ser proporcional a N . Por lo tanto el coeficiente de fricción quedará de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} T &= \sum T_i = \sum A_{ci} \tau_m \\ N &= \sum N_i = \sum A_{ci} q_{ult} \\ \mu &= \frac{T}{N} = \frac{A_c \tau_m}{A_c q_{ult}} = \frac{\tau_m}{q_{ult}} \end{aligned} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Pero la teoría de Bowden & Tobar (1964) respecto a la proporcionalidad entre el área de contacto y la carga normal, resulta ser inconsistente con la teoría de contacto de Hertz (1881) para materiales perfectamente elásticos como dos esferas, además de que no todos los materiales se deforman plásticamente.

De acuerdo con la teoría de contacto de Hertz (Borden & Tabor, 1964), el área de contacto aumenta proporcionalmente de la forma $A_c \propto N^{2/3}$ para deformaciones perfectamente elástica.

De esta manera el coeficiente de fricción disminuirá al aumentar la carga aplicada. Investigaciones han confirmado que el área de contacto entre esferas se relaciona como $A_c \propto N^n$, para un rango de materiales, con n cercano a los $2/3$ para caucho, madera, plástico, y textiles, y n cercano a 1 para materiales frágiles como vidrio, diamante y rocas de sal (Krim, 2002). Sin embargo conforme a la teoría de Hertz, al presionar un diamante sobre una base plana del mismo material, se ha obtenido un comportamiento más bien elástico (Lambe, 2004). El diamante es elástico incluso bajo elevadas presiones desarrolladas en los contactos reales, sin embargo las complejas condiciones de contacto entre superficies con un elevado número de asperezas puede dar lugar a un valor prácticamente constante de fricción incluso aunque las asperezas individuales se deformen elásticamente (Archard, 1957).

En el caso del cuarzo, el cual es un material con una dureza de 7 en escala de Mohs o aproximadamente 1.100 kg/mm^2 (Brace, 1963), la presión aplicada sobre un contacto debe ser superior a los 100.000 kg/cm^2 para poder producir deformación plástica. Obviamente esta presión no es alcanzada en la totalidad de las asperezas dentro de una masa de suelo granular, de tal forma que las asperezas se deformarían tan solo elásticamente (Lambe, 2004).

Al aplicar la teoría de Hertz al caso las dos esferas en contacto con deformaciones elásticas y deducir de qué manera se relaciona con la fricción, se tiene que:

$$d = (\delta NR)^{1/3} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Donde d es el diámetro del plano circular del área de contacto; δ es función de la geometría, modulo de Poisson y el módulo de Young ($\delta = 12(1-\nu^2)/E$); y R es el radio de la esfera. El área de contacto entre las esferas queda de la siguiente forma,

$$A_c = \frac{\pi}{4} (\delta NR)^{2/3} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Si la resistencia al corte de los contactos es τ_i , entonces,

$$T = \tau_i A_c \quad (\text{Ec. 3.8})$$

Y,

$$\mu = \frac{T}{N} = \tau_i \frac{\pi}{4} (\delta R)^{2/3} N^{-1/3} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

De acuerdo con estas relaciones, el coeficiente de fricción para dos rugosidades elásticas en contacto debería disminuir con un aumento de la carga. No obstante, la teoría de adhesión aún podría aplicarse a la resistencia de las uniones, con una fuerza friccional proporcional al área real de contacto.

Archard (1961) por su parte, explica que el anterior análisis podría no ser adecuado completamente para condiciones en que existan un gran número de asperezas en contacto entre las superficies. Él indica que para un conjunto de asperezas que se deforman elásticamente hay dos comportamientos diferentes que podrían ocurrir. Primero, si la carga aumenta, el número de asperezas en contacto sigue siendo constante y la deformación elástica de cada aspereza aumenta. En este caso el coeficiente de fricción sería proporcional a $N^{-1/3}$. Segundo, a medida que la carga aumenta, el número de contactos aumenta proporcionalmente y la deformación de cada aspereza sigue siendo esencialmente constante. En este caso el coeficiente de fricción sería independiente de la carga normal.

El punto importante de destacar es que el análisis de Archard demostraría que los materiales elásticos podrían deformar con un coeficiente de fricción constante.

Otro factor que complicaría la anterior teoría, es que en la mayoría de los suelos es probable encontrar una mezcla de ambos tipos de deformaciones en los contactos. Por ejemplo, Bromwell (1966) sugiere que el contacto entre partículas de cuarzo deformaría tanto elástica como plásticamente, con un porcentaje creciente de contactos plásticos frente a un aumento de la presión de confinamiento.

La teoría de adhesión es generalmente considerada como válida para describir la componente de fricción resistiendo el deslizamiento de una superficie suave sobre otra (Yam *et al.*, 1973). Sin embargo, es importante destacar que al igual que en el cálculo del ángulo de fricción y las variables que en él intervienen, para la fricción pura también existen variables como la deformación elástica, fracturas frágiles, dilatación, acomodación y rodadura de partículas.

3.4 FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO FRICCIONAL.

La proporcionalidad entre la fuerza de fricción y la fuerza normal a menudo no se mantiene constante producto de condiciones como las elevadas cargas, además de la geometría y el tiempo de exposición de los contactos previo al deslizamiento. En algunos casos puede ocurrir incluso la fusión de los contactos, generando un aumento aparente del coeficiente de fricción. En otros casos si los contactos están sometidos a una alta componente hidrostática, el esfuerzo de corte puede ser reducido a causa del deslizamiento a bajas fuerzas tangenciales. No existe ninguna regla general para el comportamiento friccional, ya que depende de las características de los materiales involucrados y de las características que rodean al tribo sistema (Blau, 2008). Se llama tribo sistema al contacto entre superficies solidas en movimiento, sometidas a fricción, desgaste y lubricación.

Al momento de determinar la fricción característica de un material es necesario considerar que son múltiples las variables que pueden condicionar el valor final del ensayo o modelo de fricción a usar. De tal forma que, para establecer exactamente qué propiedad de los contactos o del material afecta más a la fuerza de fricción es fundamental tener en cuenta aspectos tales como:

- *Geometría de los contactos* (rugosidad superficial, orientación respecto al deslizamiento). Una baja rugosidad tiene poco efecto sobre la fricción en superficies secas y limpias, pero cuando las superficies son muy rugosas, la trabazón entre asperezas puede dar lugar a un mayor valor de fricción. Usualmente la rugosidad produce altos valores de fricción cuando se está en presencia de sistemas lubricados particularmente con metales blandos donde la película lubricante es muy delgada en relación con las asperezas (Ludema, 1996).
- *Presencia de fluidos* (viscosidad y temperatura de los fluidos lubricantes, reacciones químicas del lubricante).
- *Velocidad de deslizamiento y movimiento relativo* (unidireccional o alterno, constante o variable). En metales u otro tipo de sólidos cristalinos la fricción disminuye a medida que la velocidad de deslizamiento aumenta (Figura 3.6).
- *Fuerza aplicada* (magnitud y tiempo de aplicación de la fuerza).

- *Temperatura*, en el caso de los metales el coeficiente de fricción varia muy poco hasta que la temperatura es lo suficientemente alta para aumentar la tasa de oxidación, lo cual hace variar la fricción (Ludema, 1996).
- *Desgaste*. Por lo general se le vincula con los altos niveles de fricción y daños superficiales (Ludema, 1996).
- *Dureza de los minerales que constituyen la superficie*. El coeficiente de fricción de un conjunto de partículas sueltas que deslizan de forma paralela entre sí, es proporcional al coeficiente de dureza de Mohs. (Figura 3.7) (Spurr, 1958).
- *Heterogeneidad del material*. Las rocas están generalmente constituidas por un conglomerado homogéneo de diferentes minerales. Los reales puntos de contactos están compuestos por diferentes minerales, los cuales varían durante el deslizamiento. Por tanto el coeficiente de fricción observado resulta ser un promedio de los diferentes coeficientes presentes en cada mineral que compone la roca en cuestión. De hecho Cambou (1975) muestra como ensayos de fricción sobre rocas heterogéneas como el gneiss y la diorita, resultaron ser más bajos que sobre rocas más homogéneas (soft limestone y hard basalto). Concluyendo que la interface entre varios minerales constituye una zona más débil.
- *Vibraciones externas*.

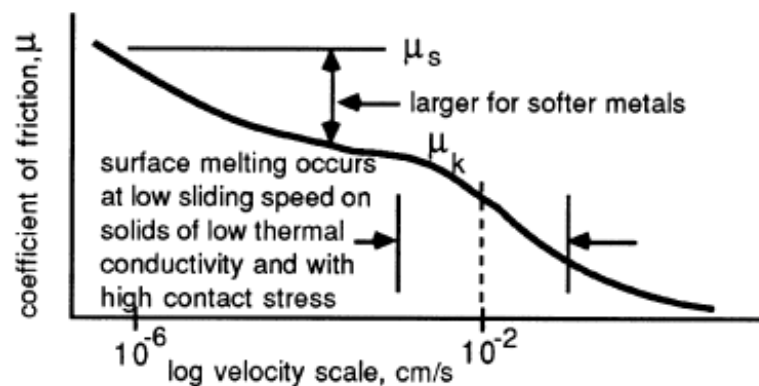


Figura 3.6 Reducción de la fricción frente a un aumento de la velocidad de deslizamiento (Ludema, 1996)

Teniendo en cuenta los puntos anteriores al momento de determinar la fuerza de fricción, sabremos que existirán múltiples fuentes que contribuirán a la fuerza de fricción total, con lo

cual cada una de éstas fuentes añadirá de alguna u otra forma fuerza resistente al sistema, ya sea a través de fuerza necesaria para deformar asperezas que se han adherido, fuerzas que se generan al deslizar asperezas sobre superficies lisas, etc.

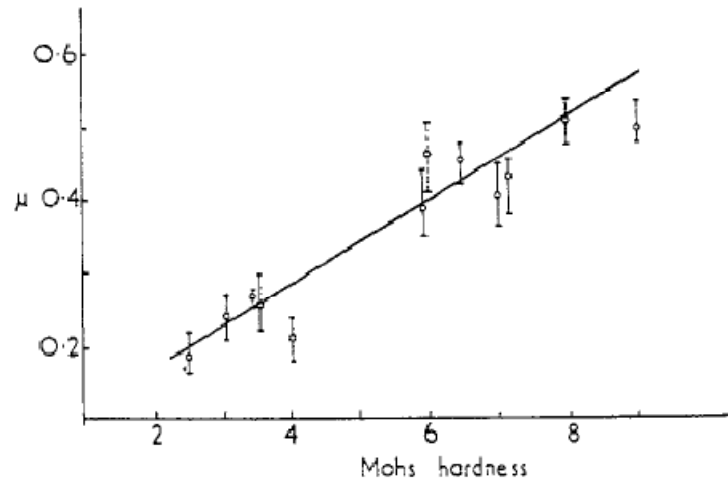


Figura 3.7 Coeficiente fricción versus dureza de partículas (Spurr, 1958)

La Figura 3.8 ejemplifica cuatro situaciones en las cuales se requiere tener un enfoque diferente al momento de evaluar la fricción entre superficies. Por ejemplo al tener dos superficies en las cuales se genere abrasión, la fricción desarrollada entre éstas será mayor, debido a que las puntas duras de las asperezas en una de las superficies pueden penetrar en la otra generando surcos sobre ésta. En el caso de tener dos superficies suaves la fricción desarrollada tenderá a ser menor a menos que se genere adhesión o que ocurra desgaste de las rugosidades superficiales existentes. Cuando las superficies están en presencia de un tercer elemento entre ellas resulta ser más complejo, producto que se generará también fricción entre las partículas además de la generadas entre partículas y las superficies, produciéndose del mismo modo variaciones de densidad y poros dentro de estas partículas, lo cual se traduce en una resistencia al corte no lineal respecto a la densidad de ésta tercera capa (Brown, 1966). Por último, cuando se hace girar un cuerpo sobre otro, se generan enlaces en los puntos de contacto, de manera análoga a cuando se comprimen uno contra otro. Cuando el cuerpo que rueda se mueve, estos enlaces se rompen por tensión, y no por el esfuerzo tangencial. Debido a la recuperación elástica cuando la fuerza normal disminuye a cero, la resistencia de los enlaces a la tensión suele ser casi nula. Esto explica por qué la adhesión entre dos superficies comprimidas una contra otra no se suele observar generalmente, sólo actúa cuando las superficies se encuentran sometidas a compresión. De

aquí que la fricción en la rodadura sea generalmente muy pequeña ($\mu < 0,1$) respecto a la fricción estática o cinética, siendo prácticamente independiente del grado de limpieza de la superficie (Lambe, 2004).

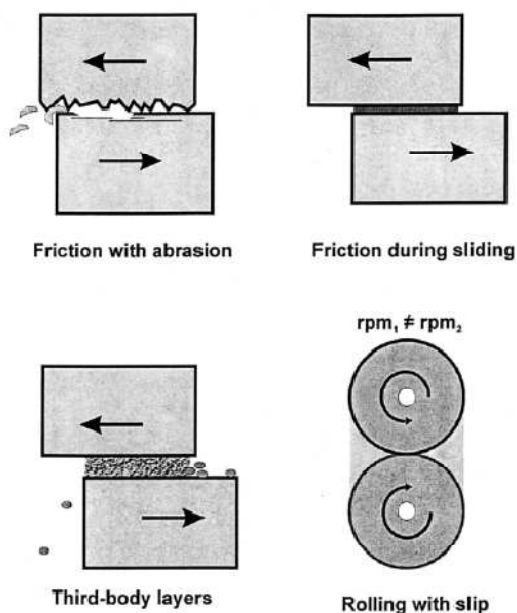


Figura 3.8 Fricción entre diferentes superficies (Brown, 1966).

El comportamiento friccional de los materiales resulta difícil de evaluar, atribuyendo ésta dificultad al método de preparación del ensayo que se utilice y lo limpia que se encuentren las superficies. Además, los resultados son fuertemente influenciados por factores como temperatura, técnicas de ensayo y velocidad de deformación (Horn & Deere, 1962; Bowden & Tabor, 1964; Bowden & Hanwell, 1966; Bromwell, 1966). Lo anterior muestra la influencia sobre comportamiento friccional en superficies minerales y como las condiciones de ensayo para la determinación de la fricción son aspectos no menores.

Horne & Deere (1962) investigan la influencia de la humedad superficial, rugosidad y velocidad de deslizamiento en la resistencia friccional desarrollada entre superficies presentes en los suelos como minerales de cuarzo. Para ello se efectuaron ensayos de corte directo entre semiesferas limpias de mineral que deslizaban sobre una superficie del mismo material. La limpieza de las superficies solo contempló la eliminación de impurezas, sin hacer un tratamiento más profundo como limpieza química o proceso similar.

Una de las principales conclusiones del estudio de Horne & Deere (1962), fue que la fricción entre minerales laminares compuestos por silicatos posee un comportamiento diferente bajo

condiciones de humedad a diferencia de uno compuesto por minerales masivos (ej.: granito). La resistencia friccional entre un conglomerado de partículas o minerales masivos aumenta frente a un aumento de la humedad superficial. Por otro lado, la resistencia friccional disminuirá en el caso de ensayar láminas del mismo mineral si se aumenta la humedad superficial, atribuyendo este comportamiento a la existencia de láminas contaminantes que cubren las superficies del mineral (Figura 3.9).

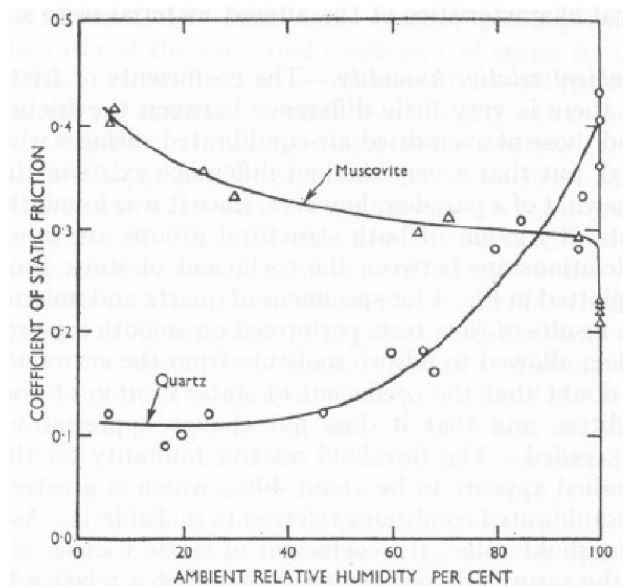


Figura 3.9 Influencia de la humedad relativa en el coeficiente de fricción (Horn & Deere, 1962)

Si se analiza la fricción en términos de las condiciones de limpieza superficial, Bronwell (1966) y la Figura 3.10 muestran el coeficiente de fricción obtenido para el cuarzo bajo diversas condiciones de limpieza, humedad y rugosidad superficial. Los resultados muestran que la fricción del cuarzo liso varía desde aproximadamente $\mu = 0,2$ a $\mu = 1,0$, en función del grado de limpieza de la superficie. Dependiendo de la rugosidad y limpieza de la superficie de cuarzo y las condiciones de ensayo, obtiene valores de ángulo de fricción pura que varían de 8° a 45° .

En las superficies más contaminadas, el agua es capaz de aumentar la fricción; es decir, actúa como un anti lubricante. Sin embargo, en superficies cuidadosamente limpias, el agua no tiene ninguna influencia. Esto indica que el agua podría ser intrínsecamente neutra respecto al cuarzo. Pero, si existiese una capa contaminante de por ejemplo un material orgánico, el agua rompería esta capa, reduciendo su eficacia como lubricante y aumentando por tanto la fricción. La acción anti lubricante del agua en un conglomerado de partículas

como el cuarzo, desaparece rápidamente si la rugosidad superficial aumenta, al igual que la influencia del grado de limpieza superficial, de forma que una superficie muy rugosa posee prácticamente el mismo valor de fricción, cualquiera que sea la limpieza de la superficie. Esto indica que la capacidad lubricante de la capa contaminante disminuye al aumentar la rugosidad (Lambe, 2004).

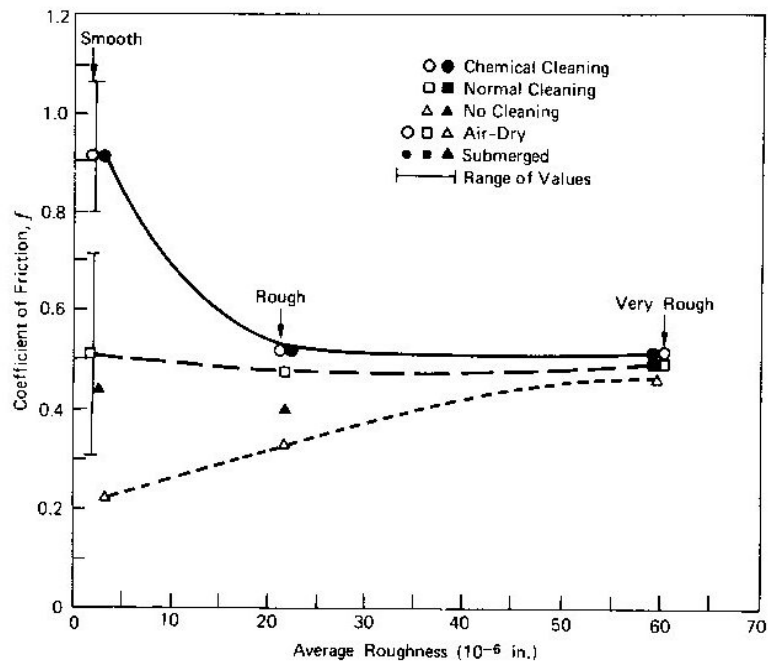


Figura 3.10 Fricción del cuarzo (Bromwell, 1966)

Desde un punto de vista práctico, tiene gran importancia el valor casi constante de $\mu = 0,5$ ($\phi_\mu = 26^\circ$) de las superficies de cuarzo muy rugosas, ya que prácticamente todas las partículas de cuarzo de los suelos naturales poseen superficies rugosas.

El efecto de contaminantes en la superficie sobre el comportamiento friccional del cuarzo investigado por Bromwell (1966) utilizó vacío, altas temperaturas y técnicas de manipulación para obtener una máxima limpieza de las superficies. Bromwell desarrolló un ensayo de corte directo con cristales de cuarzo.

Preparando superficies suaves con pulido de polvo de diamante y superficies más rugosas con polvo de diamante menos fino, limpiando posteriormente las superficies con agua y compuestos químicos. De esta forma el coeficiente de fricción del cuarzo resulta ser altamente dependiente de las condiciones de deslizamiento de la superficie. Superficies

limpias permiten un aumento en el contacto mineral-mineral, aumentando así la adhesión y consecuentemente la resistencia friccional. Los resultados de sus investigaciones además de las de Horne & Deere (1962) se presentan en las Figura 3.11 y Figura 3.12.

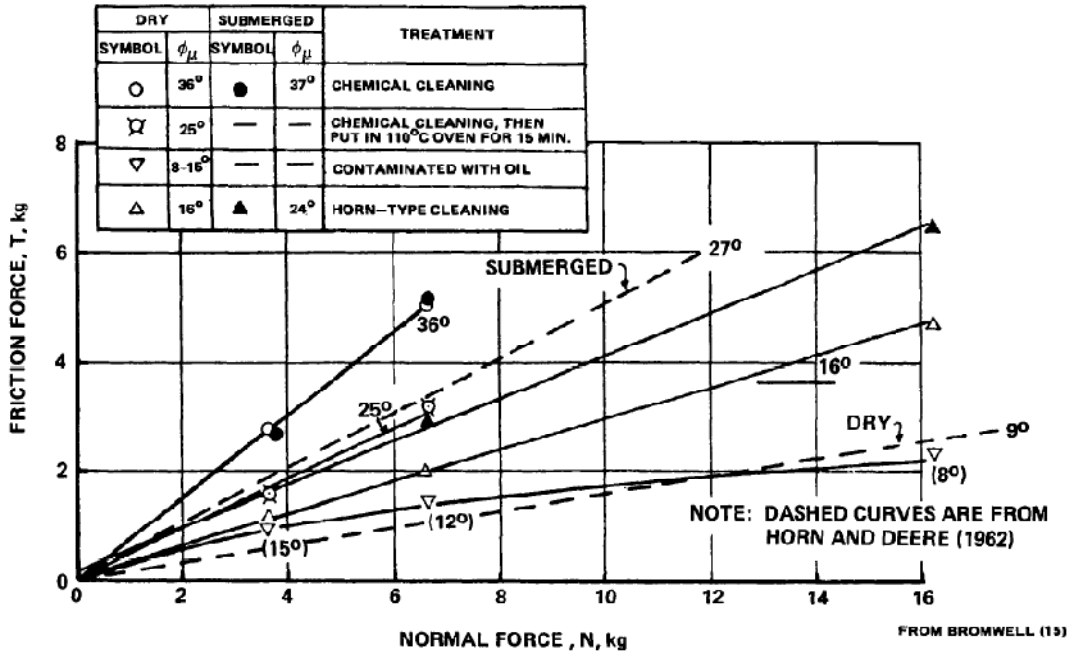


Figura 3.11 Ensayo de fricción sobre superficie de cuarzo pulida (Bromwell, 1966).

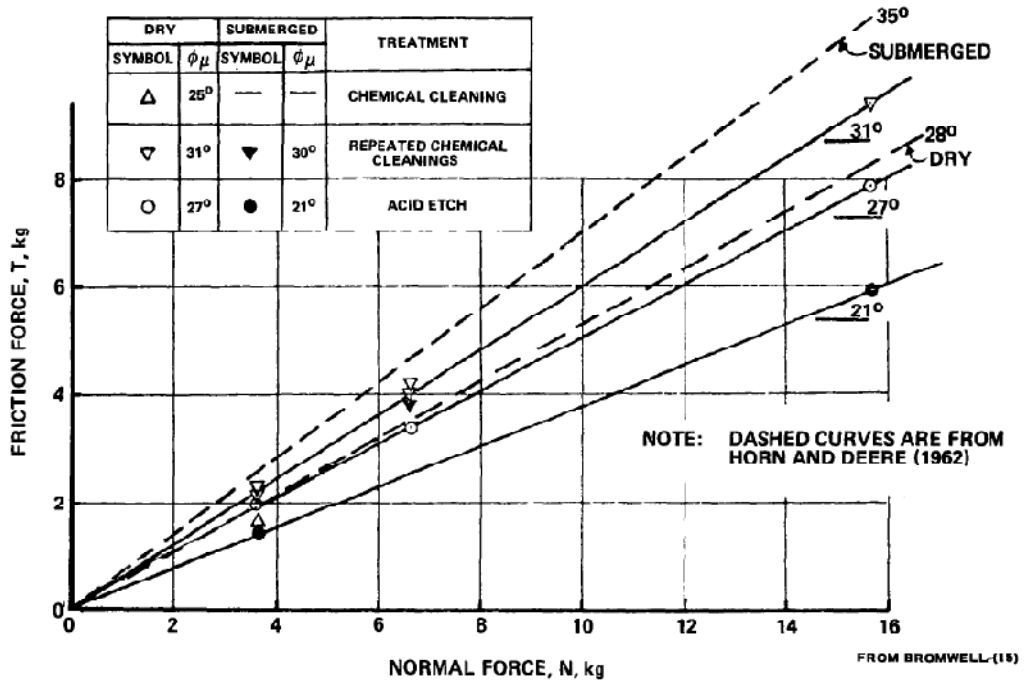


Figura 3.12 Ensayo de fricción sobre superficie de cuarzo rugosa (Bromwell, 1966)

Bowden & Hanwell (1966), estudiaron el comportamiento de superficies de cristal al vacío, encontrando que la resistencia friccional del diamante, óxido de magnesio y zafiro aumenta cuando es posible obtener superficies limpias bajo condiciones de vacío extremo.

Yam & Kenny (1973), enfatizan que mientras la teoría de adhesión es generalmente válida para superficies suaves y limpias, en la mayoría de los casos existirán otro tipo de variables que contribuirán a la fricción más que la adhesión de los contactos. Dentro de las contribuciones adicionales mencionan las deformaciones elásticas y dilatación de los contactos. Señalan que estas contribuciones pueden agregar significativamente resistencia friccional y causar que el coeficiente de fricción disminuya con un aumento de la carga normal.

3.5 INFLUENCIA DE LA CARGA NORMAL SOBRE LA FRICCIÓN

Uno de los principales temas que se estudia en los Lastres, y que se desarrolla en el Capítulo 6, es la influencia de la carga normal sobre la fricción. Si nos atenemos a las leyes básicas de la fricción, debiéramos esperar no tener cambios en la fricción, pero como veremos a medida que la carga normal aumenta, la fricción pasa a tener un comportamiento no lineal.

Claramente la ley de Amontón referente a la proporcionalidad entre fuerza normal y fuerza de fricción se pierde entre superficies que deslizan cuando la carga normal aumenta a niveles más allá de los que las deformaciones elásticas de los contactos en superficies de roca son capaces de soportar.

Al tener superficies expuestas a altos niveles de carga y prolongado tiempo de exposición, la fricción por lo general tenderá a decrecer a medida que dicha fuerza aumente, mostrando un comportamiento semejante al de la Figura 3.13. Para superficies limpias valores de fricción del orden de 2 se pueden obtener a muy bajos niveles de carga, para luego descender hasta 0,5 a niveles de carga muy altos (curva a). En algunos casos donde las superficies se encuentran con algún tipo de contaminante, la fricción desarrollada resulta ser del orden de 0,5 (curva b). En otros casos donde los contaminantes presentes resulten ser partículas de óxido, éstas podrán generar zonas de adhesión local provocando el aumento de la fuerza de fricción (curva c) (Ludema, 1996).

Estudios de Cambou (1975) realizados entre superficies de roca condujeron a la conclusión de que la fricción entre superficies compuestas por minerales, constituye un fenómeno complejo, ya que puede implicar fenómenos como esfuerzos cortantes en las puntas de las micro asperezas, fracturas en sus bases y aflojamiento del material en el contacto. Dichos fenómenos condicionan el estado de las superficies y afectan directamente a la fricción por efecto de material residual generado durante la fricción. Es decir, el desprendimiento de material en los puntos de contacto dejará residuos en las superficies de deslizamiento.

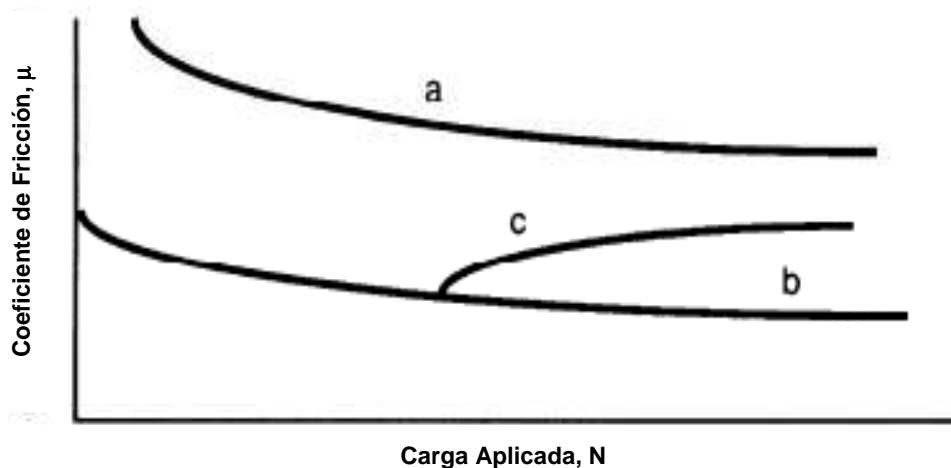


Figura 3.13 Influencia de la presión normal (Ludema, 1996).

La teoría de Cambou (1975), sostiene que para rocas duras con superficies pulidas, la fricción alcanza un valor alto que disminuye en el caso de tener superficies no pulidas y aumenta con la rugosidad de la superficie, sobre todo si el desprendimiento de material en la superficie resulta importante, producto de la magnitud de las fuerzas normales. En el caso de rocas blandas, las variaciones de la fricción son pequeñas bajo diferentes condiciones iniciales de la superficie.

Si los residuos desprendido de las superficies deslizantes están compuestos por fragmentos de material de alta dureza y la magnitud de la carga normal aplicada no es suficientemente alta, los fragmentos pueden actuar como rodamientos, con lo cual las dos superficies deslizarán fácilmente generando una caída rápida de la fricción. (Cambou, 1975).

En Marsal (1973) se muestran resultados de ensayos que fueron realizados sobre superficies secas (Figura 3.14a). Es posible ver en ellos como los residuos que se generan en un segundo ciclo de carga o en una descarga producen un aumento de la fricción. Según

Cambou (1974), una cierta cantidad de energía es requerida en este proceso razón por lo cual el valor del coeficiente de fricción aumenta.

La Figura 3.15 corresponde a ensayos de Maurer (1966), en los cuales se observa el comportamiento de materiales de distinta dureza frente al aumento de la carga normal. Es así como el coeficiente de fricción para rocas duras (a diferencia de las blandas) resulta menos variable, decreciendo desde un valor aproximado de 1.8 a 0.8, a medida que la presión normal aumenta.

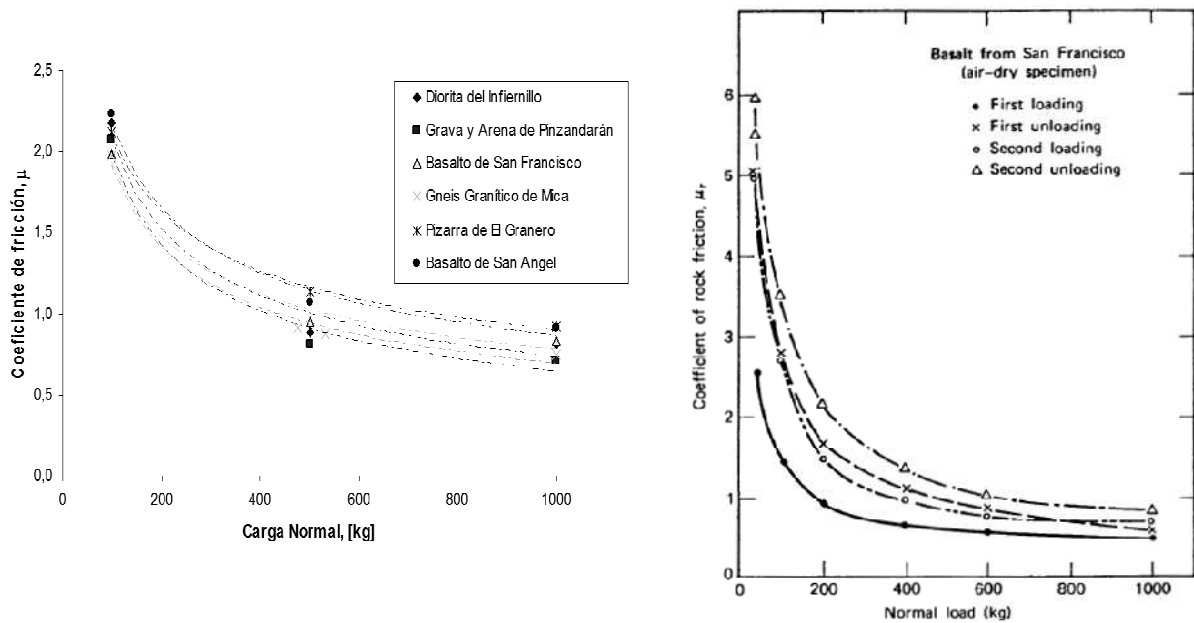


Figura 3.14 Variación del coeficiente de fricción (Marsal, 1973)

Maurer (1966) relaciona en escala log-log sus ensayos (Figura 3.16) presentando la fuerza de fricción y la carga normal, con lo cual los datos obtenidos los expresa bajo la siguiente relación empírica:

$$t = ap^k \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Donde a y k son constantes. Los valores que toma k van desde 0,46 a 0,80, lo que resulta ser menor al exponente inicialmente presentado en la ley de Amonton ($k=1,0$), en la cual se plantea la directa proporcionalidad entre las fuerzas actuantes.

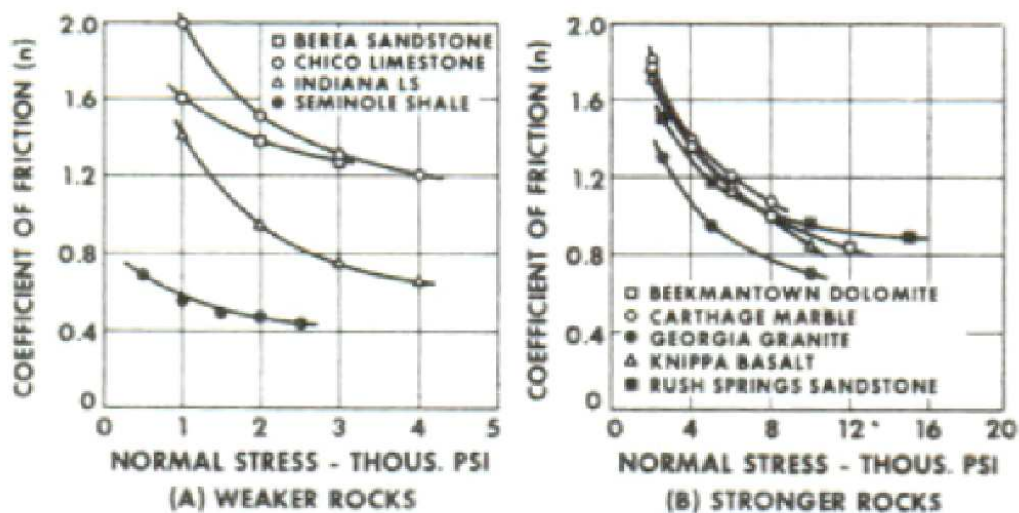


Figura 3.15 Variación del coeficiente de fricción (Maurer, 1966)

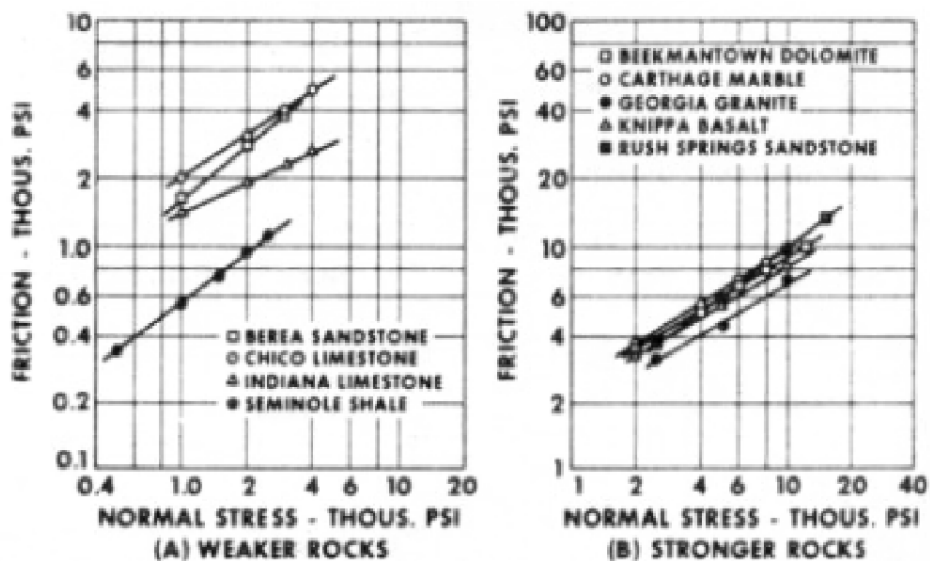


Figura 3.16 Incremento exponencial de la fuerza de fricción (Maurer, 1966)

Veremos más adelante en los ensayos de fricción realizados entre superficies de roca, de qué manera lo expuesto anteriormente resulta importante de entender al momento de analizar el comportamiento del material granular ensayado, ya que la caída de la resistencia del material (Lastre en nuestro caso) no tan solo se atribuye al fenómeno de rotura de partículas propiamente tal, veremos además cómo los modelos de Rowe (1967) o Mitchell (1993) que consideran una fricción inter partícula constante, se ven afectados por el aumento de las presiones de confinamiento.

CAPÍTULO 4

PROGRAMA DE ENSAYOS

4.1 INTRODUCCIÓN

Para caracterizar los materiales granulares en estudio (Lastres) y establecer de que manera afectan aspectos como la litología predominante o la resistencia individual de las partículas, en la resistencia al corte del medio granular cuando éste es sometidos a altas presiones de confinamiento, se seleccionaron una serie de ensayos que permitieran caracterizar los Lastres en términos de: granulometría y propiedades índice, densidades máxima y mínima, resistencia al desgaste y abrasión (Ensayos de los ángeles, slake durability y solidez a los sulfatos), resistencia individual de las partículas, resistencia al corte (ensayo triaxial gigante), cuantificación de la rotura de partículas y fricción íter partículas. Comenzaremos con aquellos ensayos que nos permiten caracterizar al material en términos generales, para luego pasar a aquellos más específicos como el ensayo triaxial gigante y el ensayo de fricción entre superficies pulidas de roca. Adicionalmente, se entregan resultados de otros estudios que nos permiten tener un marco de referencia para los Lastres a ensayar.

4.2 GRANULOMETRÍA.

Dado el origen y la manera en que se generan los Lastres, queda claro que la granulometría de terreno contiene partículas mucho más grandes que las posibles de ensayar en laboratorio (Figura 4.1). Es por esto, que escalar el tamaño de las partículas a una granulometría posible de ensayar resulta imprescindible.

Para el presente estudio se escalaron las muestras empleando dos metodologías: granulometría homotética a la muestra integral (ROM) y granulometría cortada, ambas bajo un tamaño máximo establecido de 8". Estudios de Marsal (1980) presentados en la Figura 4.2, permitirán comparar los resultados obtenidos por éste trabajo (Sección 6.4) y situarlos en un marco de referencia valido dadas las características de los ensayos.

La granulometría de los Lastres ensayados poseen una distribución por tamaño de partículas mayores a 0,074 mm (tamiz N° 200). Debido a que los materiales estudiados poseen muy bajos porcentajes de material fino (bajo malla 200), es que no se efectuaron ensayos para determinar la distribución de tamaño bajo dicha malla. Para la fracción gruesa del material se determinó la distribución integra de éste, tomando los tamices de 7", 6", 5", 4", 3", 2 1/2", 2", 1 1/2", 3/4" y 3/8" como base de medida. Para el material bajo la malla 3/8", se efectuó un cuarteo del material y se extrajo una muestra representativa que luego fue tamizada con los tamices N°4, N°10, N°40 y N°200.



Figura 4.1 Tamaño real de partículas de Lastre in-situ.

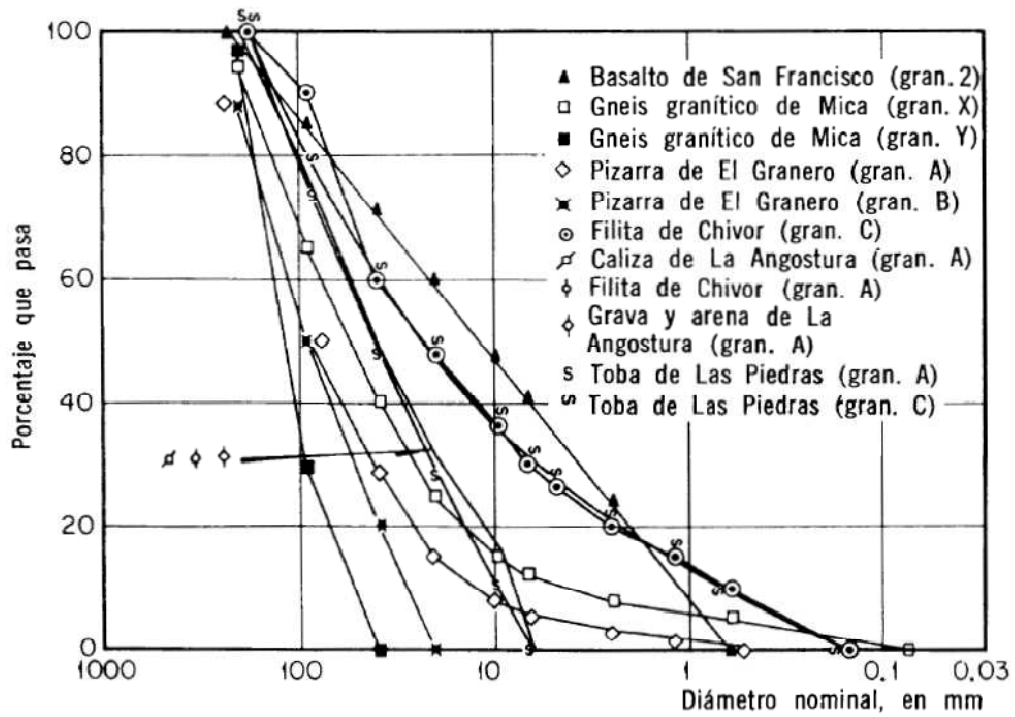
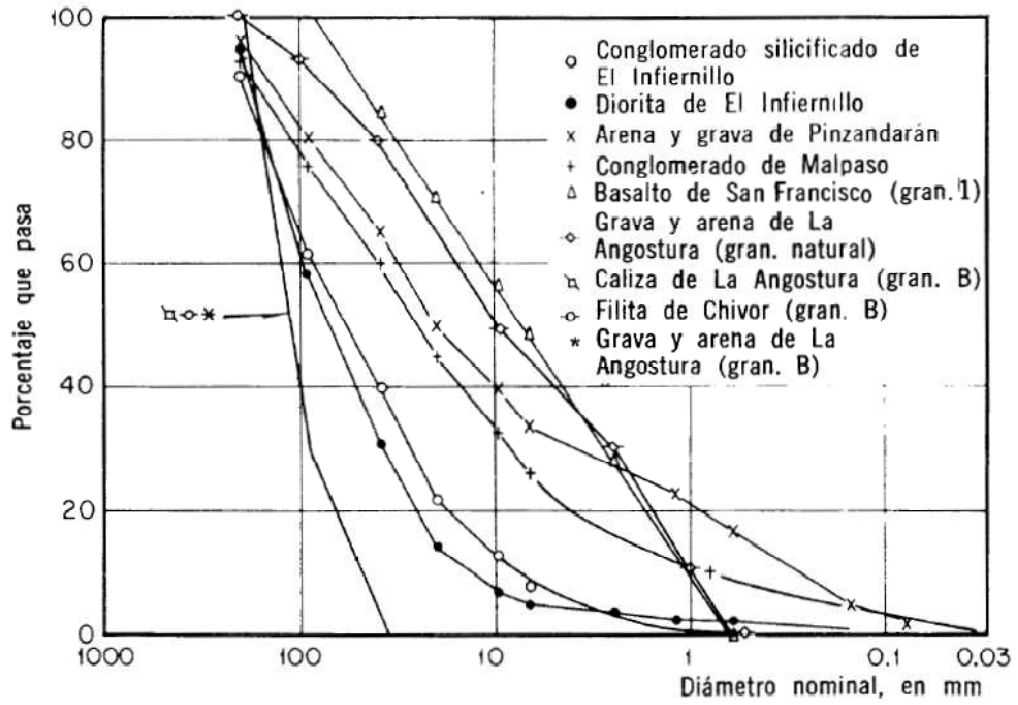


Figura 4.2 Curvas granulométricas de materiales ensayados en compresión triaxial. (Marsal, 1980)

4.3 DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA.

Para establecer las densidades máxima y mínima de los Lastres, se utilizó un molde cilíndrico de acero de un metro de diámetro y altura. Para el procedimiento de armado para ambas densidades es necesario primero separar en sacos la muestra total, manteniendo la proporcionalidad del pesos total de la amuestra en cada saco.

La densidad mínima se efectuó mediante el vaciado lento de los sacos y desde el centro del molde en forma piramidal, de manera de no provocar densificación del material producto del vaciado de éstos (Figura 4.3). Por otro lado, las densidades máximas, se determinaron mediante la compactación mecánica de la muestra a medida que se voltean los sacos de material granular (Figura 4.4).

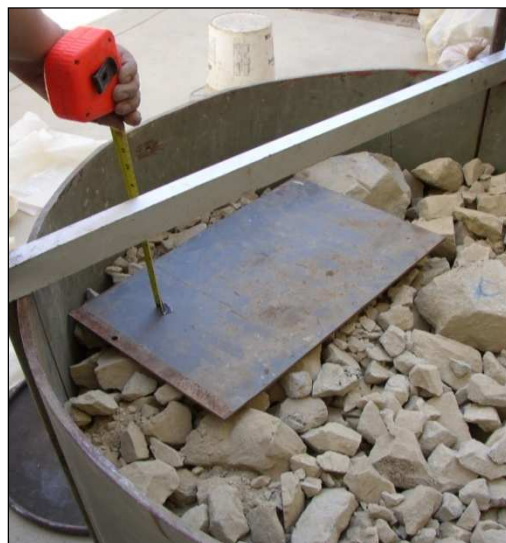


Figura 4.3 Ensayo de densidad mínima en partículas de gran tamaño.



Figura 4.4 Ensayo de densidad máxima en partículas de gran tamaño.

4.4 SOLIDEZ DE LAS PARTICULAS A LOS SULFATO

Ensayo normado por la ASTM C-88, que permitió simular el grado de desintegración o solidez de las partículas cuando son sometidas a un proceso de erosión. Esto es realizado mediante sucesivos procesos de inmersiones en una solución de sulfato de sodio o magnesio seguido de un proceso de secado al horno. La desintegración de las partículas se determinó como la pérdida de masa debido a los fenómenos físico-químicos resultantes de la cristalización del sulfato. Las fuerzas expansivas internas, producidas por la rehidratación de las sales simulan los procesos de expansión del agua congelada cuando antecedentes reales de congelamiento no son posibles de registrar. En la Tabla 4.2 se entregan valores referenciales de los materiales granulares ensayados por Marsal (1980) y que fueron presentados en la Figura 4.2.

4.5 DESGASTE DE LOS ÁNGELES

Ensayo que permite estimar la degradación de partículas de roca (ASTM C-535 y C-131), producto de la acción del desgaste, impacto y fragmentación en un tambor de acero que contiene en su interior numerosas esferas de acero, que dependiendo de la granulometría a ensayar es la cantidad de esferas de acero a utilizar. A medida que el tambor gira las espas toman los trozos de roca y las esferas de acero, para simular el efecto de rotura una vez que estas caen a la vez que gira el tambor. Luego de múltiples giros la muestra es extraída del tambor para tamizarla y medir la degradación porcentual que produjo el ciclo.

Valores tipo entregados por Marsal (1980), se presentan en la Tabla 4.1 y Tabla 4.2. Los materiales utilizados corresponden a los presentados en la Figura 4.2, que fueron utilizados para ensayos de compresión triaxial.

Tabla 4.1 Granulometrías utilizadas para determinar el ensayo de Desgaste de Los Ángeles (Marsal, 1980)

<i>Tamaño de la malla, en mm</i>		<i>Granulometría, porcentaje en peso</i>			
<i>Pasa</i>	<i>Retenido</i>	1	A	C	D
76.1	64.0	25	—	—	—
64.0	50.8	25	—	—	—
50.8	38.1	50	—	—	—
38.1	25.4	—	25	—	—
25.4	19.1	—	25	—	—
19.1	12.7	—	25	—	—
12.7	9.51	—	25	—	—
9.51	6.35	—	—	50	—
6.35	4.76	—	—	50	—
4.76	2.38	—	—	—	100

Tabla 4.2 Índices de solides a los sulfatos y desgaste de los ángeles en material granular (Marsal, 1980)

Material	Símbolo	Origen	Forma de los granos	Absorción de agua, en porcentaje*	Desgaste Los Angeles, en porcentaje**				Intemperismo (ASTM, C88), en porcentaje***		
					1	A	C	D	2 1/2"	1 1/2"	3/8"
Conglomerado silicificado de El Infiernillo	○	Cantera	Angular	1.3-2.8 (2.0)	23.7	30.5	22.4	22.2	13.0	29.0	16.4
Diorita de El Infiernillo	●	Cantera	Angular	0.45-1.7 (0.99)	15.8	15.4	18.6	18.3	0.74	0.19	3.9
Grava y arena de Pinzandarán	×	Depósito aluvial	Redondeado	0.80-1.8 (1.3)	16.7	17.4	20.0	20.3	0.32	0.49	7.6
Conglomerado de Malpaso	+	Cantera	Subangular	(2.9)	32.1	37.2	38.5	42.5	39.8	54.2	60.7
Basalto de San Francisco	△ ▲	Cantera triturado	Angular	0.19-1.7 (0.49)	10.8	12.5	15.0	19.3	0.03	0.19	0.33
Gneis granítico de Mica	□ ■	Socavón	Subangular	0.33-1.6 (0.75)	24.8	49.8	54.7	52.9	0.10	0.10	1.0
Pizarra de El Granero	◇ ◆	Cantera	Angular	0.10-1.7 (0.93)	26.1	23.8	22.4	22.5	0.16	0.10	0.70
Filita de Chivor	○ ⊙	Socavón	Angular	0.49-2.4 (0.94)	14.7	13.8	13.7	32.2	0.03	0.10	0.33
Caliza de La Angostura	□ ■	Cantera	Angular	2.0-12.7 (5.6)	32.8	40.4	33.8	53.4	20.6	34.0	11.7
Grava y arena de La Angostura	◇ ◆	Depósito aluvial	Redondeado	0.12-1.7 (0.78)	7.9	20.6	19.9	24.4	0.07	0.29	2.0
Toba de Las Piedras	S ∞	Cantera	Angular	(2.1)	35.5	43.9	42.8	42.1	66.7	60.0	88.7

* Los números entre paréntesis son valores medios de la absorción; las pruebas se hicieron con diez tamaños nominales (3, 2 1/2, 2, 1 1/2, 1, 3/4, 1/2, 3/8, 1/4 plg y N° 4).

** Las pruebas de desgaste se efectuaron con las granulometrías 1, A, C y D, prescritas por las normas ASTM.

*** La sanidad de la roca se determinó con partículas de tres dimensiones nominales: 2 1/2, 1 1/2 y 3/8 plg.

4.6 SLAKE DURABILITY

Complementando los ensayos expuestos en la sección anterior, los cuales buscan reproducir la degradación de partículas bajo ciertas condiciones, se utilizó un ensayo que simulara la durabilidad de las partículas de roca expuestas a procesos de alteración y desintegración, en otras palabras a la rotura de los componentes o de las estructuras de la roca, utilizando en nuestro caso ciclos de desgaste en agua, llevado a cabo con el ensayo Slake Durability (Figura 4.5). El procedimiento de ensayo consiste básicamente en pesar fragmentos de roca después de terminado el ciclo de desgaste y determinar la pérdida de masa que estos sufren.

Teniendo una serie de ciclos de desgaste es posible determinar el índice de durabilidad (I_d) entre cada ciclo. Para ello se seleccionan diez trozos de roca de entre 40 y 60 gr cada uno, para luego secarlos al horno hasta que la masa registrada sea constante y proceder con el primer ciclo de desgaste dentro de un tambor que posee una mallas de 1 mm de abertura, él

cual se aloja dentro de un recipiente de acrílico que en su interior contiene agua destilada. Una vez finalizado este primer ciclo de 10 min se repite el proceso de secado y pesado de las muestras, pudiendo luego realizar el segundo ciclo de igual manera. En la norma ASTM D-4644 se establece que el índice de durabilidad se determina al finalizar el segundo ciclo ($I_{d(2)}$), no obstante es posible seguir con este proceso los ciclos que uno estime convenientes, con el fin de ver la pérdida de masa frente a ciclos más extensos, obteniendo en cada uno una disminución de la pérdida de masa debido a que gran parte de la superficie más débil de la roca ya se han desprendido en los primeros ciclos.

El objetivo de continuar con los ciclos es ver qué nivel de alteración ha alcanzado la roca durante el tiempo que estuvo expuesta a agentes externos, y de esta forma ver la incidencia de dichos agentes sobre la superficie de la roca, además de tener una primera idea de cuánto material fino son capaces de generar los diferentes Lastre.

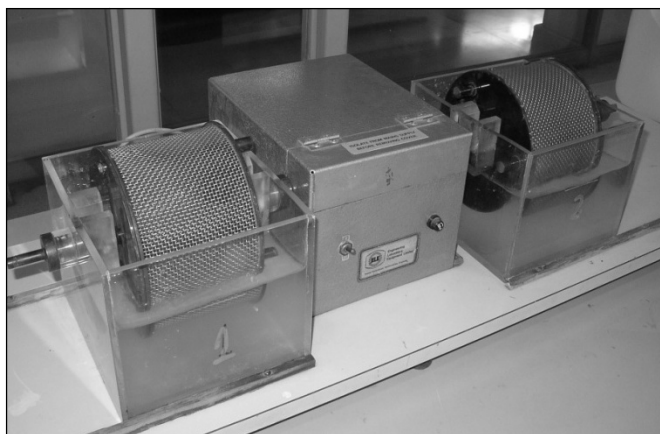


Figura 4.5 Equipo de ensayo de desgaste de partículas Slake Durability (IDIEM).

4.7 CARGA PUNTUAL

La resistencia individual de las partículas tiene efecto directo sobre la resistencia al corte del material. En la medida que la resistencia de las partículas es alta en relación con la presión de confinamiento, se espera que la dilatancia contribuya a aumentar la resistencia al corte. Por el contrario, partículas de menor resistencia tenderían a romperse disminuyendo la dilatancia y por lo tanto la resistencia al corte el medio granular. Mediante el ensayo de carga puntual es posible determinar la resistencia individual de una roca mediante el Índice de Carga Puntual (I_{s50}), y correlacionarlo con la resistencia a la compresión simple de una muestra cilíndrica de roca intacta de 50 mm de diámetro.

En general las muestras de roca ensayadas son un núcleo cilíndrico extraído de sondajes ensayados de forma diametral o axial, bloques dimensionados o simplemente fragmentos irregulares de roca (irregular lump) (Figura 4.6). La muestra es ensayada hasta que se rompe, aplicando una carga axial concentrada a través de un par de puntas cónicas truncadas que se encuentran fijas en un marco metálico.

El equipo de ensayo consta de un manómetro y una regla que indican la carga máxima aplicada (P) y separación (D) entre puntas cónicas al momento de la rotura.

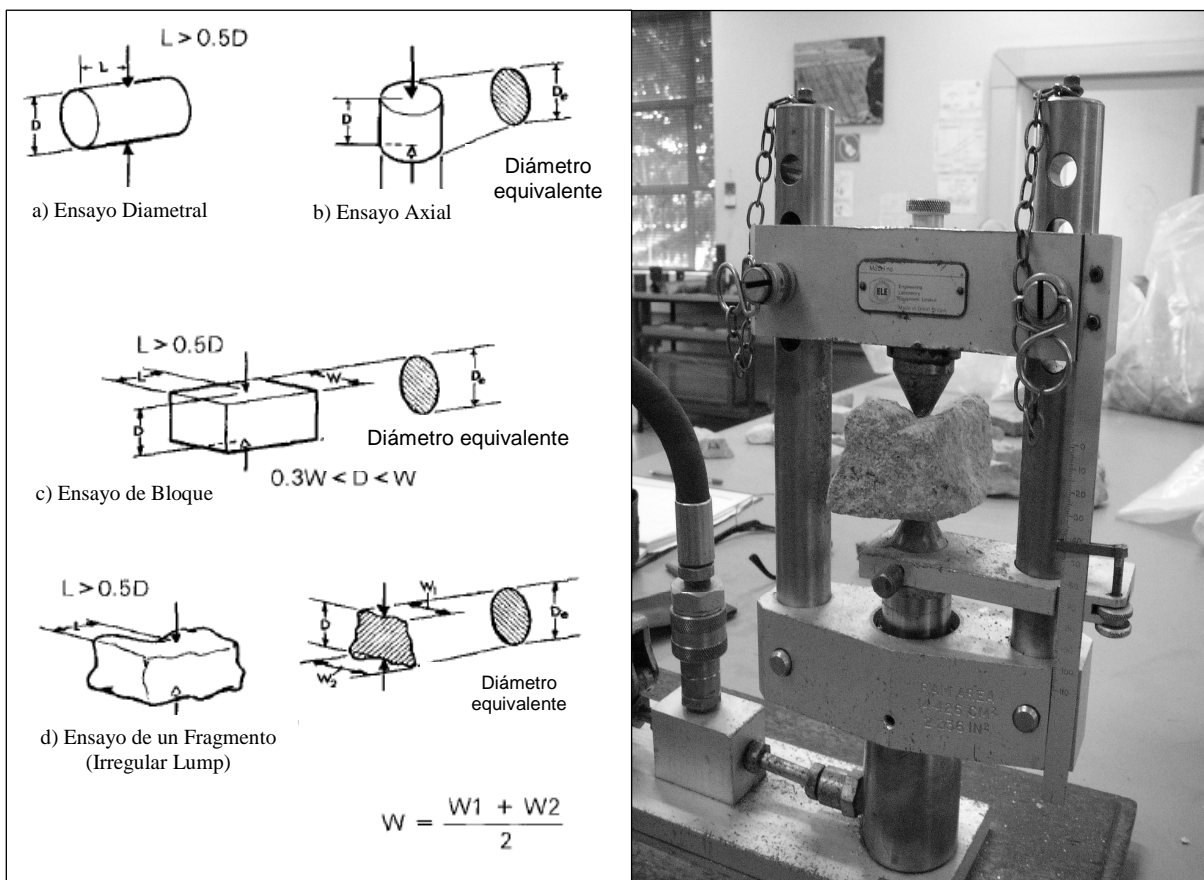


Figura 4.6 Tipos de muestras posibles de ensayar a carga puntual (IDIEM).

El sistema se ve limitado por el tamaño de las muestras, siendo entre los 30 mm hasta los 85 mm el rango de tamaños recomendados por la norma ASTM D-5731. Para propósito de este estudio y dado que se utilizaron fragmentos de roca irregulares, los tamaños de las muestras ensayadas consideraron el diámetro menor de la roca como medida mínima para ensayar.

La Figura 4.6 muestra a la izquierda las dimensiones que debe cumplir la muestra para poder hacer valido cada ensayo.

Usualmente la resistencia a la compresión simple se encuentra entre 20 a 25 veces el índice de resistencia a carga puntual y por lo general varía según la resistencia de la roca. Es mayor para rocas resistentes que para rocas débiles. Basado en esto, se sugiere que cuando no se posee información, se utilice la Tabla 4.3 (Palstrom, 2000), la cual se basa en correlaciones entre carga puntual y resistencia uniaxial. De tal forma que, la resistencia a la compresión simple queda expresada de la siguiente forma,

$$\sigma_c = K_{(50)} \cdot I_{s(50)} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Tabla 4.3 Valores sugeridos de $K_{(50)}$ (Palstrom, 2000),

Compressive strength σ_c (MPa)	Point load strength I_{s50} (MPa)	Suggested value of K_{50}
25 ^{*)} - 50	1.8 - 3.5	14
50 - 100	3.5 - 6	16
100 - 200	6 - 10	20
> 200	> 10	25

^{*)} Bieniawski (1973) suggests that the point load strength test not be used on rocks having $\sigma_c < \text{approx. } 25 \text{ MPa}$.

Sin embargo, ensayos en rocas anisotrópicas entregan resultados que varían entre 15 y 50 veces el Índice de Carga Puntual ($I_{s(50)}$). Por lo cual resulta adecuado calibrar para cada caso en particular la curva con una serie de ensayos de compresión simple.

En nuestro caso no se dispone de probetas cilíndricas para ensayos de compresión simple en cada tipo de litología descrita, por tanto se opto por realizar el ensayo de carga puntual en colpas de roca y representarlo solo en términos del Índice $I_{s(50)}$, con lo cual podemos diferenciar que litologías presentan más resistencia que otras y de qué manera estas controlan la resistencia total de la muestra. Hay que mencionar que el índice queda expresado en unidades de presión kg/cm^2 .

Una vez ensayadas todas las muestras de roca, una clasificación por tamaño nominal y otra respecto a la composición mineralógica, permiten establecer un promedio de resistencia de partículas según su tamaño dentro de la granulometría, o litologías predominantes en la muestra que se tomo para confeccionar la probeta triaxial.

4.8 TRIAXIAL GIGANTE

Tal como se vio en el Capítulo 2, la resistencia al corte de materiales granulares sometidos a altas presiones es función de diversos factores que condicionan la forma tradicional de la envolvente de falla, la cual presentará una pendiente decreciente a medida que los esfuerzos aumentan.

De Mello (1977) y Charles & Watts (1980) entre otros, sugieren una aproximación de la envolvente de resistencia mediante una ecuación potencial del tipo: $\tau = A\sigma_n^b$. Donde, A y b son constantes propias del material que se determina a partir de los ensayos, que en nuestro caso corresponde al ensayo triaxial gigante, el cual se describe a continuación.

4.8.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ENSAYO TRIAXIAL GIGANTE.

El equipo triaxial gigante desarrollado a fines del año 2001 por la sección geotecnia de IDIEM responde a una necesidad de estudiar el comportamiento mecánico de materiales granulares gruesos. Su gran tamaño permite ensayar probetas cilíndricas re-moldeadas o inalteradas de hasta 1.80 m de altura por 1 m de diámetro, con un tamaño máximo de partículas de 7 pulg, manteniendo una proporción de aproximadamente 6 veces entre el diámetro de la probeta y el tamaño máximo de partículas (ASTM D-4767). La máxima presión efectiva de confinamiento posible aplicar alcanza los 30 kg/cm².

Si analizamos por separado los componentes del equipo triaxial (Figura 4.7), éstos los podemos agrupar en: marco de reacción y cámara triaxial, sistema hidráulico de carga y de control de presiones, cilindro de saturación y control volumétrico, panel de control y equipos de adquisición de datos e instrumentación, y por último componentes de armado de la muestra.

4.8.2 COMPONENTES DEL EQUIPO TRIAXIAL GIGANTE

4.8.2.1 MARCO DE REACCIÓN Y CÁMARA TRIAXIAL

La Figura 4.8 muestra un esquema de la cámara triaxial que aloja en su interior a la probeta, quedando ésta bajo el nivel superior de la losa de hormigón tal como se ve en la Figura 4.9 donde la probeta es bajada al interior de la celda triaxial.

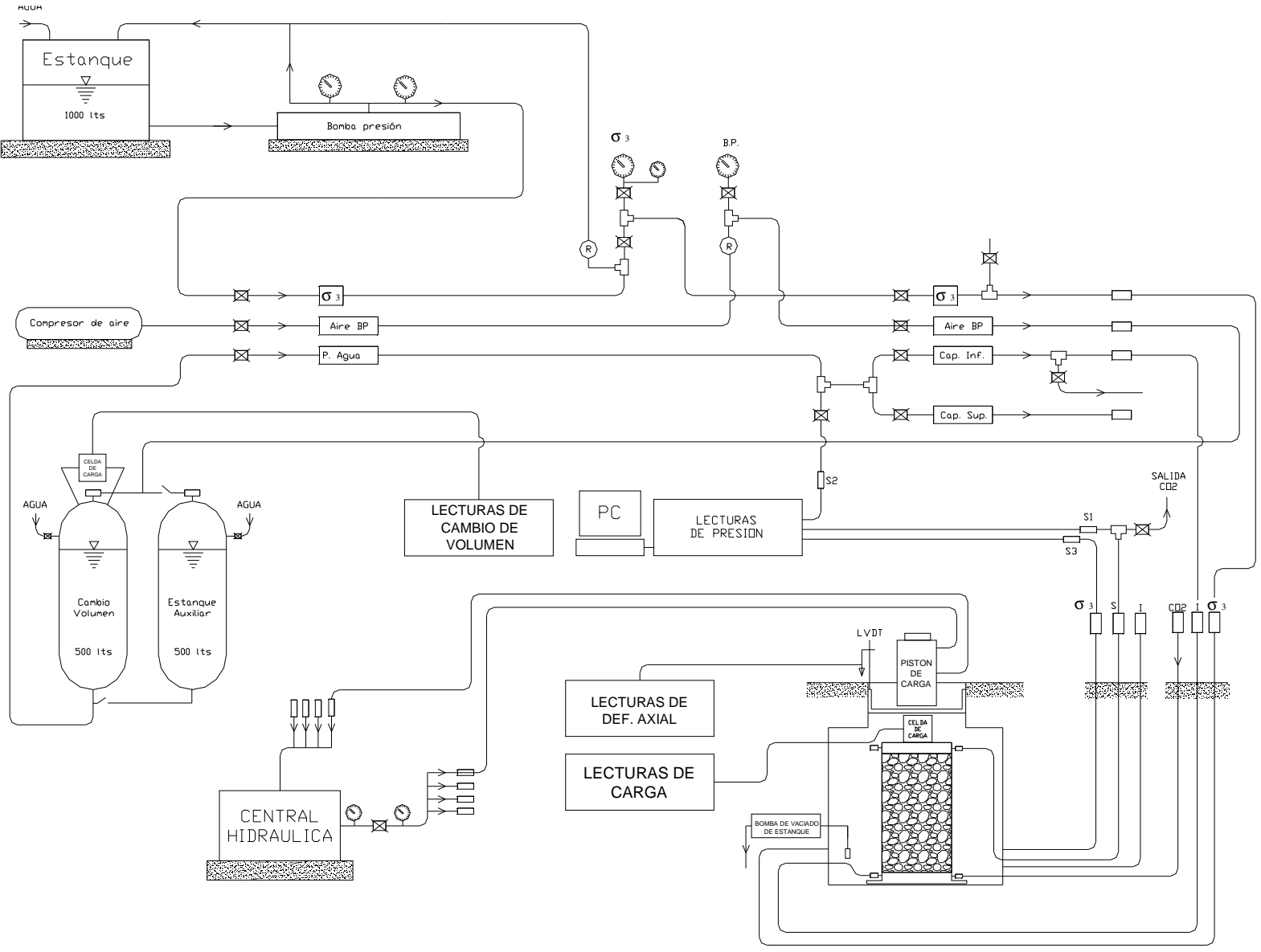


Figura 4.7

Componentes del equipo triaxial gigante de IDIEM

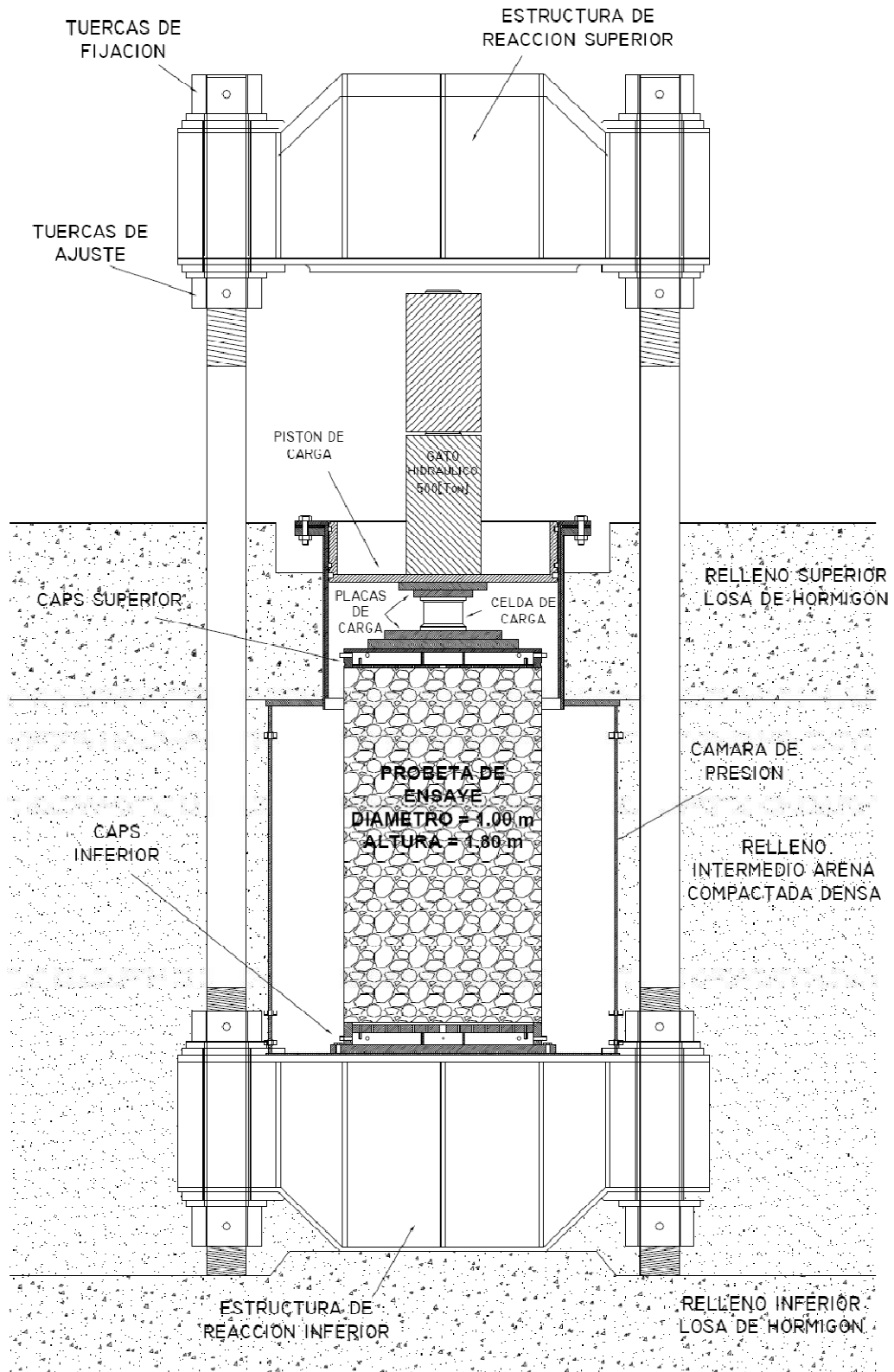


Figura 4.8 Esquema de marcos de reacción y cámara triaxial (IDIEM)

El marco de reacción lo componen dos bases cuadradas de acero (superior desmontable), unidas entre sí por 4 columnas de acero de 20 cm diámetro y 600 cm de largo, con hilos en la parte superior de las columnas, que permiten el deslizamiento y desensamblaje del cabezal, con el objetivo de introducir la probetas dentro de la cámara triaxial con ayuda de una grúa. La capacidad de compresión máxima del cabezal fue diseñada para soportar una carga admisible de 2000 ton generada por cuatro cilindros hidráulicos, de tal forma que cada columna recibe una tensión admisible aproximada de 2500 kg/cm^2 .

Respecto a la cámara triaxial, ésta la compone un cilindro metálico en forma de botella de 174 cm diámetro interior y 266 cm de altura. En la parte superior el angostamiento en el diámetro cumple la función de alojar al pistón de carga que luego es deslizado hacia el interior por medio de gatos hidráulicos, generando la carga axial necesaria sobre la probeta (Figura 4.10). Esta cámara de presión está fijada inferiormente a una placa soporte de carga que corresponde a la base del marco de reacción.

Las paredes de la cámara triaxial posee múltiples entradas que permiten conectar tanto al caps superior como inferior: mangueras de alta presión para el flujo de agua hacia y desde la probeta (cambio volumétrico), CO_2 para el proceso de saturación de la muestra, sensores de presión de poros y presión de cámara, celda de carga, bomba de vaciado y llenado de agua de la cámara triaxial, entre otros.



Figura 4.9 Marco de reacción de ensayo triaxial gigante (IDIEM).

Otro componente de la cámara triaxial es el pistón de carga que posee en el borde inferior un sello packing de Acrilo Nitrilo y dos anillos de polietileno de alta densidad (color blanco en la Figura 4.10), los cuales tienen como objetivo servir de guía y sellado de la cámara. El pistón de carga se desliza por la camisa de acero inoxidable con ayuda de vaselina para minimizar el rose, hasta que se logre el contacto con la celda de carga ubicada sobre el caps superior de la probeta. Además su forma permite colocar simultáneamente en su interior los cuatro gatos hidráulicos en aquellas situaciones donde la presión de confinamiento que se aplique sea la máxima permisible por el equipo triaxial.



Figura 4.10 Pistón de carga (IDIEM).

4.8.2.2 SISTEMA HIDRÁULICO DE CARGA Y DE CONTROL DE PRESIONES

Los cilindros hidráulicos, se ubican sobre el pistón de carga respetando el eje de la probeta de modo de no provocar momentos sobre ésta al aplicar la carga axial (Figura 4.11). Cada cilindro hidráulico es del tipo doble efecto, con capacidad de carga de 500 Ton cada uno, y una extensión máxima del cilindro de 40 cm. Estos se encuentran conectados a una central hidráulica eléctrica de alta presión (Figura 4.12), capaz de alimentar a los cuatro cilindros a la vez, y mediante llaves de control de flujo y presión, es regulada manualmente la carga aplicada por los gatos desde el panel de control.

Otro componente del equipo triaxial es la bomba de triple pistón de alta presión (entre 7 y 100 kg/cm²) equipada con un manómetro, válvula reguladora de presión y estanque de compensación. Esta bomba es la encargada de extraer agua desde el estanque de 1000 l para luego llenar la celda triaxial y posteriormente mantener la presión de cámara durante cada incremento de carga del ensayo (Figura 4.13a).

Finalmente un compresor de aire entrega presión al cilindro de 500 l por la parte superior de este. Un primer paso es saturar la probeta y posteriormente mantener la contra presión constante de la probeta durante todo el ensayo (Figura 4.13b).



Figura 4.11 Configuración del sistema de carga (IDIEM).



Figura 4.12 Central hidráulica y de control de presión (IDIEM).



Figura 4.13 a) Bomba de triple pistos. b) compresor de aire (IDIEM).

4.8.2.3 CILINDRO DE SATURACIÓN Y CONTROL VOLUMÉTRICO.

Con la ayuda del compresor de aire, el agua almacenada en el cilindro de 500 l es desplazada hacia la probeta con el objetivo de iniciar la etapa de saturación. Luego durante el ensayo se mantiene la presión dentro del estanque para regular la contra-presión de la muestra. Cualquier cambio volumétrico durante el ensayo producto de la entrada o salida de agua desde la probeta son registrados por la celda de carga de 1 Ton que se ubica sobre el estanque que está suspendido de un marco metálico, para de esta forma registrar en un lector cualquier variación en el peso del estanque (Figura 4.14).

Las conexiones para el drenaje de la probeta están ubicadas en el caps inferior y los flujos son controlados con llaves que posee el panel de control principal.



Figura 4.14 Estanque de agua de 500 l (IDIEM).

4.8.2.4 PANEL DE CONTROL, EQUIPOS DE ADQUISICIÓN DE DATOS E INSTRUMENTACIÓN.

PANEL DE CONTROL PRINCIPAL

En el panel principal se encuentran las llaves de corte y reguladores de presión de aire y agua que permiten mantener y controlar los flujos y presiones aplicadas en todo el proceso del ensayo, todo esto con la ayuda de múltiples manómetros de precisión además de

censores de presión que se encuentran dispuestos de tal forma de verificar en más de un punto del sistema las presiones y flujos que son aplicadas durante el ensayo (Figura 4.15).

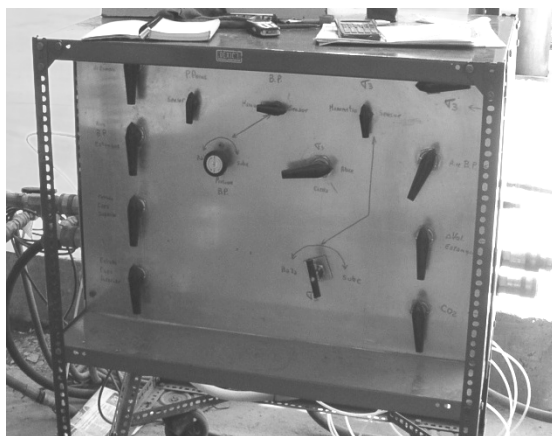


Figura 4.15 Panel de control principal (IDIEM).

CELDA DE CARGA.

Para controlar y medir la carga efectiva aplicada sobre la probeta por el o los cilindros hidráulicos más el peso propio de todos los componentes que por sobre ella se encuentran, se utiliza una o dos celdas de carga (según sea la carga que se desea aplicar) de una capacidad de 500 ton cada una. Esta se ubica sobre tres placas de acero que distribuyen la carga sobre el caps superior de manera uniforme, con el fin de evitar cualquier concentración de tensiones sobre éste (Figura 4.16). Cabe destacar que estas celdas de carga son de fabricación propia de IDIEM, y se basan en la deformación del núcleo de ésta lo cual es registrado por un sistema de strain-gages adheridos al núcleo y aislados del entorno.



Figura 4.16 Celda de carga sumergible (IDIEM).

SENSOR DE DESPLAZAMIENTO TIPO LVDT (Linear Variable Differential Transducer).

Se utilizan tres sensores de desplazamiento para el control de las deformaciones axiales, los cuales se fijan de modo equidistante en el perímetro del pistón de carga, por medio de barras apernadas sobre éste (Figura 4.17). Las lecturas se realizan en forma alternada de modo de obtener una lectura continua durante todo el proceso de ensayo, ya que cada LVDT cuenta con solo 5 cm de recorrido.

SENSORES DE PRESIÓN

Tal como se describió en el panel de control, se utilizan tres sensores de presión adecuados para la capacidad requerida. Estos se distribuyen: uno para el control de la presión de cámara y otros dos para el control de la contrapresión y presión de poros respectivamente.



Figura 4.17 Disposición de los LVDT (IDIEM).

SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS

Tanto la celda de carga como los LVDT utilizan una tarjeta externa de conversión analógica digital. Los LVDT están conectados a un amplificador de señal con un rango de medición de ± 17 Volt para el primer LVDT y ± 5 Volt para los otros dos. Por otro lado la celda de carga de 500 Ton es conectada a un amplificador de señal de cuatro dígitos.

Para el registro de cambio volumétrico la celda de carga de 1 Ton, está conectada a un amplificador de señal de 4 dígitos.

Por otro lado los sensores de presión, van conectados a 3 canales de un modulo de entrada análoga, para luego enviar la señal al computador, donde se procesan y calibran para entregar un valor real directamente en la pantalla.

4.8.2.5 COMPONENTES DE ARMADO DE LA PROBETA

CAP SUPERIOR E INFERIOR

Al igual que en ensayos de menor tamaño la probeta requiere dos cap (superior e inferior) para su preparación (Figura 4.18a). La diferencia radica en la piedra porosa, la cual fue sustituida debido al gran tamaño que implicaría su confección, por múltiples perforaciones y un geotextil de alto gramaje. Ambos cap poseen conexiones (salidas perimetrales) que permiten captar el flujo de agua desde y hacia la probeta a través de mangueras de alta presión las que finalmente van a dar al panel de control, y conexiones opcionales para registrar las presiones internas de la probeta. Además, el cap inferior posee una base de mayor diámetro que permite fijar mediante barras de 2 m de largo e hilo en uno de sus extremos el molde metálico a la base del cap.

MOLDE METÁLICO

Elemento metálico de forma cilíndrica de 2 m de alto y seccionado en seis partes (Figura 4.18b), con el objeto de facilitar el ensamblaje y posterior desmontaje una vez que se ha terminado de remoldear la probeta. La unión de estos elementos se logra mediante tres varas de acero que simulan bisagras y están apernadas al cap inferior. Una vez instalado el molde, éste provee la forma necesaria para alojar en su interior la membrana de caucho.

MEMBRANA DE CAUCHO

Dado el alto nivel de presiones al que se ve sometida la probeta durante cada etapa de ensayo y angulosidades de las partículas de mayor tamaño, es necesario contar con un elemento altamente resistente al punzonamiento y flexible que permita aislar las presiones de cámara de las generadas al interior de la muestra (back pressure), de lo contrario tan solo un pequeño orificio en la membrana provocara una caída automática de la presión de cámara hasta el punto donde se iguale con la presión interior de la probeta.

Una manera de minimizar lo anteriormente descrito es usando una doble membrana de 5 mm de espesor cada una y colocar entre cada una un geotextil de alto gramaje capaz de resistir el punzonamiento (Figura 4.18c y Figura 4.18d).

BOMBA DE VACÍO

Por último, con una bomba pequeña se aplica vacío de $0,3 \text{ kg/cm}^2$ al interior de la probeta una vez que ha terminado el proceso de remoldeo, con el objetivo de mantenerla estable luego de sacar los seis moldes metálicos y tener sellado ambos caps con abrazaderas y silicona de alta resistencia.

4.8.3 PROCEDIMIENTO DE ARMADO Y ENSAYO DE PROBETA TRIAXIAL GIGANTE

Producto del tamaño máximo de partículas contenidas en las muestras, se eligió ensayar probetas de 1,8 m de altura por 1,0 m de ancho para efectos de poder cumplir con la razón entre diámetro de la probeta y el tamaño máximo de partículas.

En cuanto al procedimiento de armado de una probeta triaxial de este tamaño, éste no difiere mucho al compararlo con las muestras tradicionalmente ensayadas en laboratorio, salvo aspectos que se mencionan a continuación y que tiene que ver directamente con el tamaño de la muestra.

4.8.3.1 SELECCIÓN Y PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

Los depósitos de roca estéril, también conocidos como botaderos de lastre son producto de la explotación de una cantera de depósitos de minerales, donde las granulometrías in-situ tienen un porcentaje relativamente bajo de finos (bajo malla #200) y los tamaños máximos pueden ser incluso de más de 1 m de diámetro, razón por la cual se considera como un material esencialmente drenante. Todas estas partículas de sobre tamaño constituyen una fracción mínima dentro de la granulometría, por lo cual pueden ser considerados fuera de la matriz resistente de material. Dejando de lado aquellas partículas no adecuadas para el ensayo triaxial gigante, se procede a tomar una muestra representativa y se separan por tamaño las partículas sobre 3/8 pulg, para luego rearmarla según sea la granulometría definida.



a) Cap Interior



b) Molde Metálico para construcción de probeta



c) Geotextil



d) Membrana de caucho

Figura 4.18 Componentes de armado de una probeta triaxial gigante (IDIEM).

Producto del gran peso de las probetas (app. 2.5 Ton) y cuidando obtener una muestra homogénea en términos de densidad y granulometría, es que la preparación de esta se realiza en ocho capas, las cuales son preparadas en nueve sacos cada una. Sacos que contienen una fracción del peso total, es decir la granulometría total de la muestra es dividida en partes iguales para cada capa y sacos respectivamente, dejando las partículas de mayor tamaño (6 y 7 pulg) repartidas de forma homogénea dentro de la probeta.

4.8.3.2 MONTAJE DEL MOLDE DE ARMADO DE LA PROBETA

Como primera etapa en el armado del molde esta la colocación de la membrana de caucho sobre el cap inferior. Esta es adherida al cap mediante abrazaderas y sellada además con silicona para evitar cualquier filtración. Luego se procede a instalar el molde de acero sobre el cap inferior y con los tres pasadores es fijado al cap. De esta forma desde el interior del molde se estira la membrana y se pasa por sobre éste, teniendo cuidado que quede totalmente estirado. Por último se coloca en la base un geotextil no tejido, agujado de filamentos continuos de alto gramaje (400 gr/m²), para minimizar la migración de finos.

4.8.3.3 CONSTRUCCIÓN DE PROBETA

Una vez listo el molde, se procede a vaciar manualmente el material dentro de él, teniendo cuidado de mantener la altura demarcada para cada capa, además el material debe ser homogeneizado dentro de cada saco antes de ser vaciado. Terminadas las ocho capas, se coloca otro geotextil, y por sobre éste el cap superior, sellándolo con abrazaderas y silicona a la membrana. Antes de desmontar los moldes metálicos y durante todo el proceso de compactación hasta comenzar con la saturación, la probeta se conecta a una bomba de vacío al cap inferior, generando una succión de 0,3 kg/cm², presión suficiente que evita la deformación de la probeta producto del peso propio del material, lo que podría resultar en la falla de la probeta.

Luego viene la etapa de envolver la probeta con una capa doble de geotextil, seccionado longitudinalmente en huinchas verticales de 20 cm y traslapadas, teniendo cuidado de cubrir toda la probeta. El seccionar el geotextil tiene por objetivo evitar que éste genere resistencia lateral al momento de cargar la probeta y que ésta sea influyente en los resultados. Ya instalado el geotextil, se coloca la segunda membrana, cuya función es mantener todo el sistema aislado del entorno, además, de brindar una segunda protección en caso de

producirse punzonamiento de la primera membrana. Al igual que la primera membrana, ésta se sella con silicona y las abrazaderas que se encontraban sujetando la primera membrana son desmontadas y puestas sobre todo el conjunto de aislantes (membrana – geotextil – membrana).

La forma en que esta segunda membrana es colocada sobre las capas aislantes, es introduciéndola primero en otro molde metálico de mayor diámetro que la probeta, que posee múltiples perforaciones que se conectan a una bomba de vacío que permiten que la membrana se adhiera interiormente al molde. Una vez posicionado el molde sobre la probeta se quita el vacío y la membrana se adhiere a la probeta.

4.8.3.4 MONTAJE DE LA PROBETA DENTRO DE LA CAMARA TRIAXIAL

Para introducir la probeta en la cámara triaxial es necesario desmontar el cabezal superior del marco de reacción con ayuda de una grúa. Luego con la misma grúa la probeta es llevada lentamente e introducida en la cámara triaxial, y a medida que esta baja se conectan las mangueras de drenaje inferior y superior al igual que los sensores de presión. Una vez dentro, comienza la tarea de instalar la celda de carga y las placas circulares que ayudan a distribuir uniformemente la carga desde el pistón hacia el cap superior. Paralelamente se llena la cámara triaxial con agua hasta que rebalse. Hay que tener en cuenta que en ningún momento se deja de aplicar vacío a la probeta, hasta que se ha llenado por completo la cámara. Terminado esto, el cabezal superior es vuelto a ensamblar.

Una vez llena la cámara se procede a colocar el pistón y sobre él la configuración necesaria de cilindros hidráulicos para el ensayo. Todo esto permite que finalmente la cámara esté sellada.

4.8.3.5 SATURACIÓN DE LA PROBETA

Terminado el montaje se aplica una presión de cámara baja (0,2 a 0,5 kg/cm²), y la conexión a la bomba de vacío es reemplazada por un suministro continuo de CO₂ (Dióxido de Carbono) por aproximadamente 24 horas. Su control se efectúa por una válvula exterior a la cámara que une al cap superior con el exterior de la cámara triaxial.

Transcurrido el tiempo necesario para el CO₂, los estanques de 500 l con agua des aireada destinados a saturar la probeta son conectados en serie y luego al cap inferior. El último

estanque posee la conexión al compresor de aire por lo cual se controla el ingreso del agua a la probeta y luego de un periodo de aproximadamente 8 horas donde se han vertido aproximadamente 700 l, el flujo de agua aflora por la válvula exterior conectada al cap superior, finalizando esta labor una vez que el flujo se mantenga constante.

4.8.3.6 APLICACIÓN DE LA CONTRAPRESIÓN Y VERIFICACIÓN DE LA SATURACIÓN

La etapa de contrapresión se logra aplicando a la probeta incrementos de presión de 0.5 kg/cm² alternadamente entre la presión de cámara y la presión interna de la probeta, hasta llegar a los 7 y 6 kg/cm² respectivamente.

Una vez aplicado el B.P., se cierra el drenaje de la probeta a través del panel de control, luego se aplica un incremento de presión de cámara ($\Delta\sigma_3$) y se registra la respuesta de la presión de poros en el interior de la probeta (Δu). La condición de saturación se determina por el parámetro B de Skempton ($B = \Delta u / \Delta\sigma_3$) y se considerará que la probeta está saturada cuando B es mayor o igual a 0,95.

4.8.3.7 ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Una vez saturada la probeta la presión de cámara se incrementa a intervalos de 2 kg/cm² hasta llegar a la tensión efectiva deseada para el ensayo, manteniendo las válvulas de drenaje abiertas para que el flujo de agua proveniente de la probeta se acumule en el estanque receptor del cambio volumétrico. Se registra el valor de volumen drenado a intervalos fijos de tiempo hasta que las variaciones volumétricas sean mínimas. Cabe destacar que en esta etapa es cuando más riesgo existe de que la primera membrana se rompa y esto queda en evidencia por el flujo de agua hacia el estanque de medición de cambio volumétrico.

4.8.3.8 ETAPA DE CARGA

Producto de la consolidación la probeta disminuye de tamaño y el pistón deja de tener contacto con la celda de carga. Por lo cual es necesario aplicar pequeños incrementos de carga en los cilindros hidráulicos, hasta que el lector de la celda de carga registre variación, lo que indica que ambos vuelven a estar en contacto. A continuación se fijan los LVDT al pistón y se verifica que el recorrido de los cilindros es suficiente para lograr una deformación

adecuada de la probeta, de lo contrario se corre el riesgo de no poder alcanzar el peak de carga, sobre todo para aquellos casos en que la tensión efectiva sobrepasa los 20 kg/cm².

Registradas las lecturas iniciales se procede a cargar verticalmente y de forma muy lenta la probeta a incrementos de 10 ton, de lo contrario se corre el riesgo de generar exceso de presión de poros, aunque el ensayo sea drenado. Una vez que se estabiliza la presión interna de la probeta es cuando se puede seguir con el siguiente incremento de carga vertical. El objetivo de los incrementos de carga es lograr el 20% de deformación axial, para luego dar por terminado el ensayo disminuyendo las presiones de cámara y carga vertical.

El desmontaje de la probeta procede de igual forma que al comienzo vaciando la cámara triaxial, retirando los cilindros hidráulicos, pistón de carga, celda de carga, cabezal superior y por último la probeta ensayada desde el interior de la cámara triaxial. Cualquier otra tarea como granulometría post ensayo se realizan retirando el cap superior y las membranas.

Una secuencia fotográfica del el proceso de ensayo se muestra en el Anexo 1.

4.8.4 CORRECCIÓN DE DATOS DEL ENSAYO TRIAXIAL

4.8.4.1 CORRECCION DE AREA

El área de la sección transversal de la muestra es corregida luego del proceso de consolidación y durante la fase de corte del ensayo, asumiendo que la muestra se deforma como un cilindro perfecto. Esta corrección es regida por la norma ASTM D4767 y se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$A_c = \frac{A_o - \frac{\Delta V}{H_o}}{1 - \epsilon_a} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$A_c = \frac{A_o \left(1 - \frac{\Delta V}{A_o \cdot H_o} \right)}{1 - \epsilon_a} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

$$A_c = A_o \cdot \left(\frac{1 - \epsilon_v}{1 - \epsilon_a} \right) \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Donde:

- A_c : Área corregida de la muestra
- A_o : Área inicial de la muestra luego de consolidar
- ΔV : Variación volumétrica
- H_o : Altura de la muestra luego de consolidar
- ε_a : Deformación axial de la muestra
- ε_v : Deformación volumétrica de la muestra

4.8.4.2 CORRECCION POR ESPESOR DE MEMBRANA

La membrana de caucho natural utilizada en el ensayo triaxial ofrece resistencia al momento de aplicar la carga, razón por la cual se hace necesario la corrección del esfuerzo desviador. Las membranas utilizadas tienen alrededor de 5 mm de espesor y módulo de elasticidad de 174 kg/cm², pero en algunos casos cuando nos enfrentamos a un suelo granular muy anguloso es necesario colocar dos membranas, lo cual aumenta el espesor considerado en los cálculos. La corrección por membrana se encuentra normada por la ASTM D4767.

De esta forma, el esfuerzo desviador registrado es corregido restando el esfuerzo adicional que genera la membrana, el cual es calculado mediante la siguiente expresión.

$$\Delta\sigma = \frac{4 \cdot e \cdot E \cdot \varepsilon}{\sqrt{\frac{4 \cdot A_c}{\pi}}} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Donde:

- E : Modulo de Young de la membrana
- e : Espesor membrana
- ε : Deformación axial
- A_c : Área Corregida por consolidación

4.8.4.3 AJUSTE DE DATOS INICIALES DE DEFORMACION

Correcciones por peso muerto del cap superior, celda de carga y placas de carga utilizadas, que en total suman alrededor de 700 kg y del peso propio de la probeta, son necesarios de

considerar debido a la carga extra que esto representa y que es ajena a la impuesta por el equipo triaxial.

Por último, al momento de comenzar el ensayo existe una pequeña fracción de la deformación que es producto del acomodo del equipo, por lo cual la curva tensión deformación se desplaza levemente a la izquierda. Situación que se aprecia con mayor facilidad en probetas ensayadas a bajas presiones de confinamiento.

4.9 ROTURA DE PARTÍCULAS EN MATERIALES GRANULARES GRUESOS

Variados son los índices que se han definido para cuantificar éste fenómeno, atribuyéndole como la principal causante de la caída de la pendiente de la envolvente de resistencia al corte y variación en la permeabilidad del material. En la Sección 2.4, se presentaron algunas de las características principales de este fenómeno y los variados coeficientes que lo cuantifican. Se evaluarán los principales coeficientes y compararán para concluir cuál de ellos entrega un valor representativo al momento de aumentar la carga del ensayo.

4.10 FRICCIÓN ENTRE SUPERFICIES DE ROCA PULIDA

Con el objetivo de determinar el coeficiente de fricción pura desarrollado entre dos superficies pulidas de roca y ver de qué manera éste se ve afectado frente al aumento progresivo de la carga normal, se utilizó la máquina de corte directo como base para crear un ensayo de fricción en rocas que pudiera generar altas tensiones sobre la muestra. Debido a que esta máquina posee una caja de corte para ensayar muestras de 30 cm x 30 cm de superficie de contacto, se diseñaron dos placas de acero que en su centro alojan a las muestras de roca y proporcionan un área de contacto tal que es posible llegar a niveles de carga incluso cercanos a la rotura de la muestra.

Las placas cumplen con un objetivo fundamental que es transmitir la fuerza horizontal generada por el contacto entre rocas hacia las cajas perimetrales, donde un anillo de carga muestra las lecturas de la fuerza de fricción a medida que se desplaza la caja inferior.

Es importante destacar que la muestra superior es de menor tamaño con el propósito de mantener constante el área aparente de contacto a medida que estas se deslizan.

Para efectos de mantener a las muestras confinadas y niveladas, ambas caras fueron fijadas a las placas con yeso dental de alta resistencia (app. 700 kg/cm^2). De esta forma se logró un elemento continuo capaz de transmitir la fuerza de manera íntegra a la caja de corte.

En cuanto al procedimiento de ensayo, éste no varía respecto a un ensayo de corte directo tradicional. Se seleccionó para todos los ensayos una velocidad de deslizamiento de la placa inferior de $0,05 \text{ mm/min}$, además se registró la deformación vertical y horizontal, fuerza horizontal y consolidación inicial producto de la aplicación de la fuerza normal.

La Figura 4.19 muestra la secuencia de armado del ensayo de fricción y los distintos componentes que hace posible ensamblar las muestras en el equipo de corte directo.

Para efectos de ensayo se dispusieron dos tipos de muestras, cuya diferencia radica en el área aparente de contacto que ésta posee con la base fija que aparece en la Figura 4.19c. De esta forma se tiene una superficie redonda de $17,38 \text{ cm}^2$ y una cuadrada de $6,25 \text{ cm}^2$. Con ello se busca analizar si el área de contacto tiene algún tipo de incidencia en el desarrollo de la resistencia a medida que aumentamos la tensión normal.

La Figura 4.20 muestra un esquema de la disposición de las placas dentro de la caja de corte y la geometría que dichas placas poseen. Además, se ve de que manera las dos superficies de roca quedan dispuestas para el ensayo.



a) Molde Superior

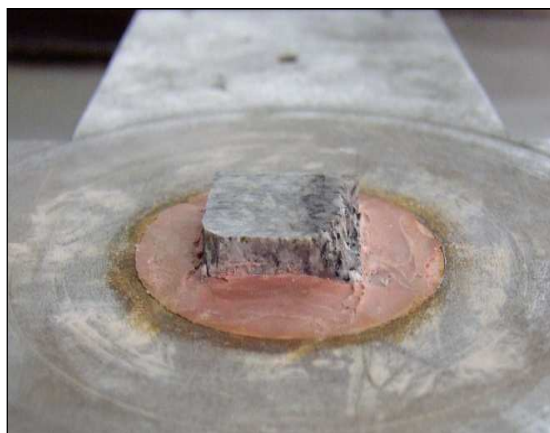


b) Molde inferior

Figura 4.19 Componentes del ensayo de fricción pura



c) Superficies a ensayar



d) Muestra dispuesta en molde superior



e) Muestras ensambladas a los moldes



f) Nivelación del sistema



g) Caja de corte directo (IDIEM)



h) Disposición al interior de la caja de corte directo

Figura 4.19 Componentes del ensayo de fricción pura (Continuación).



i) Suple de hierro



j) Probeta inferior post ensayo

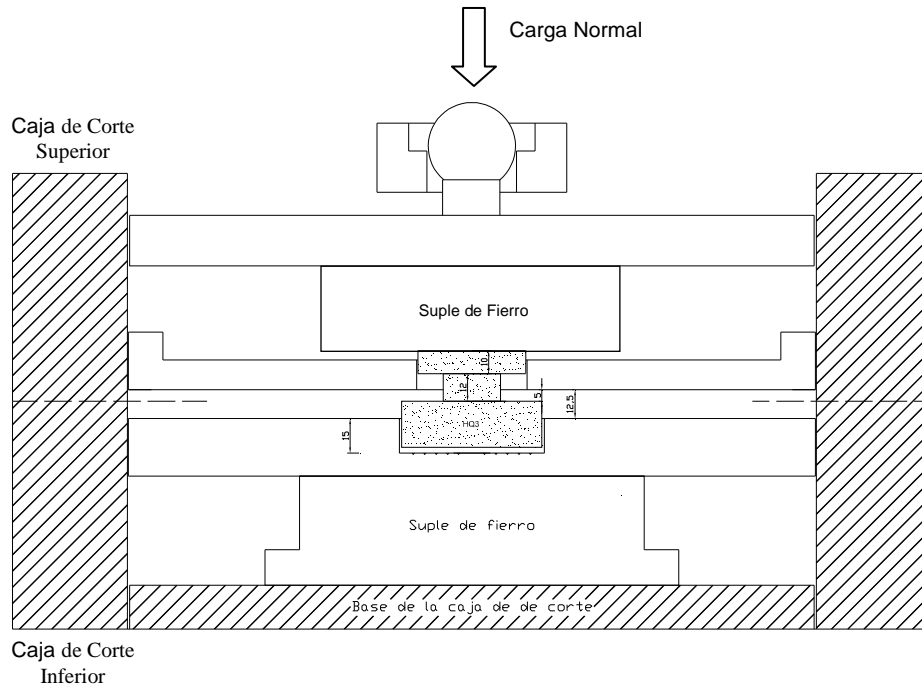


k) Aplicación de carga normal



l) Equipo de corte directo (IDIEM)

Figura 4.19 Componentes del ensayo de fricción pura (Continuación).



Disposición de las placas y muestras de roca dentro de caja de corte de 30X30

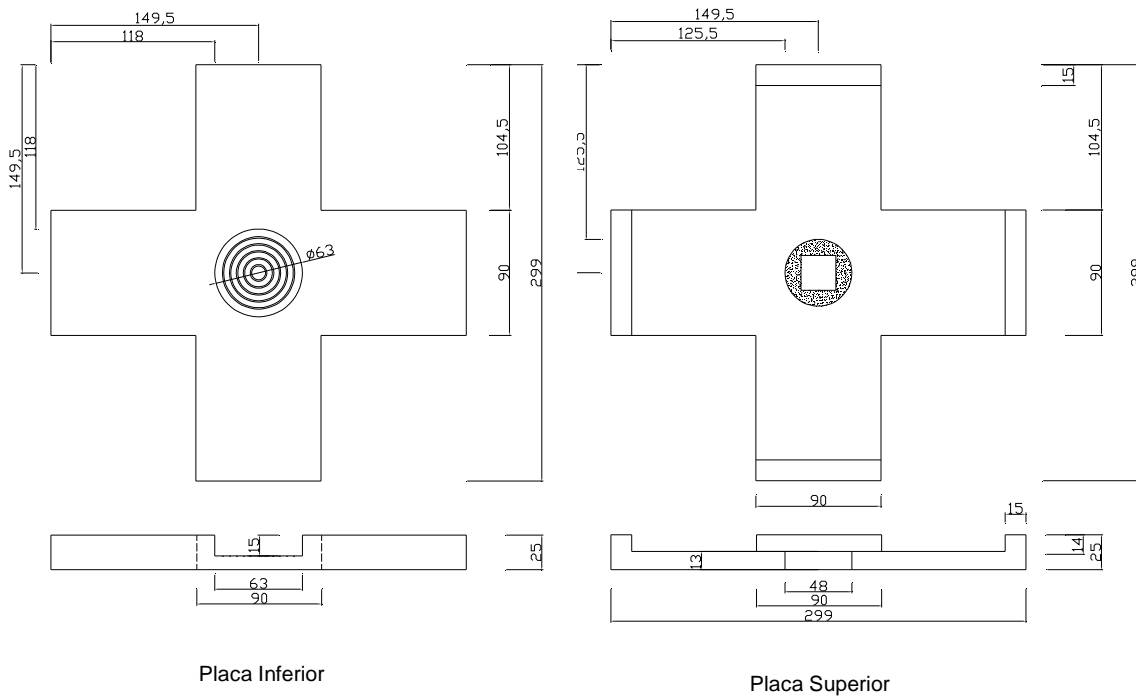


Figura 4.20 Esquema de placas de corte para ensayo de fricción pura

CAPÍTULO 5

MATERIALES ENSAYADOS

5.1 INTRODUCCIÓN

El análisis de tres materiales granulares gruesos de diferente procedencia pero iguales características en términos de la forma y tamaño máximo de partículas, que en adelante llamaremos Lastre Natural, Lastre Chancado y Lastre Lixiviado, son la base de éste estudio que busca explicar el comportamiento de los materiales granulares gruesos sometidas a un amplio rango de presiones. Para ello, la estructura de ensayos presentada en el Capítulo 4 es evaluada para cada uno de ellos, dejando el ensayo de fricción pura como estudio puntal del comportamiento granular bajo altas presiones.

Tal como se mencionó en capítulos anteriores, realizar el estudio de los Lastres directamente con el material que se encuentra en terreno resulta prácticamente imposible, a raíz de lo cual se define una curva granulométrica patrón denominada Muestra Integral que representa una distribución característica de los diferentes tamaños que posee éste tipo de material en terreno, para de esta forma confeccionar bajo diferentes metodologías de escalamiento las muestras que a continuación se estudian.

La Muestra Integral (ROM) clasificada como una material bien graduado (GW), el cual posee un tamaño máximo de partícula de 16 pulg y un contenido de finos de baja plasticidad inferior al 2%. Respecto al tamaño máximo, no implica que no existan in-situ clastos de mayores dimensiones, pero para efectos de estudio se han marginado de la matriz resistente por ser casos puntuales que pueden ser fragmentados de ser necesario.

Respecto a la forma general de las partículas que conforman los Lastres, es posible afirmar que ésta es idéntica para los tres materiales, a raíz de lo cual en la Figura 5.1 se resume para cada tamaño utilizado en la confección de las probetas, la forma que estas poseen.

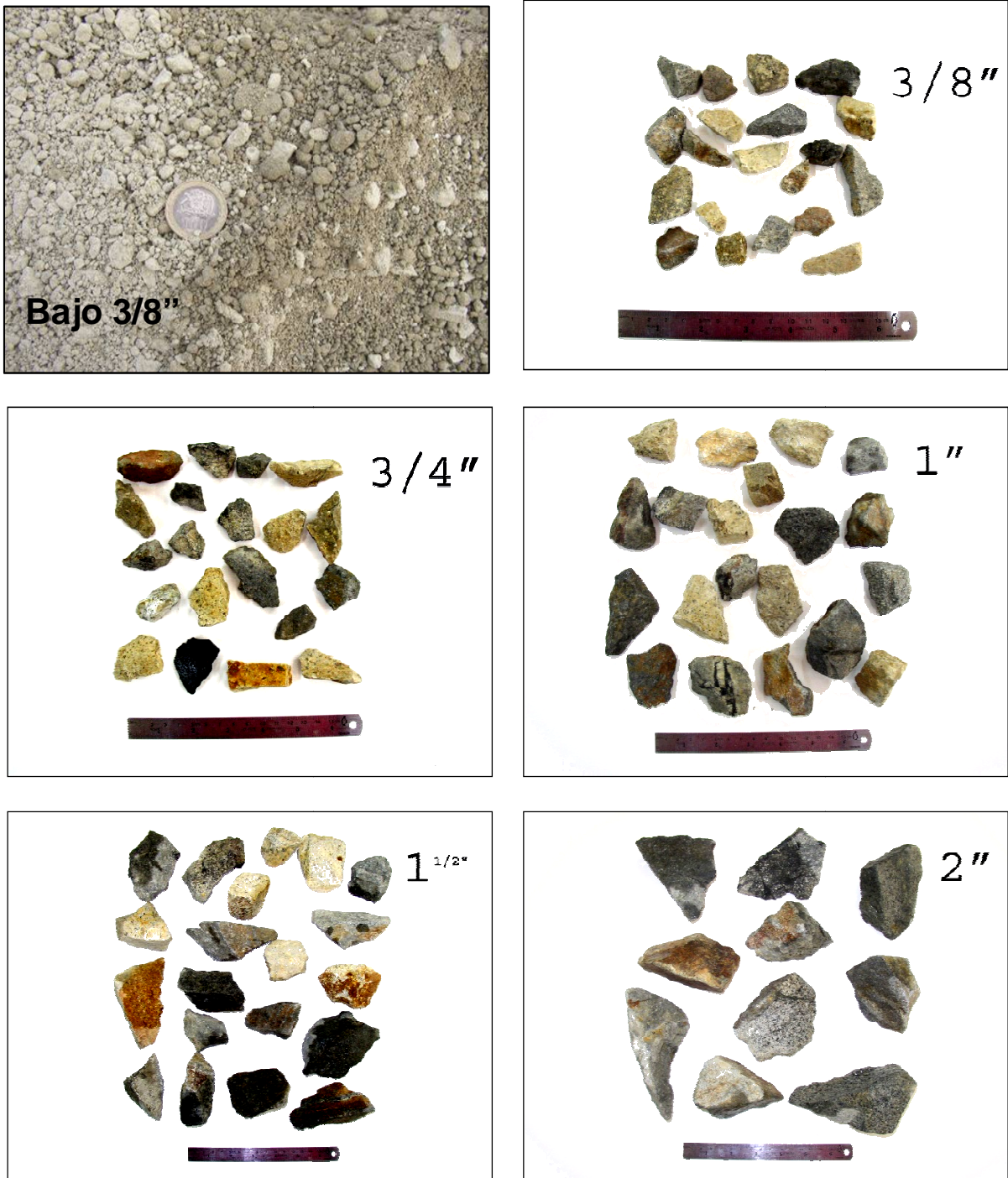


Figura 5.1 Clasificación por tamaño de la forma de las partículas que componen los Lastre.



Figura 5.1 Clasificación por tamaño de la forma de las partículas que componen los Lastre (Continuación).

Dado que la procedencia del material está directamente relacionado con las faenas mineras, donde la extracción de éste material se realiza mediante medios mecánicos y el transporte es mínimo, la forma predominante de las partículas resulta ser angulosa, con presencia de algunos clastos alargados y una mínima variación de angulosidad entre tamaños.

5.2 PROPIEDADES BÁSICAS DE LOS LASTRES

La manera en que se confeccionaron las curvas granulométricas para las tres muestras de Lastre fue tomando la muestra Integral como patrón para obtener la granulometría homotética en el caso del Lastre Natural y Lixiviado, y granulometría con el método de corte para el Lastre Chancado, todo esto con el fin de poder manipular las muestras respetando los tamaños máximo de partículas que admiten los equipos de ensayo.

Las propiedades básicas que caracterizan a los tres Lastres se resumen en la Tabla 5.1, La Figura 5.2, Figura 5.3 y Figura 5.4 presentan las curvas granulométricas de cada material además de la curva de la muestra Integral junto con algunas propiedades índice básicos como el clasificación USCS, coeficiente de curvatura y de uniformidad, tamaños característicos y gravedad específica.

Tabla 5.1 Resumen de propiedades de los Lastre

LASTRE	LL %	LP %	IP %	D max kg/cm ³	D min kg/cm ³	Gs
NATURAL	19	15	4	1,96	1,57	2,70
LIXIVIADO	21	15	6	1,93	1,61	2,68
CHANCADO	19	14	5	1,89	1,57	2,76

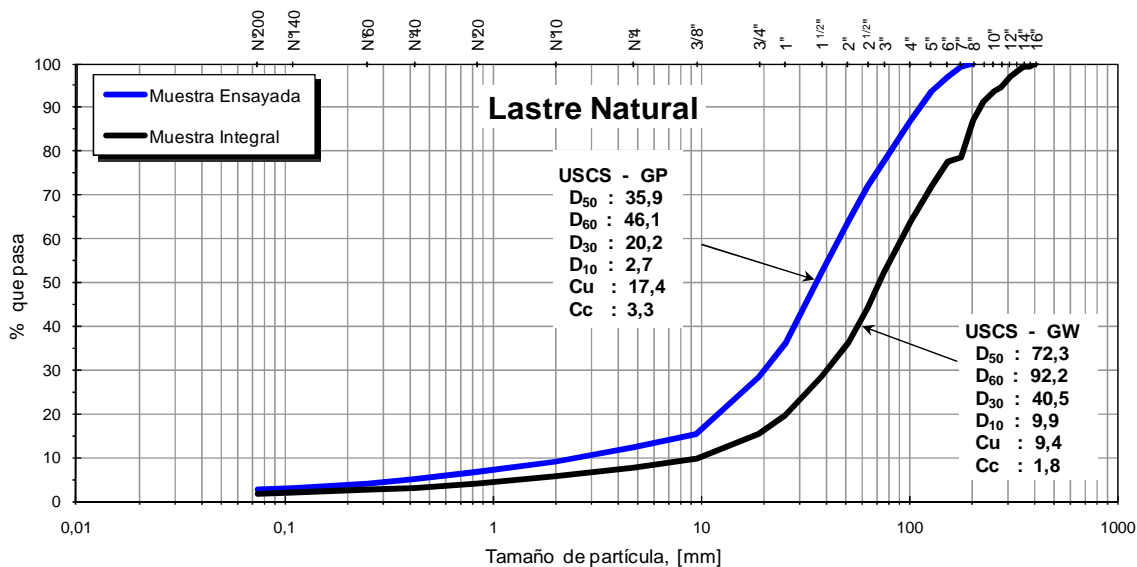


Figura 5.2 Curva granulométrica y propiedades básicas del Lastre Natural

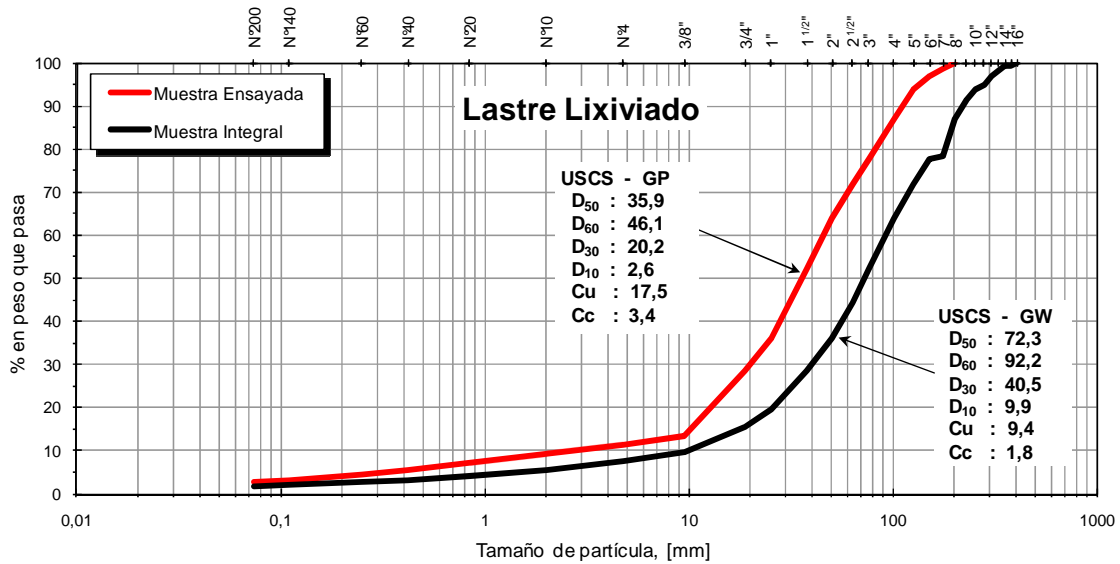


Figura 5.3 Curva granulométrica y propiedades básicas del Lastre Lixiviado

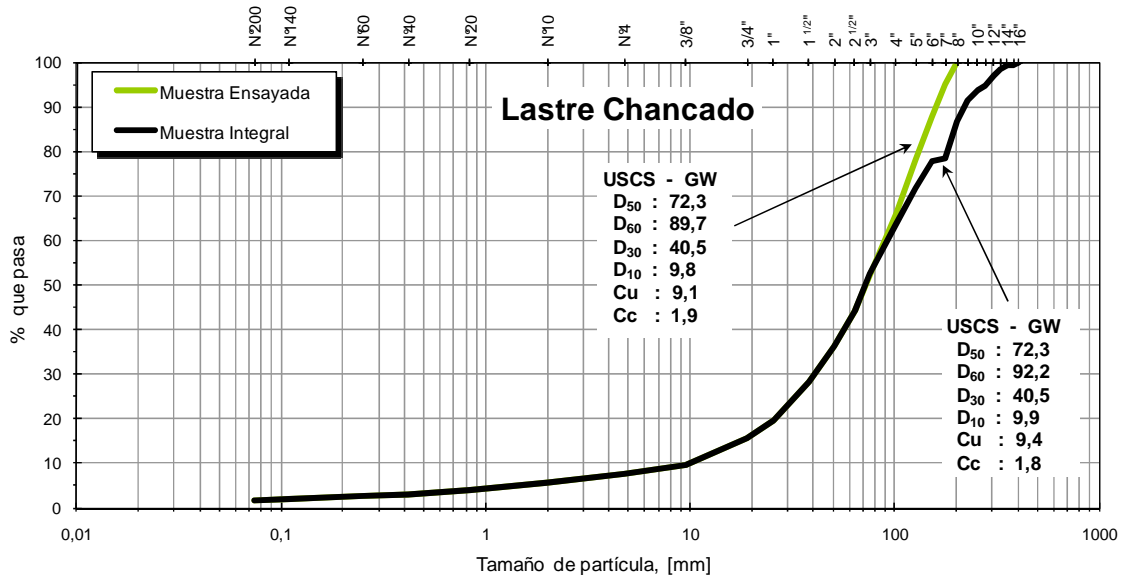


Figura 5.4 Curva granulométrica y propiedades básicas del Lastre Chancado

Para poder situar las Muestras Ensayadas dentro de un contexto conocido, se tomaron los ensayos de Marsal (1980) a modo de poder comparar los resultados obtenidos en el Capítulo 6 y establecer algún tipo de comportamiento similar en términos de distribución granulométrica o bien composición litológica de las partículas. Las Figura 5.5 y Figura 5.6 resumen los datos antes mencionados.

En cuanto al origen de las tres muestras ensayadas, éstas corresponden principalmente a rocas ígneas o intrusivas de composición félsica y andesítica, con lo cual es posible distinguir granito, diorita y granodiorita entre las más predominantes. En menor medida encontramos rocas porfídicas, brechas y rocas alteradas, donde estas últimas pueden corresponder a cualquiera de las antes mencionadas pero con un grado de alteración que podría hacer variar notablemente sus propiedades mecánicas.

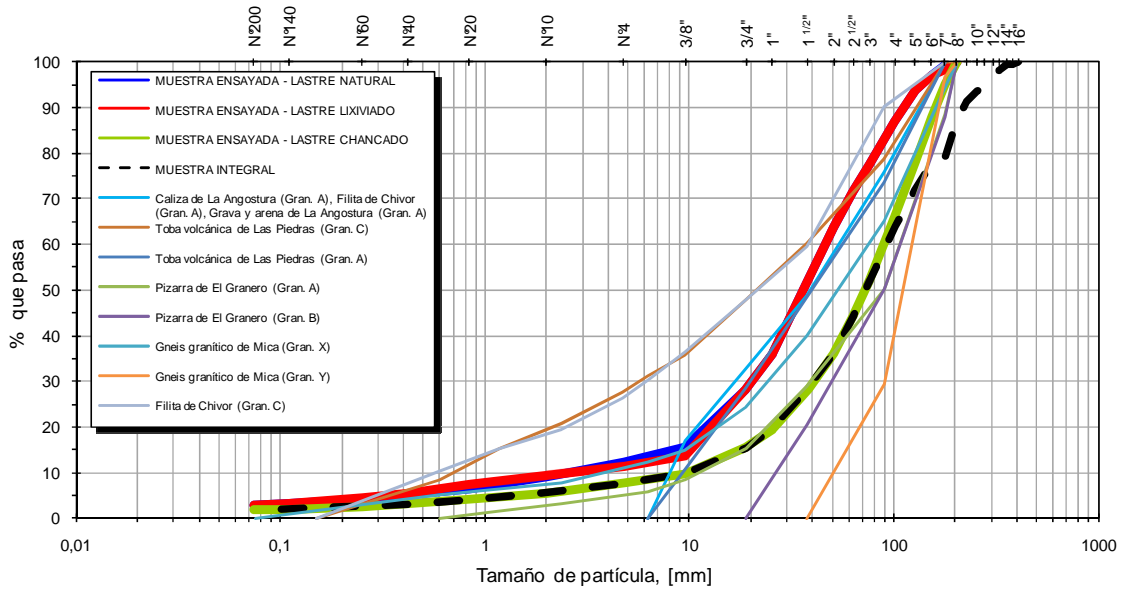


Figura 5.5 Curvas granulométricas de materiales ensayados en compresión triaxial (Marsal, 1980) y Lastre Natural, Lixiviado y Chancado.

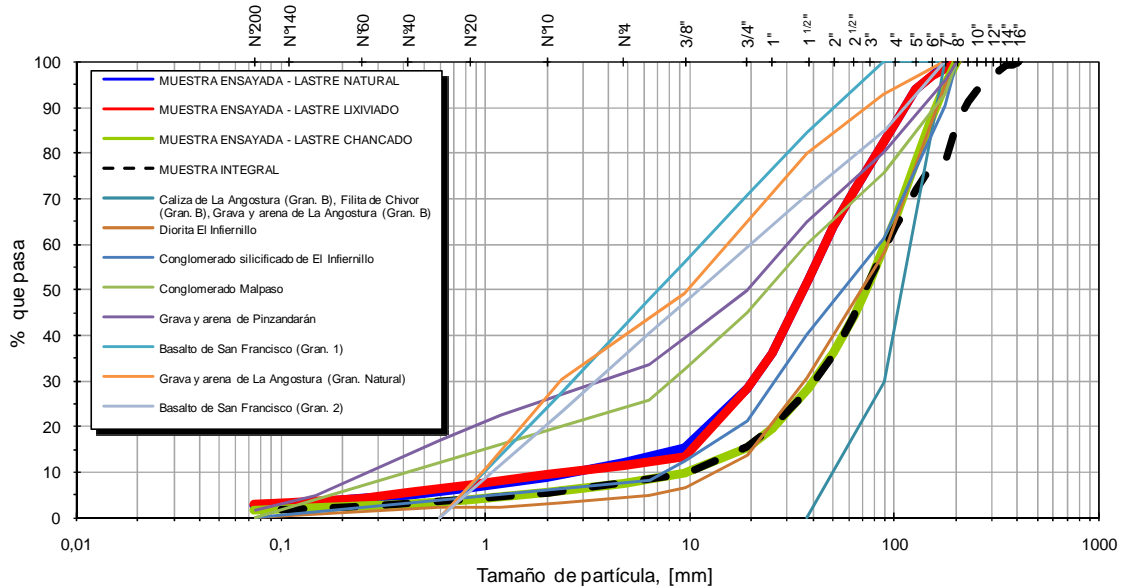


Figura 5.6 Curvas granulométricas de materiales ensayados en compresión triaxial (Marsal, 1980) y Lastre Natural, Lixiviado y Chancado.

5.3 DESCRIPCIÓN PETROGRÁFICA MACROSCÓPICA DE LA MUESTRA DE ROCA UTILIZADA PARA EL ENSAYO DE FRICCIÓN PURA

En el Capítulo 6 veremos que existe una litología en común para los Lastres ensayados, la cual nos permitirá tener un punto de comparación en términos de resistencia individual de partículas. En base a esta litología común, se utiliza una roca de iguales características para realizar los ensayos de fricción pura a altas presiones.

La muestra ensayada corresponde a una roca holocristalina (conformada solo por cristales), fanerítica (cristales se ven a simple vista) e inequigranular (diferentes familias de cristales).

Adicionalmente se distinguen en la muestra los siguientes minerales:

Minerales Félsicos

- Compuesta por: plagioclasas (tabulares de color blancuzco, con tamaños entre 2 y 3 milímetros, predominantemente subhedrales).
- Cuarzo: anhedral y subhedral (ojos de cuarzo: cuarzo hexagonal) de color gris.
- Feldespato potásico: escaso, anhedral blanco lechoso con tamaños de 4 milímetros.

Minerales Máficos

- Anfibolas: predominantemente subhedrales color negro con tamaños de 1 a 2 milímetros
- Biotitas: brillantes negras, anhedrales, tamaños de 1 y 2 milímetros. Pueden reemplazar anfibolas como parche.

En base a lo anterior la muestra de roca ensayada corresponde a una roca intrusiva félsica: granodiorita de anfibola (Figura 5.7).

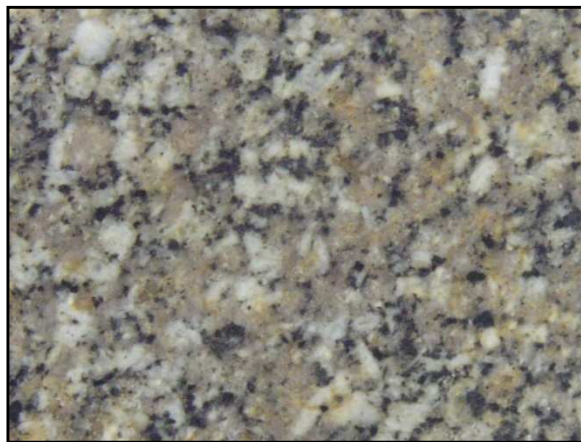


Figura 5.7 Muestra de Granodiorita utilizada en ensayo de fricción pura.

CAPÍTULO 6

PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se entregan los resultados obtenidos para el programa de ensayos descrito en Capítulo 4, comenzando con las características básicas de las partículas constituyentes de cada uno de los Lastres en términos de su dureza y desintegración frente a ciclos de desgaste, resistencia individual enfocada a establecer diferencias litológicas y por tamaños de partículas. Luego, entramos en un análisis del comportamiento de los Lastres sometidos a carga triaxial y diferentes presiones de confinamiento, permitiendo establecer los parámetros de resistencia al corte para cada uno de ellos, además de la evaluación de la rotura de partículas con diferentes metodologías encontradas en la literatura y el módulo de deformación. Finaliza la discusión de resultados con la exposición de los resultados de los ensayos de fricción pura, donde se verá como las teorías que establecen que la fricción no sufre variación, no son validas para altos rangos de presión de confinamientos.

6.2 PROPIEDADES Y RESISTENCIA INDIVIDUAL DE LAS PARTÍCULAS QUE COMPONEN LOS LASTRES

Si bien las muestras de Lastre se analizan como un continuo al momento de determinar los parámetros de resistencia al corte, las partículas que la componen no son de un solo origen litológico, sino más bien de múltiples orígenes minerales. Por tanto, cualquier análisis que se desee hacer de las muestras estará ligado fuertemente con la predominancia de las partículas más resistentes. Para el estudio se seleccionaron muestras aleatorias que permitieran cuantificar la dureza y degradación de las partículas frente a una simulación del proceso de erosión natural mediante ciclos de desgaste e impacto, además de la evaluación de resistencia individual de las partículas, elaborando para este último caso una clasificación por litología y tamaño nominal que permita identificar algún patrón de comportamiento.

Los primeros ensayos se conforman por muestras de Lastre tomadas al azar, las cuales presentan los resultados expuestos en la Tabla 6.1. Queda en evidencia que el proceso de lixiviación al cual estuvo sometido el segundo material granular (Lastre Lixiviado) afecta directamente a las partículas, generando con ello una mayor desintegración a nivel superficial de los minerales que la constituyen y debilitando cualquier plano de falla que éstas contengan. Este primer ensayo resulta ser un buen indicio de lo que resultará al analizar la rotura de partículas post ensayo, pero no cuantifica la real magnitud del mismo.

Tabla 6.1 Resumen de propiedades de las partículas de los Lastres

LASTRE	Solidez al Sulfato de Sodio		Desgaste de los Ángeles	
	Fracción fina %	Fracción gruesa %	Fracción fina %	Fracción gruesa %
NATURAL	-	0,6	-	16
LIXIVIADO	3,7	4,1	22	21
CHANCADO	2,9	0,6	18	16

Ahora si el proceso de desgaste se realiza mediante sucesivos ciclos, de tal forma de cuantificar el efecto que tiene sobre la superficie de las partículas las condiciones in-situ a las cuales han estado expuestas, obtendremos desprendimientos de la capa superficial de éstas. Es así como la Figura 6., Figura 6.2 y Figura 6.3 presentan los resultados de los ensayos de desgaste (Slake Durability) donde, nuevamente el Lastre Lixiviado sigue siendo el material que más pérdida de masa sufre producto de las condiciones a las cuales estuvo expuesto. En el Apéndice D se ve claramente los cambios que sufren las partículas a nivel

superficial al pasar de un estado inicial que solo contiene aristas angulosas a uno final, en el cual se ve claramente la perdida de aquellas aristas más débiles que luego se transforman en material fino, entregando un buen indicio de la magnitud que se generará post ensayo triaxial. Realizar el ensayo sobre partículas relativamente pequeñas y de igual tamaño, permite dejar de lado el efecto que pueden tener en la pérdida de masa, las vetillas y planos de debilidad de partículas más grandes.

En la Figura 6.1, Figura 6.2 y Figura 6.3 se muestran con puntos de color blanco las diferentes series de ensayos efectuados, y de color azul, rojo y verde respectivamente, el promedio de pérdida de masa en cada ciclo para cada uno de los Lastres.

Las diferentes litologías que componen las muestras también condiciona el grado de desgaste que se generará, obviamente porque existen algunas partículas que serán más resistentes que otras y por lo mismo los minerales que las constituyen poseen diferente resistencia a ciclos erosivos.

Para el caso del Lastre Chancado su litología relativamente más homogénea y como consecuencia de su elaboración mediante medios de chancado mecánico, entregan un material relativamente más sano, no presentando alternaciones superficiales producto de oxidación que se traducen en pérdida de masa en el ensayo antes descrito.

El siguiente paso en el análisis de las propiedades de las partículas se relaciona con la caracterización de éstas en términos de su resistencia individual. Para ello se utiliza el índice de resistencia $I_{s(50)}$, definido en la sección 4.7 del Capítulo 4, el cual entrega un valor referencial de resistencia, dado que no se cuenta con ensayos de compresión simple que permitan correlacionarlos de manera directa, pese a eso la Tabla 4.3 se entreguen valores sugerido que sitúan un valor de $K_{(50)}$ entre 20 y 25 para los $I_{s(50)}$ obtenidos. Las Figuras 6.5 a 6.16 resumen los resultados obtenidos para los tres Lastres. Estos se ordenan en grupos de cuatro, donde los dos primeros entregan la resistencia $I_{s(50)}$ para el total de muestras ensayadas, además de los valores promedio, desviación estándar, rango de valores dentro del 50% de la muestra (recuadro segmentado) y número de muestras (recuadro de color). Luego las dos siguientes entregan los valores de resistencia por rango de frecuencia, siendo ambos casos clasificados por litología y tamaño nominal respectivamente. El modo en que se representa la información se detalla en la Figura 6.4.

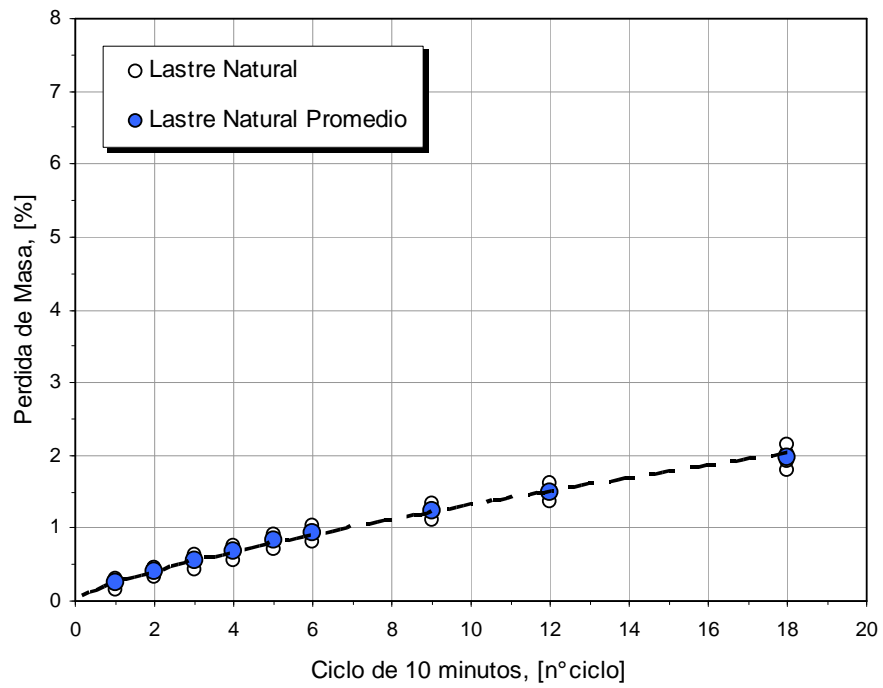


Figura 6.1 Curva de desgaste Slake Durability de Lastre Natural

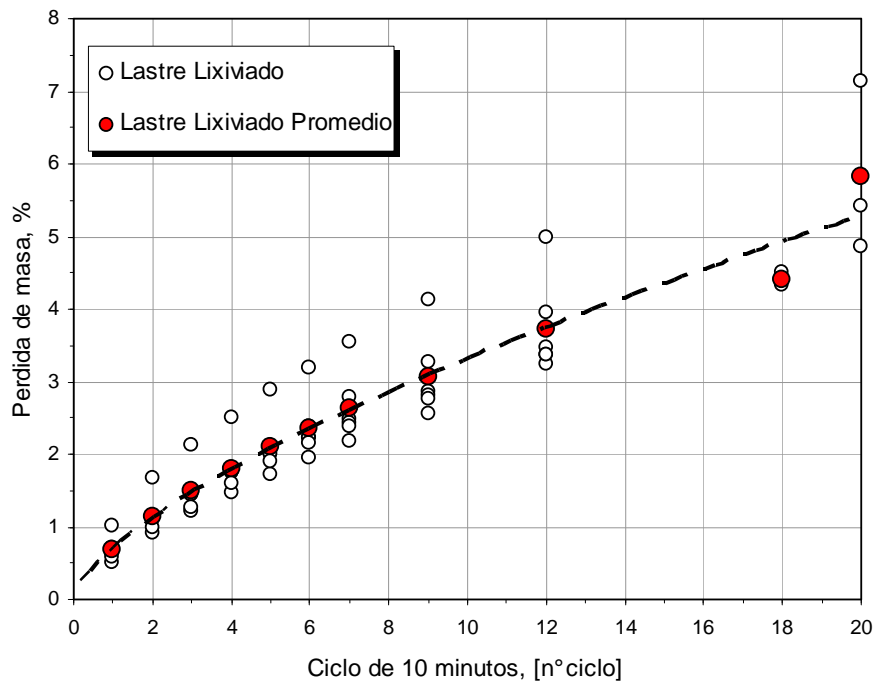


Figura 6.2 Curva de desgaste Slake Durability de Lastre Lixiviado

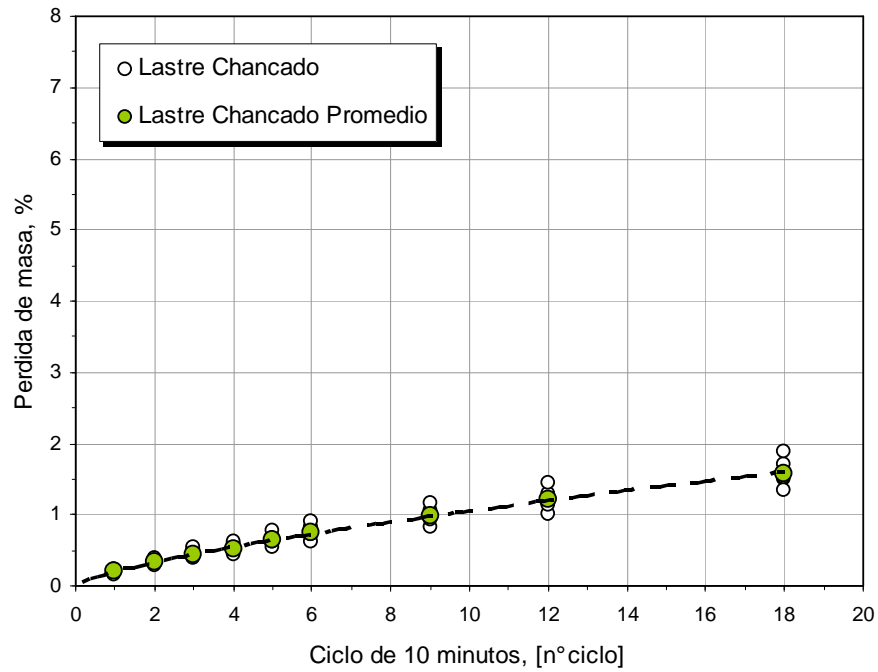


Figura 6.3 Curva de desgaste Slake Durability de Lastre Chancado

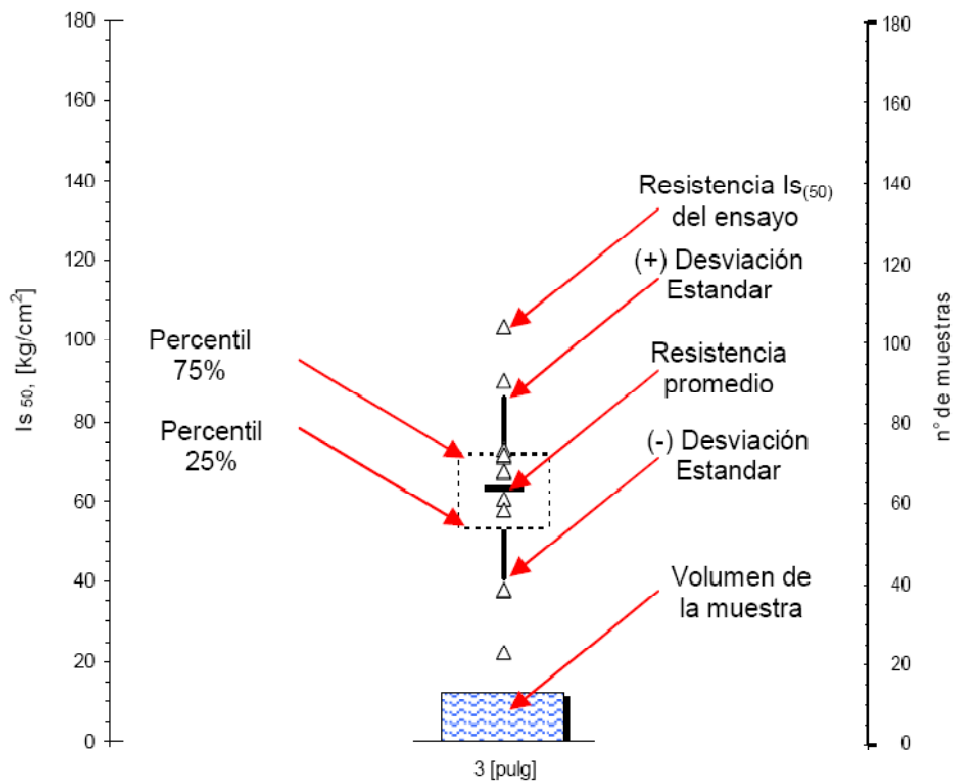


Figura 6.4 Representación de parámetros

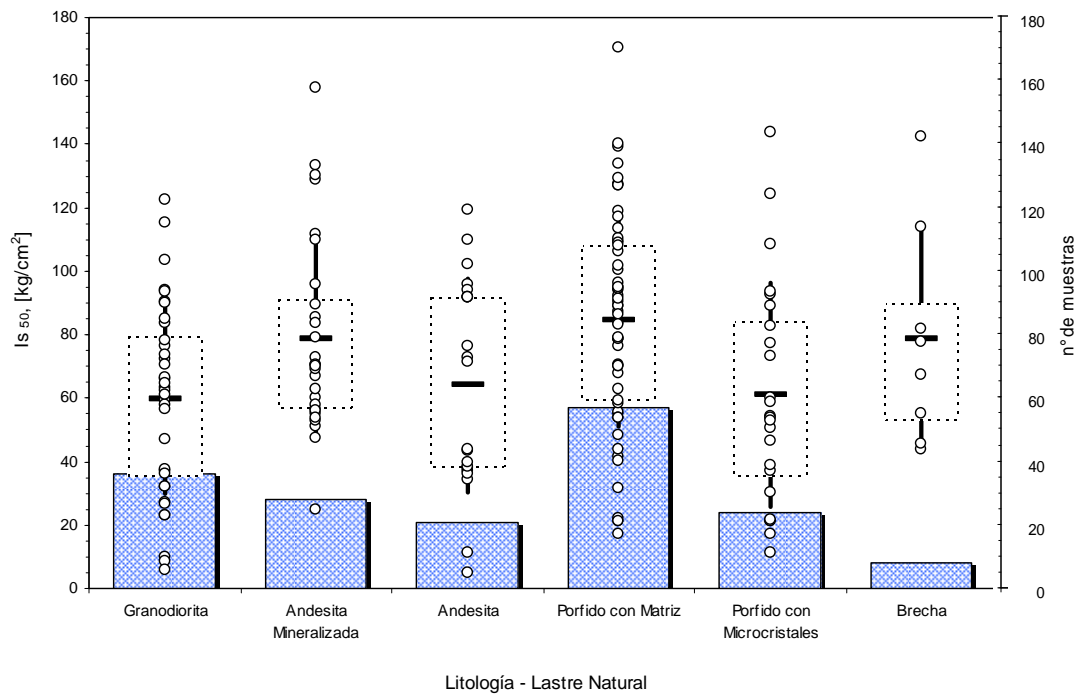


Figura 6.5 Índice I_{s50} de resistencia y cantidad de muestras según litología - Lastre Natural

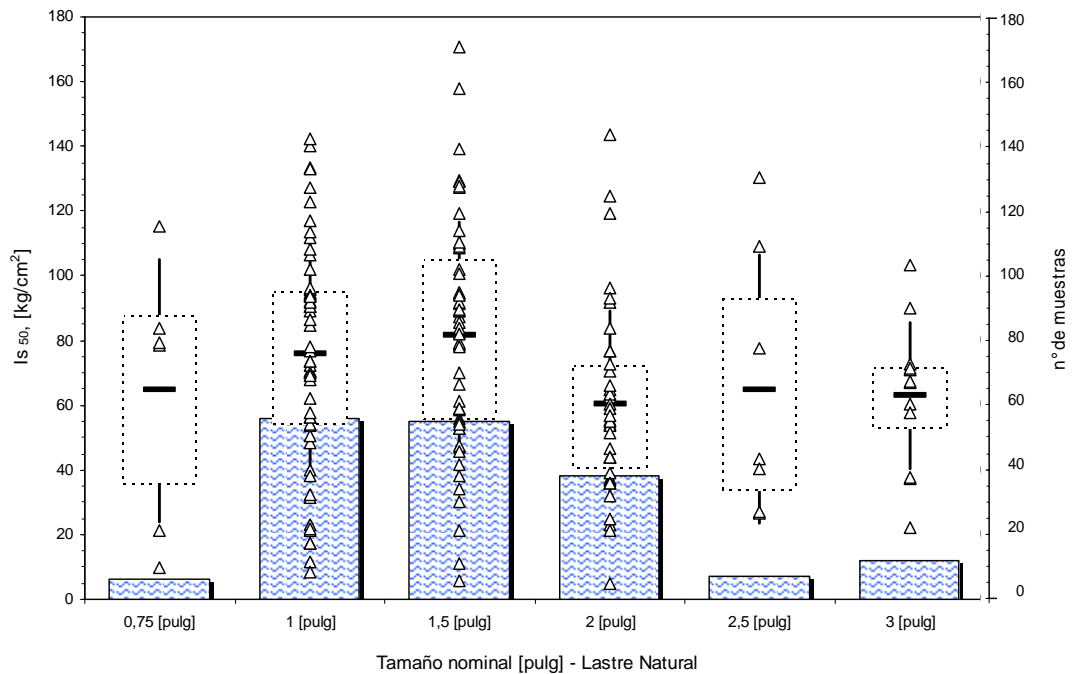


Figura 6.6 Índice I_{s50} de resistencia y cantidad de muestras según tamaño nominal - Lastre Natural

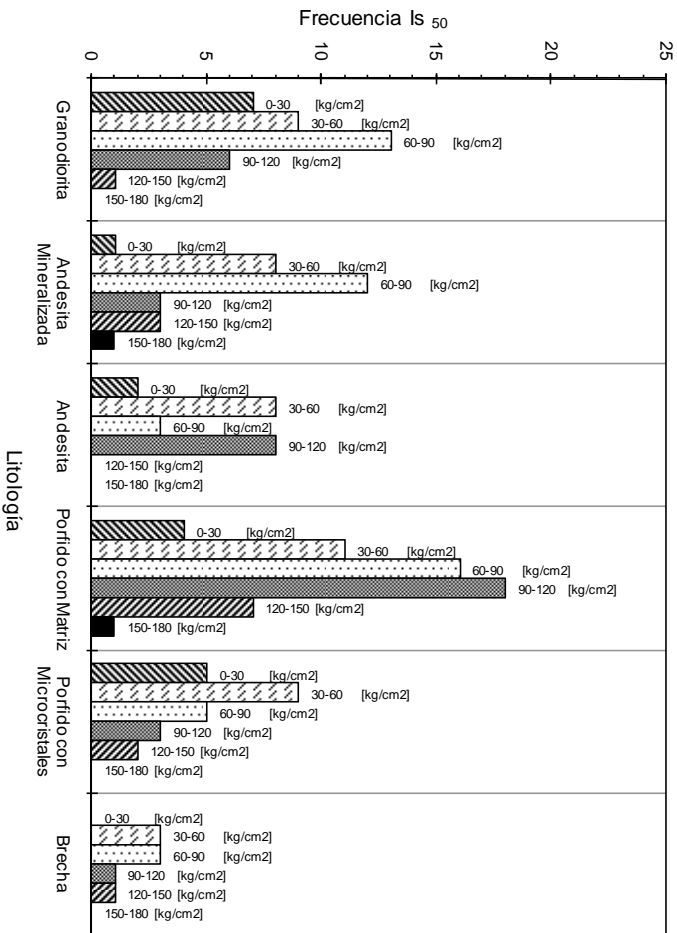


Figura 6.7 Frecuencia de resistencias Is₅₀ según litología - Lastre Natural

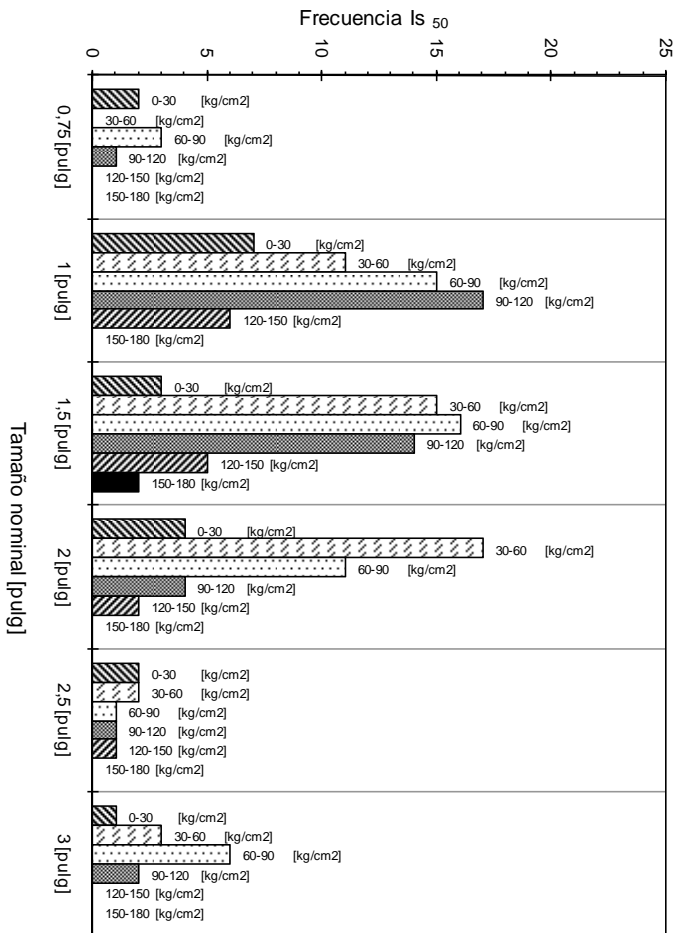


Figura 6.8 Frecuencia de resistencias Is₅₀ según tamaño nominal - Lastre Natural

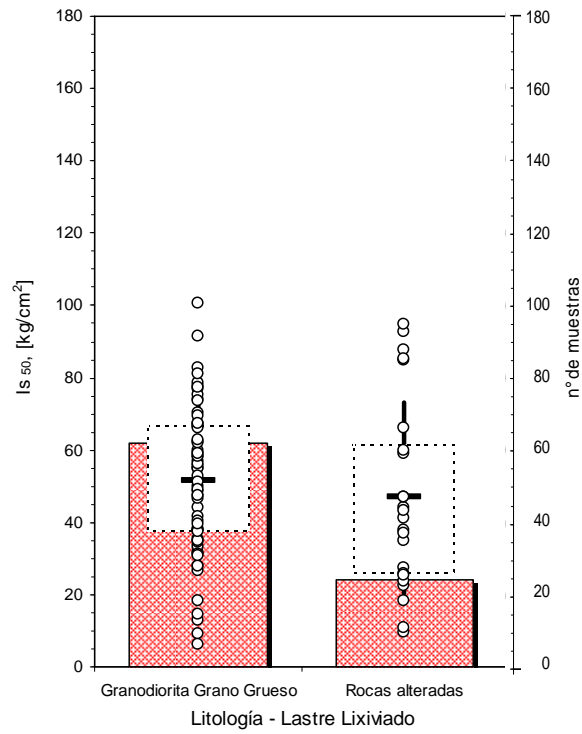


Figura 6.9 Índice Is_{50} de resistencia y cantidad de muestras según litología - Lastre Lixiviado

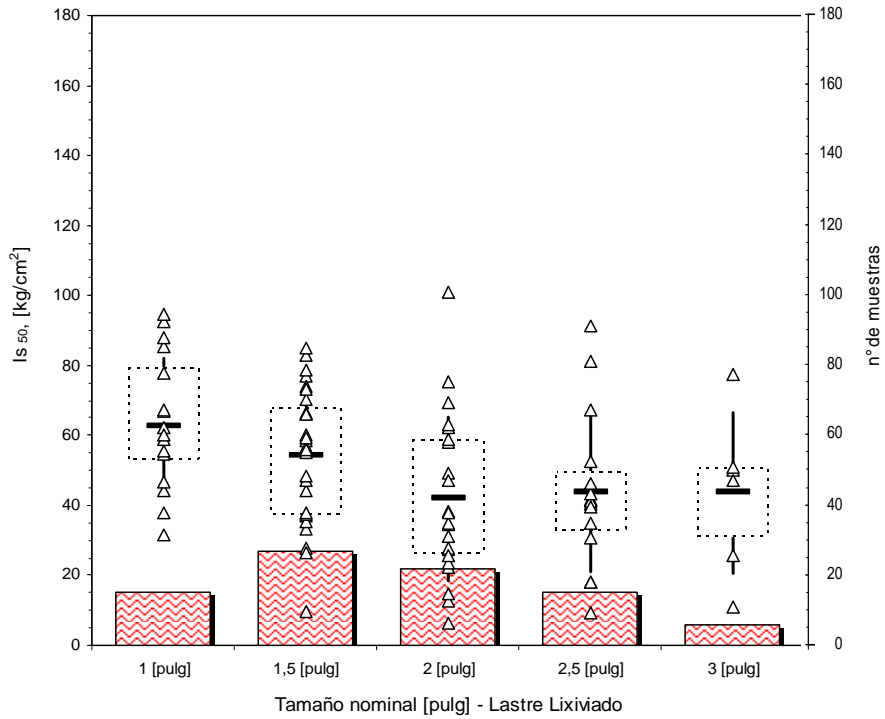


Figura 6.10 Índice Is_{50} de resistencia y cantidad de muestras según tamaño nominal - Lastre Lixiviado

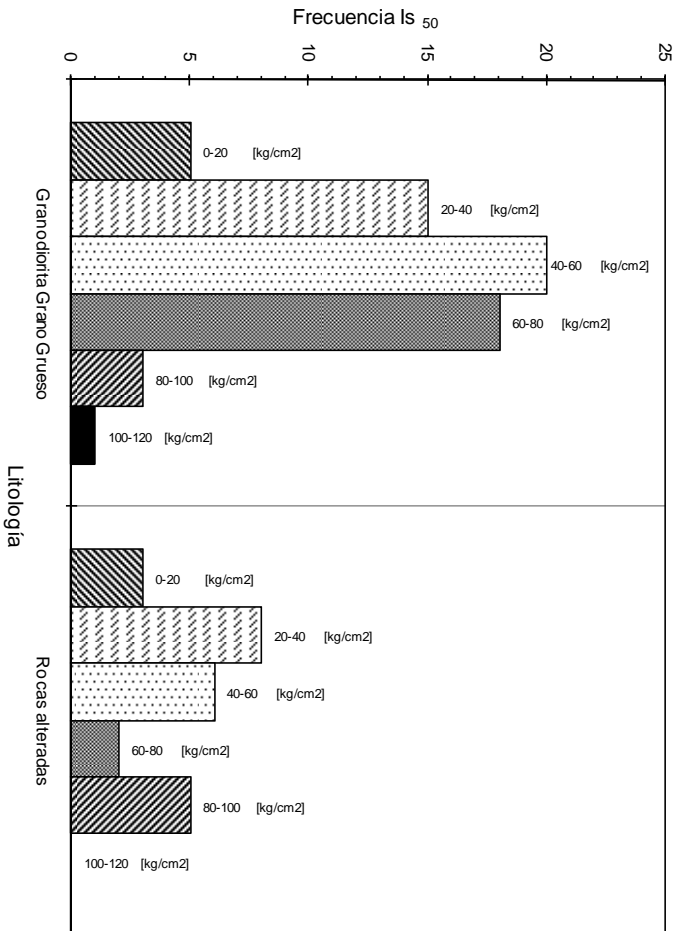


Figura 6.11 Frecuencia de resistencias Is₅₀ según litología - Lastre Lixiviado

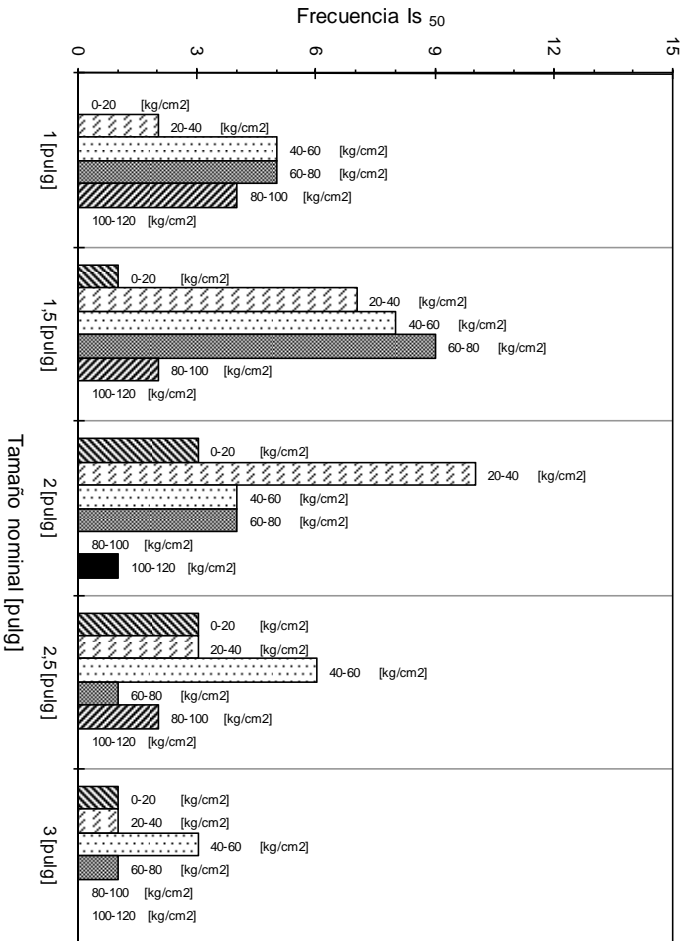


Figura 6.12 Frecuencia de resistencias Is₅₀ según tamaño nominal - Lastre Lixiviado

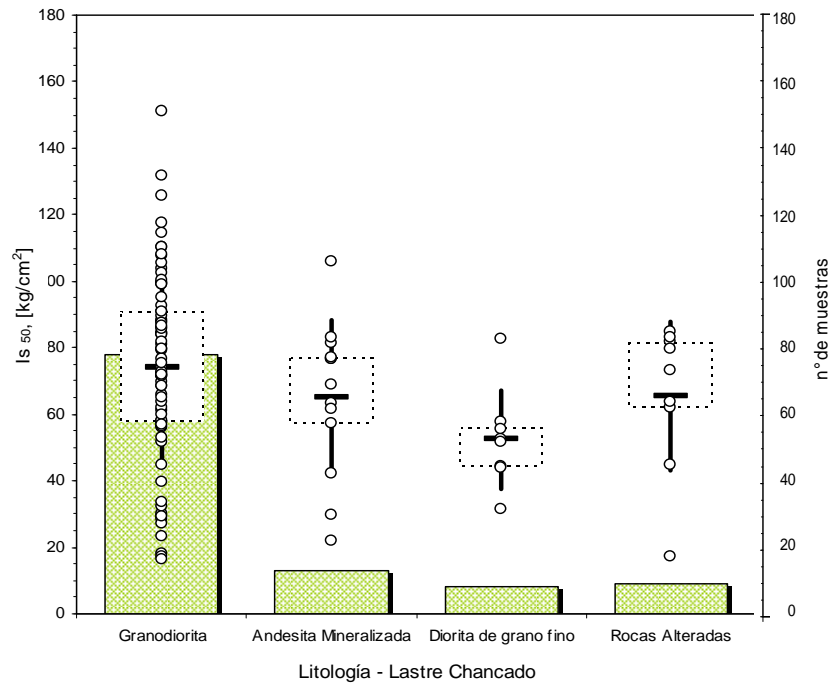


Figura 6.13 Índice Is_{50} de resistencia y cantidad de muestras según litología - Lastre Chancado

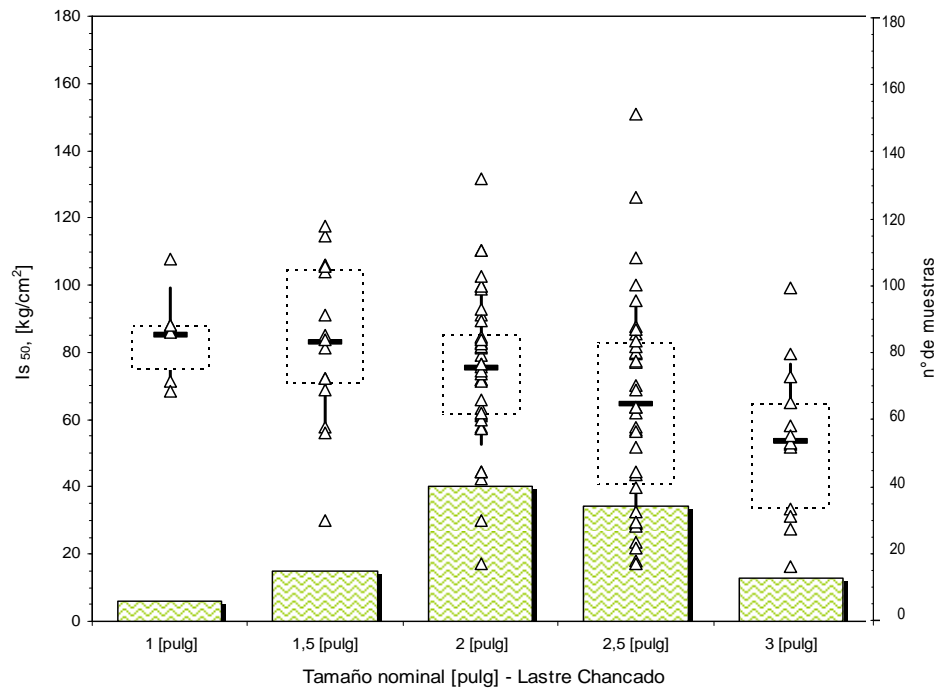


Figura 6.14 Índice Is_{50} de resistencia y cantidad de muestras según tamaño nominal - Lastre Chancado

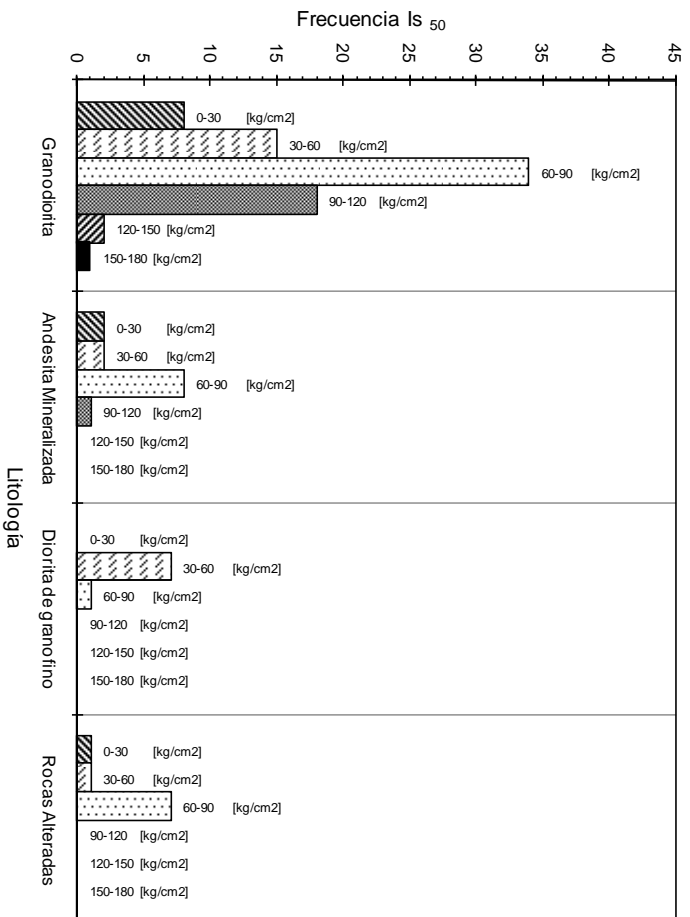


Figura 6.15 Frecuencia de resistencias I_{s50} según litología - Lastre Chancado

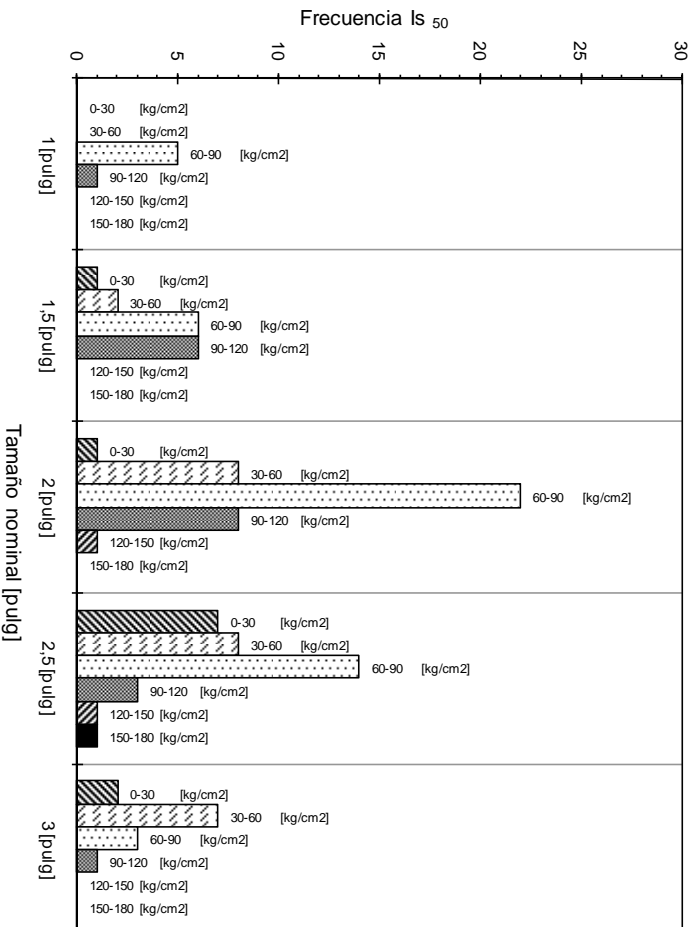


Figura 6.16 Frecuencia de resistencias I_{s50} según tamaño nominal - Lastre Natural

De las figuras anteriores, se desprende que la litología correspondiente a la granodiorita, que se encuentra presente en los tres Lastres, tiene un valor de resistencia promedio (Is_{50}) acorde a la procedencia de cada uno de ellos. Siendo la granodiorita presente en el Lastre Lixiviado la que resulta con un menor valor al estar relacionada con los procesos de alteración a los cuales estuvo expuesta, y por el contrario el Lastre Chancado presenta mayor resistencia promedio (Is_{50}) dada su procedencia.

En el Lastre Chancado (Figura 6.14) se aprecia el efecto que tiene la pérdida de resistencia a media que el tamaño nominal de las partículas aumenta. Debido a que el Lastre Chancado posee un menor número de componentes u orígenes litológicos, es posible observar este comportamiento, tal como se expuso en la Sección 2.3.6 por Lee (1992).

Resulta interesante ver como algunos tamaños, dentro de la clasificación presentada anteriormente, controlan el valores promedio de resistencia $Is_{(50)}$, en cada una de las muestras de Lastre ensayada. De hecho, es un indicio de cómo puede resultar la distribución de tamaños en una granulometría post ensayo, donde aquellas partículas de mayor tamaño tendrán una probabilidad más alta de ruptura que las pequeñas.

Si bien, para el ensayo de carga puntual no se realizaron pruebas en el 100% de los tamaños que conforman la probeta triaxial producto de la limitación propia del equipo de carga puntual, los tamaños seleccionados para ensayo representan alrededor del 50% del peso total de la granulometría inicial de los Lastres, lo que entrega información respecto a cómo se comportará una buena parte del esqueleto que conforma la probeta. Esto resultará de interés cuando analicemos la rotura de partículas en la Sección 6.5.

Por otra parte, la Figura 6.17, Figura 6.18 y Figura 6.19 presentan resultados que complementan la caracterización de las partículas ensayadas. En ellas se ve que el Lastre Chancado posee una porosidad sistemática en torno a 1,6% a diferencia de la gran variabilidad que muestra el Lastre Natural, fenómenos advertidos al momento de clasificar litológicamente las partículas ensayadas. Para el caso del Lastre Lixiviado, pese a que se reconocieron tan solo dos orígenes litológicos predominantes, el proceso de alteración al cual estuvieron expuestas las partículas es capaz de modificar sus propiedades al grado de alterar su porosidad.

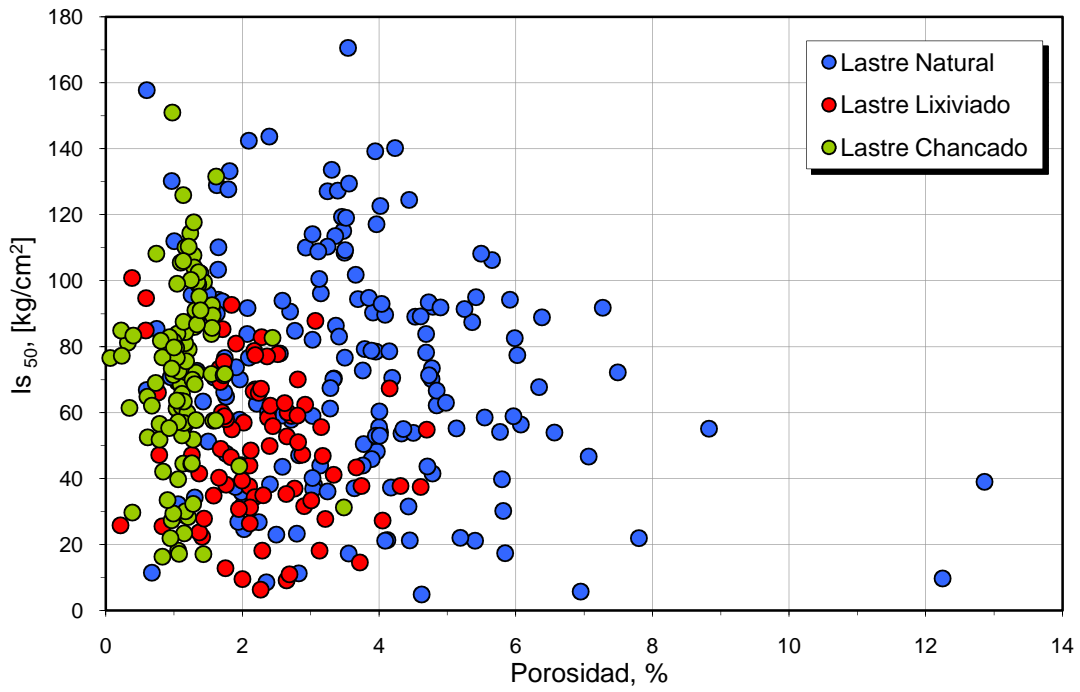


Figura 6.17 Variación del índice de resistencia I_{s50} para distintas porosidades de los Lastres

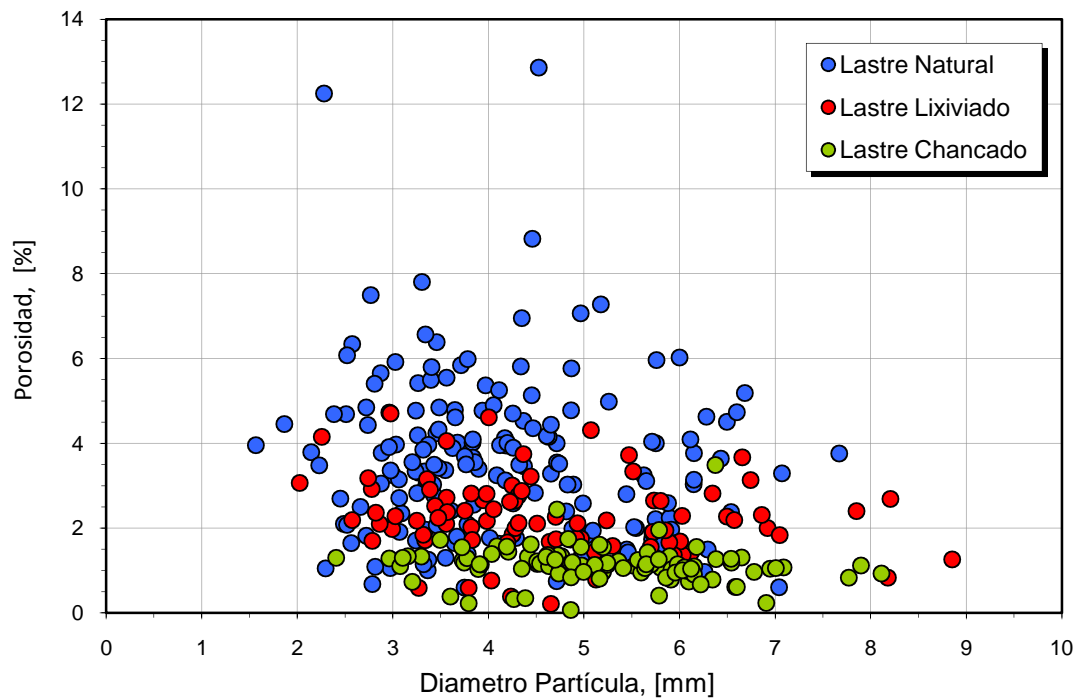


Figura 6.18 Variación de la porosidad para distintos diámetros de partículas de los Lastres

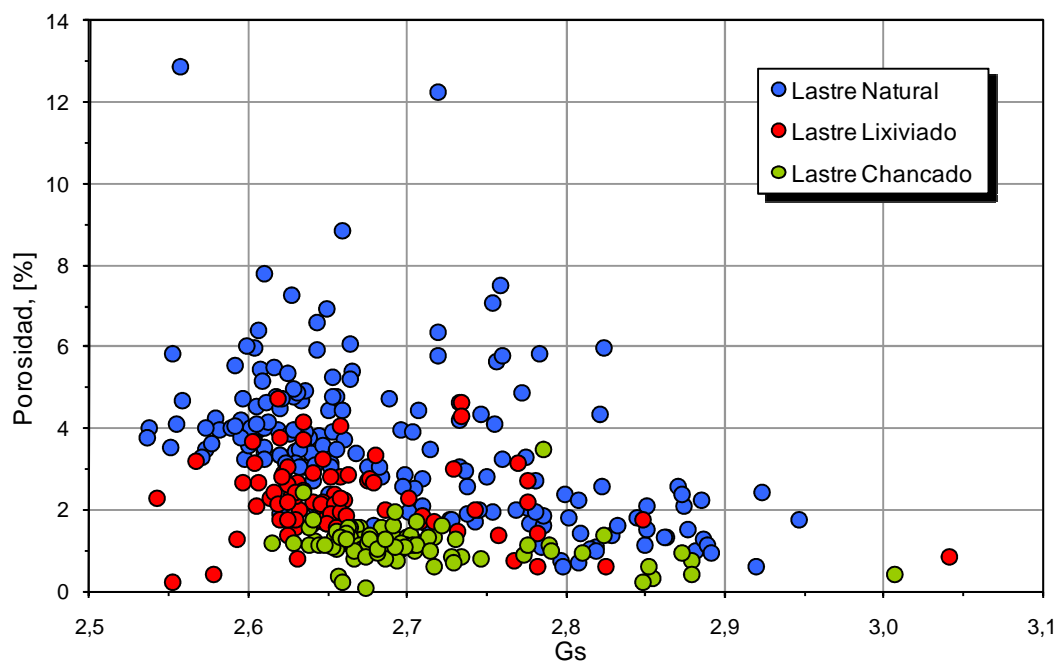


Figura 6.19 Variación de la porosidad para distintas Gs de los Lastres

6.3 COMPORTAMIENTO DE LOS LASTRES SOMETIDO A ENSAYO TRIAXIAL

El estudio contempló ensayos triaxiales del tipo consolidado isotrópicamente drenado (CID) en probetas remoldeadas de gran tamaño (1,80 m del altura por 1,00 m de diámetro), las cuales fueron preparadas a una densidad seca de $1,85 \text{ gr/cm}^3$, buscando representar el estado suelto del Lastre comúnmente encontrado en plataformas de volteo de la gran minería. Para cada uno de los ensayos triaxiales de Lastre se definieron las siguientes presiones de confinamiento (Tabla 6.2).

Tabla 6.2 Resumen de tipo de ensayo y presiones de confinamiento de los Lastres

Lastre	Tipo de ensayo	Presiones de confinamiento kg/cm^2
NATURAL	Triaxial - CID	1, 2, 5, 10 y 20
LIXIVIADO	Triaxial - CID	2, 10, 15 y 25
CHANCADO	Triaxial - CID	10, 16 y 25

Las Figuras 6.20 a 6.37 presentan el comportamiento de los Lastres en términos del esfuerzo de corte, deformación axial, cambio volumétrico, variación del índice de vacíos, trayectoria de tensiones y ángulo de fricción movilizado, para cada una de las presiones de confinamiento definidas anteriormente.

6.3.1 COMPORTAMIENTO DEL LASTRE NATURAL

Los resultados de los ensayos CID efectuados en el triaxial gigante para el Lastre Natural se resumen en las Figura 6.20 a Figura 6.25. Presión de confinamiento vario de 1 a 20 kg/cm².

La Figura 6.20 muestra un comportamiento tensión-deformación que corresponde a un material granular suelto, ya que no se identifican en ningún caso un esfuerzo peak a baja deformación, sino más bien se obtiene un esfuerzo máximo asintótico por sobre el 15% de deformación axial, salvo las dos muestras con menor presión de confinamiento, que para la primera el máximo se obtiene alrededor del 12% y se observa una leve disminución en el esfuerzo, así como dilatancia a partir del 7% de deformación axial y para la muestra ensayada a 2 kg/cm², se observa una leve dilatancia pasado el 14% de deformación.

En la Figura 6.21 se observa un comportamiento contractivo del material y pasado el 10% de deformación la tasa de contracción disminuye incluso la primera y segunda muestra tienen un leve cambio de su pendiente siendo más notorio en la primera muestra, fenómeno relacionado con la baja presión de confinamiento y la alta resistencia de las partículas al fenómeno de rotura sumado a la trabazón entre estas. Respecto a esto último, la Figura 6.22 y Figura 6.23 ayudan a entender de qué manera la presión de confinamiento influye directamente en el reacomodo y rotura de partículas, observando en la muestra de mayor presión de confinamiento una baja significativa del índice de vacíos desde 0,38 a 0,16. Esta alta contractibilidad reflejada principalmente en la muestra ensayada a 20 kg/cm² de presión de confinamiento, provoca que al determinar las curvas de consolidación isotrópica y de falla en el plano e-log (p), se produzca un quiebre de las curvas resultando en una relación bi-lineal entre estos parámetros, fenómeno atribuido a la nueva estructura interna o esqueleto formado por un cambio en la distribución de tamaños.

La Figura 6.24 muestra la trayectoria de tensiones correspondiente a un ensayo CID efectuado a carga controlada, donde cada punto graficado representa el valor estable de presión luego aplicar el incremento de carga. Especial cuidado tiene las muestras ensayadas sobre los 10 kg/cm², ya que existe la posibilidad de generar exceso de presión de poros si el incremento de carga se efectuó muy rápido y la probeta no alcanza a drenar. La Figura 6.25 muestra el ángulo de fricción movilizado, donde se ve claramente el efecto que tiene el desgaste sobre la caída del ángulo de fricción movilizado, tema que se expone en detalle en la sección 6.7.

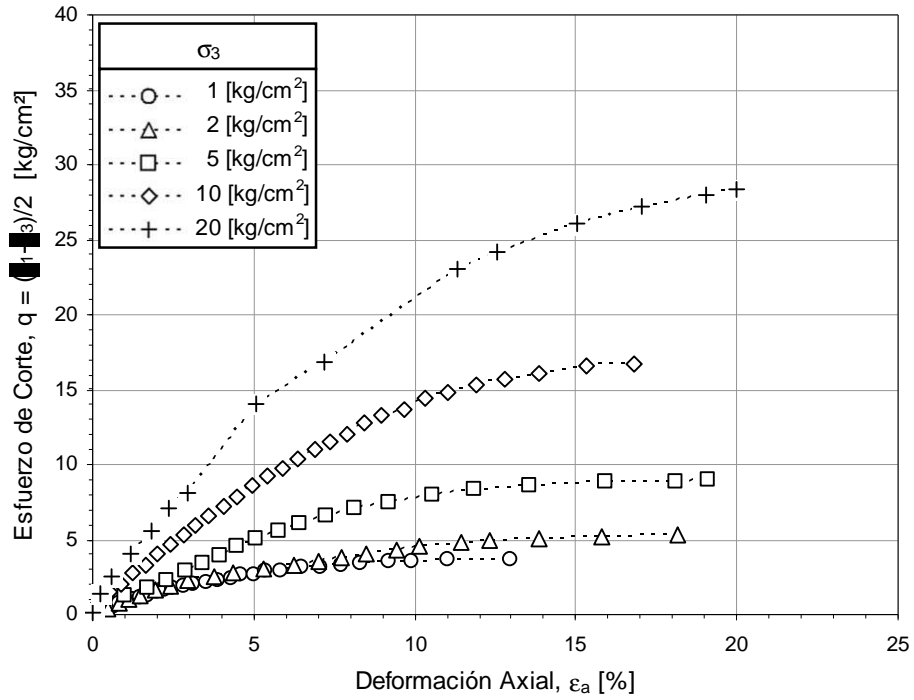


Figura 6.20 Curvas tensión / deformación - Lastre Natural

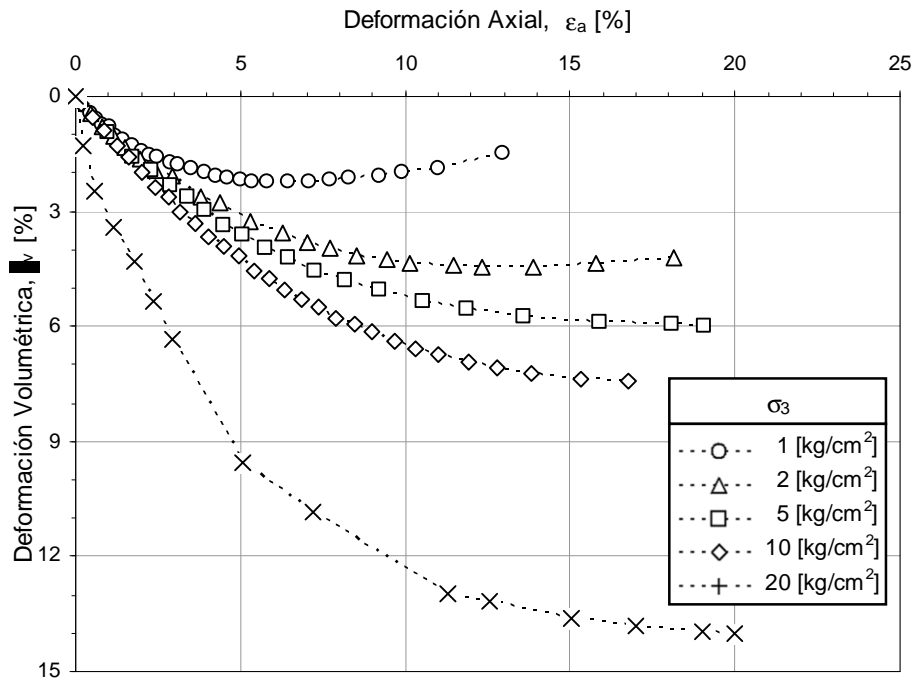


Figura 6.21 Curva cambio volumétrico / deformación - Lastre Natural

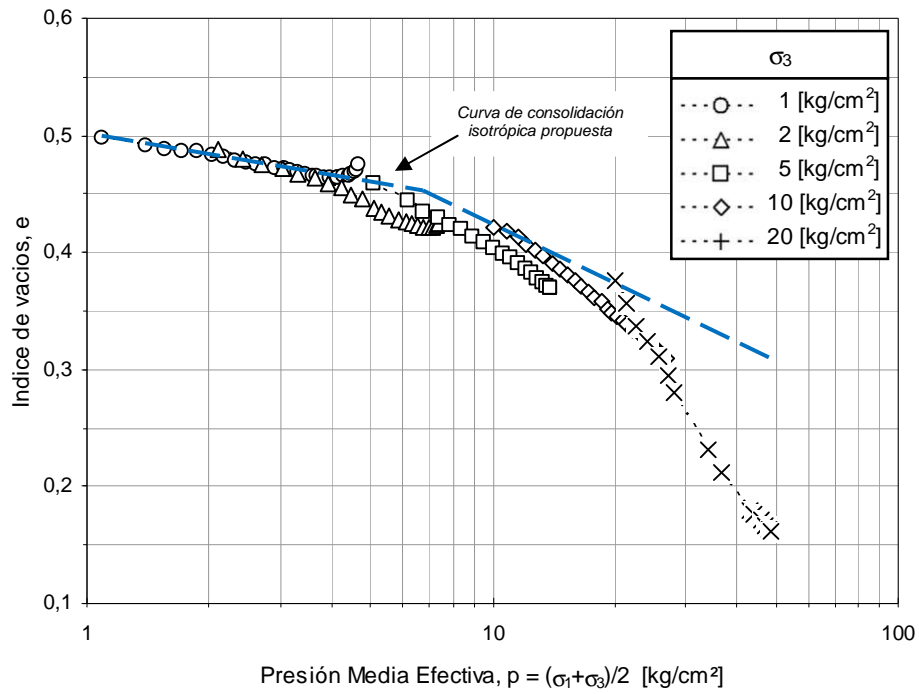


Figura 6.22 Curva variación índice de vacíos / presión media - Lastre Natural

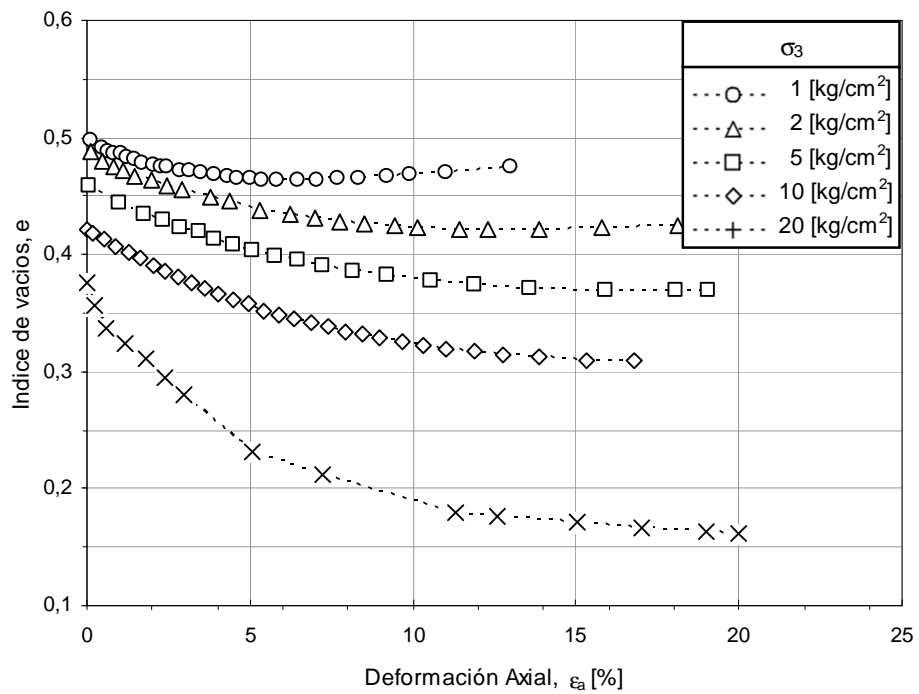


Figura 6.23 Curva variación índice de vacíos / deformación - Lastre Natural

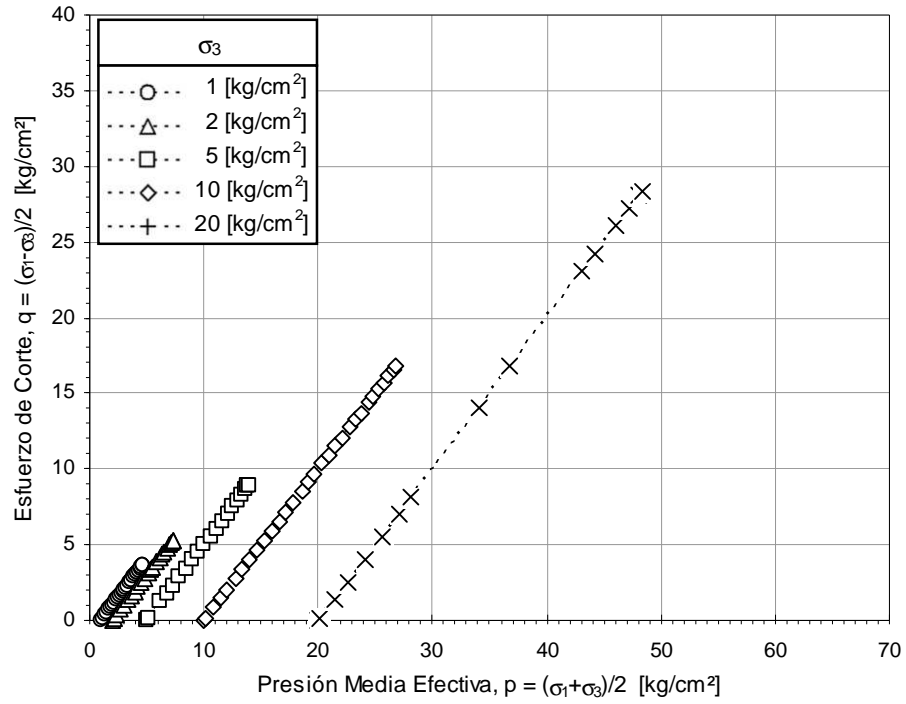


Figura 6.24 Gráfico p-q - Lastre Natural

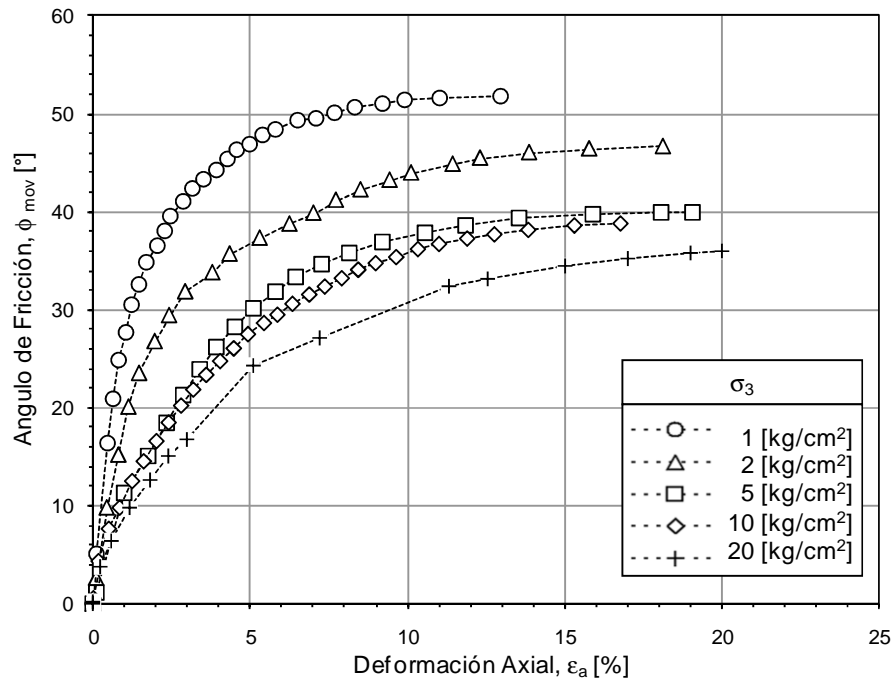


Figura 6.25 Ángulo de fricción movilizado / deformación - Lastre Natural

6.3.2 COMPORTAMIENTO DEL LASTRE LIXIVIADO

Los resultados de los ensayos CID efectuados en el triaxial gigante para el Lastre Lixiviado se resumen en las Figura 6.26 a Figura 6.31. Presión de confinamiento entre 2 a 25 kg/cm².

La Figura 6.26 presenta un comportamiento tensión-deformación nuevamente característico de materiales sueltos, ya que no se identifican esfuerzos peak a baja deformación, sino más bien un esfuerzo máximo asintótico por sobre el 15% de la deformación axial para las muestras de 2 y 10 kg/cm² de confinamiento y un esfuerzo creciente en las muestras con mayor presión de confinamiento, que incluso al sobrepasar el 10% de deformación advierten un leve aumento de éste.

La Figura 6.27 refleja un comportamiento contractivo del material sin dejar claridad de haber obtenido valores asintóticos que nos permitan ver la máxima deformación volumétrica posible de desarrollar. No se advierte una disminución significativa de la tasa de contracción, pudiendo llegar incluso a valores cercanos al 7% para la muestra de 2 kg/cm² de presión de confinamiento, fenómeno que en el Lastre Natural no se dio a igual presión. Para una presión de confinamiento de 25 kg/cm², la contracción no resulto ser mayor que la desarrollada en el Lastre Natural a 20 kg/cm².

La Figura 6.28 y Figura 6.29 ayudan a entender de qué manera la presión de confinamiento influye directamente en el reacomodo y rotura de partículas, observando en las muestras de mayor presión una caída significativa en el índice de vacíos. Para bajas presiones de confinamiento la caída del índice de vacíos es mayor que el primer Lastre, influenciado este fenómeno por la degradación de la roca al estar expuesta a un proceso de deterioro como es la lixiviación. La alta contractibilidad observada en todos los ensayos, provoca que al determinar las curvas de consolidación isotrópica y de falla en el plano e-log (p), se produzca nuevamente un quiebre de éstas y resulte una relación bi-lineal.

La Figura 6.30 muestra la trayectoria de tensiones correspondiente a un ensayo CID efectuado a carga controlada, donde cada punto graficado representa el valor estable de presión luego aplicar el incremento de carga. La Figura 6.31 muestra el ángulo de fricción movilizado, que a diferencia del primer Lastre, en ella no se observa una marcada diferencia entre los ensayos a bajas y los de altas presiones de confinamiento, probablemente debido a la baja resistencia de las partículas y al alto desgaste que son capaces de genera, características que se presentaron al comienzo del capítulo.

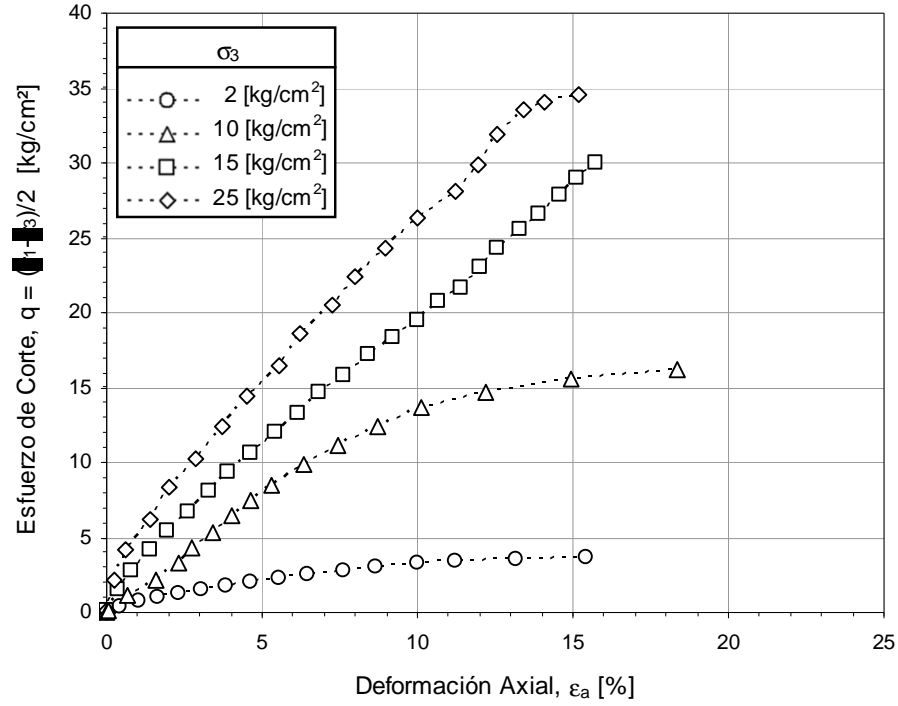


Figura 6.26 Curvas tensión / deformación - Lastre Lixiviado

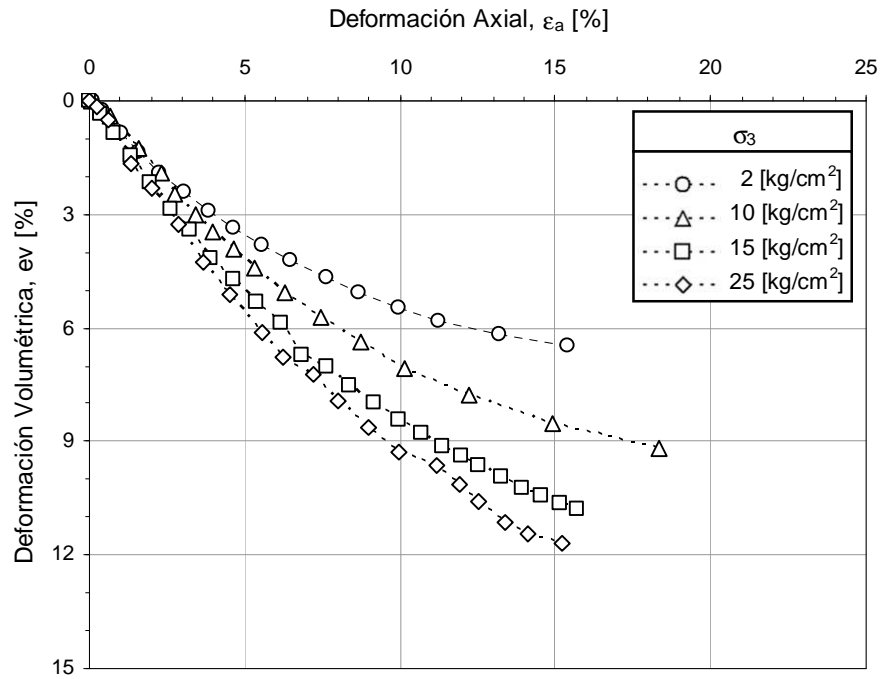


Figura 6.27 Curva cambio volumétrico / deformación - Lastre Lixiviado

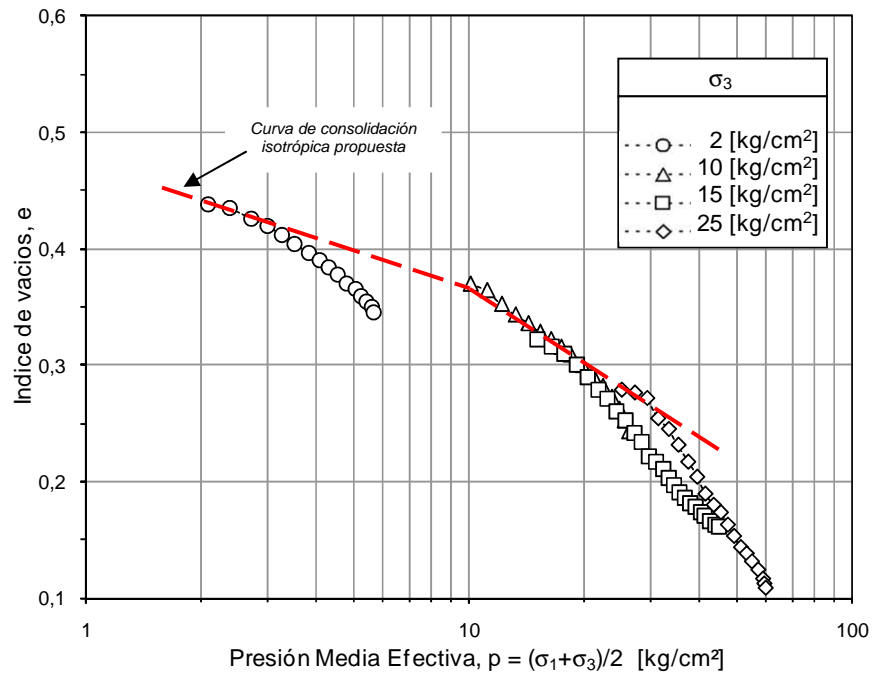


Figura 6.28 Curva variación índice de vacíos / presión media - Lastre Lixiviado

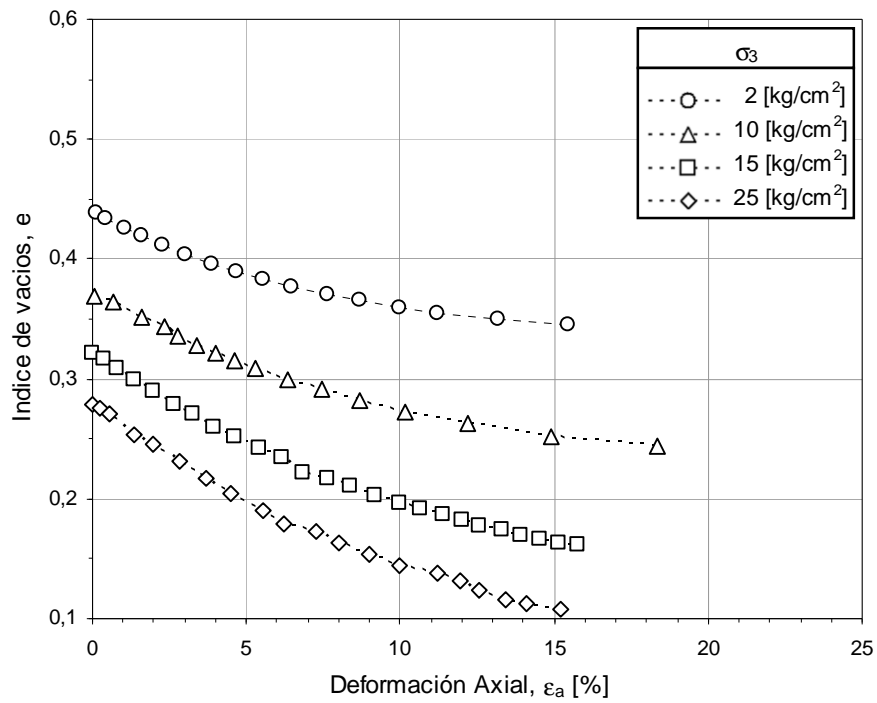


Figura 6.29 Curva variación índice de vacíos / deformación - Lastre Lixiviado

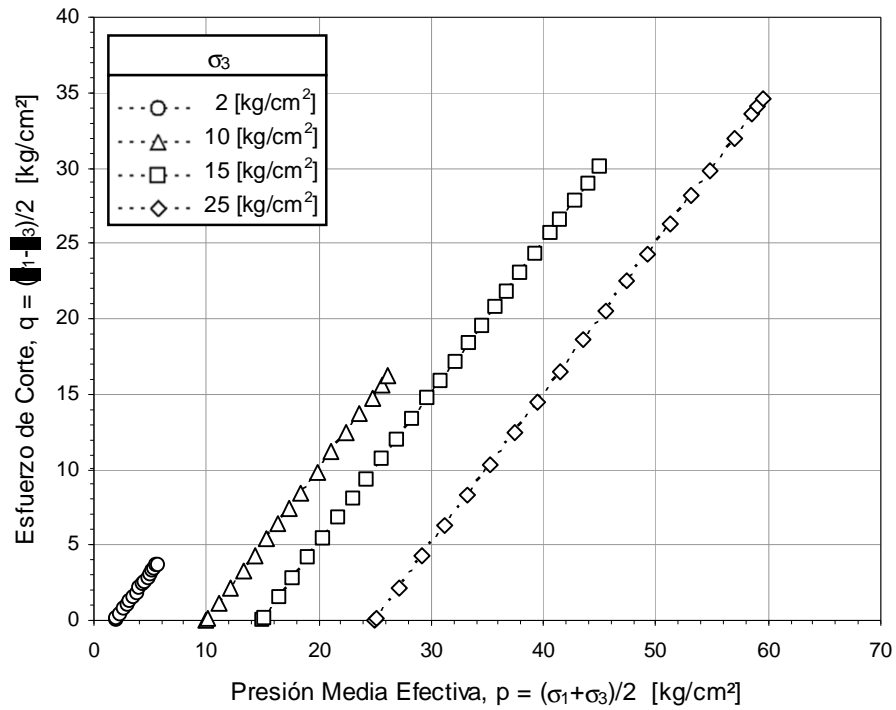


Figura 6.30 Gráfico p-q - Lastre Lixiviado

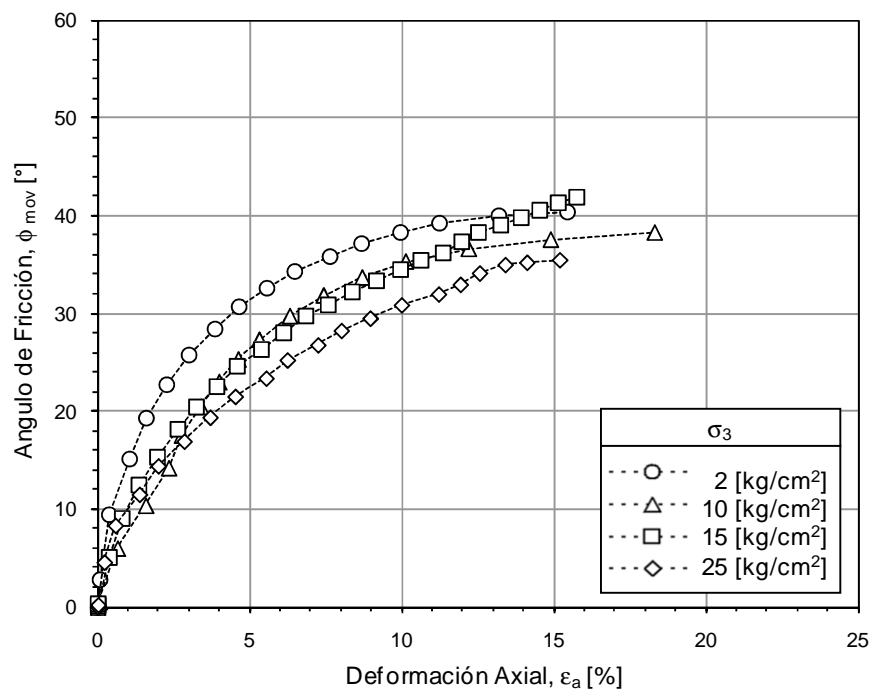


Figura 6.31 Ángulo de fricción movilizado / deformación - Lastre Lixiviado

Respecto a la muestra ensayada a 15 kg/cm^2 , el ángulo de fricción movilizado desarrollado en los primeros 10% de deformación axial resulta ser prácticamente igual al que desarrolla la muestra ensayada a 10 kg/cm^2 , e incluso la sobrepasa en alrededor de 5° cuando tenemos el 15% de deformación.

Resulta interesante el comportamiento obtenido en los ensayos, debido principalmente a las condiciones de alteración del Lastre, razón por lo cual se esperaban resistencia menores de las obtenidas. Los resultados dejan a la luz que el grado de alteración al cual estuvo sometido el Lastre estaría directamente relacionado con el tiempo de exposición de éste.

6.3.3 COMPORTAMIENTO DEL LASTRE CHANCADO

Los resultados de los ensayos CID efectuados en el triaxial gigante para el Lastre Chancado se resumen en las Figura 6.32 a Figura 6.37. La presión de confinamiento para los ensayos varió entre 16 a 25 kg/cm^2 .

La Figura 6.32 presenta un comportamiento tensión-deformación característico de materiales sueltos, donde no se identifican en ningún ensayo un esfuerzo peak a baja deformación, sino más bien se obtiene un esfuerzo máximo asintótico por sobre el 20% de la deformación axial para las tres muestras. En las muestras ensayadas a 16 y 25 kg/cm^2 de presión de confinamiento se advierte una similitud de comportamiento hasta que se desarrolla el 4% de la deformación axial.

La Figura 6.33 refleja un comportamiento contractivo del material. No se advierte una disminución significativa de la tasa de contracción, pudiendo llegar incluso a valores asintóticos por sobre el 20% de la deformación en las tres muestras ensayadas. Las muestras ensayadas a 10 y 16 kg/cm^2 de presión de confinamiento, presentan un comportamiento contractivo similar, el cual se diferencia en el índice de vacíos final que se presenta en la Figura 6.34 y Figura 6.35. En ellas se puede entender de qué manera la presión de confinamiento influye directamente en el reacomodo y rotura de partículas, observando en la de mayor presión de confinamiento una caída significativa en el índice de vacíos desde 0,35 a 0,13. Esta caída puede estar relacionada con la metodología con que fue confeccionada la muestra (método de corte), lo que implica una mayor cantidad de material granular grueso para la confección, que al momento de aplicarle carga se reduce provocando que los vacíos iniciales se rellenen de partículas de menor tamaño, y en menor medida la generación de material granular también de inferior tamaño, fenómeno que se analizará en la sección 6.5.

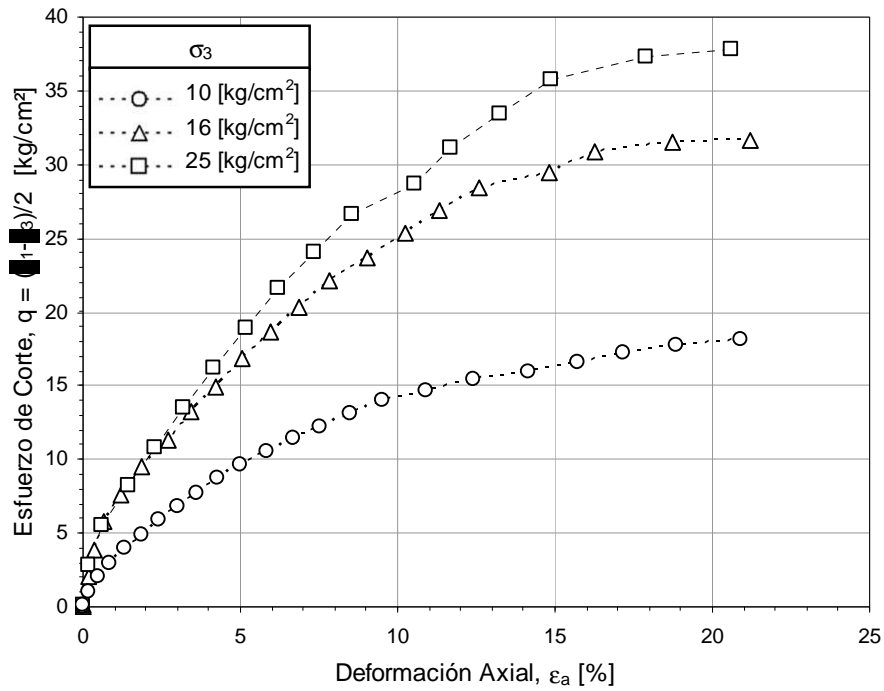


Figura 6.32 Curvas tensión / deformación - Lastre Chancado

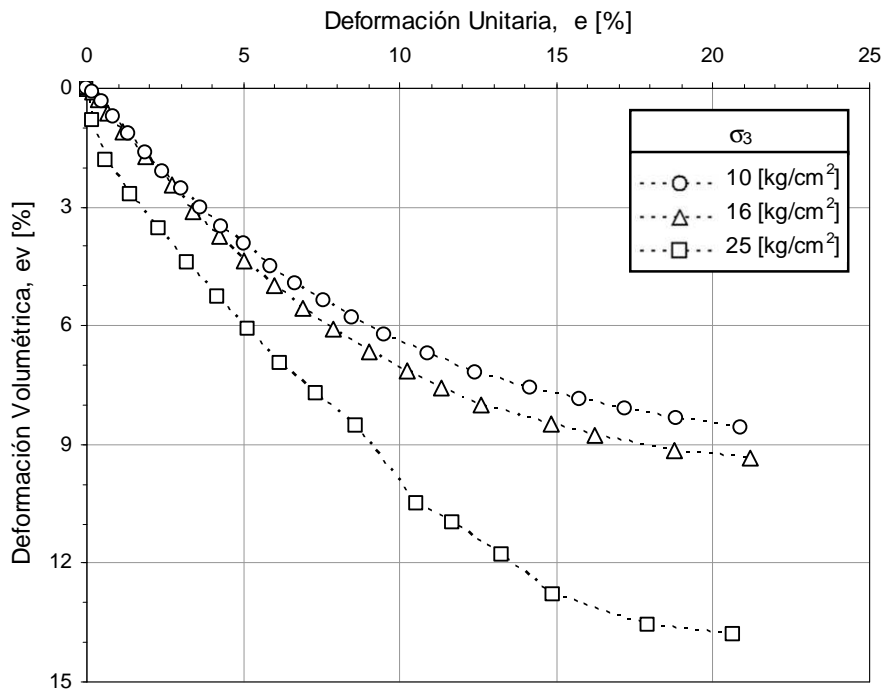


Figura 6.33 Curva cambio volumétrico / deformación - Lastre Chancado

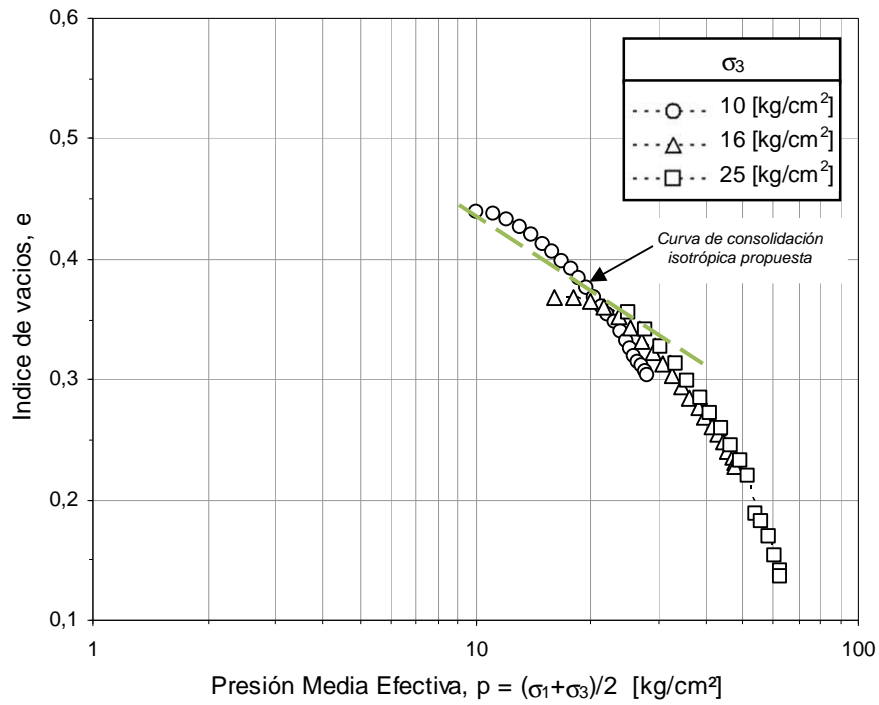


Figura 6.34 Curva variación índice de vacíos / presión media - Lastre Chancado

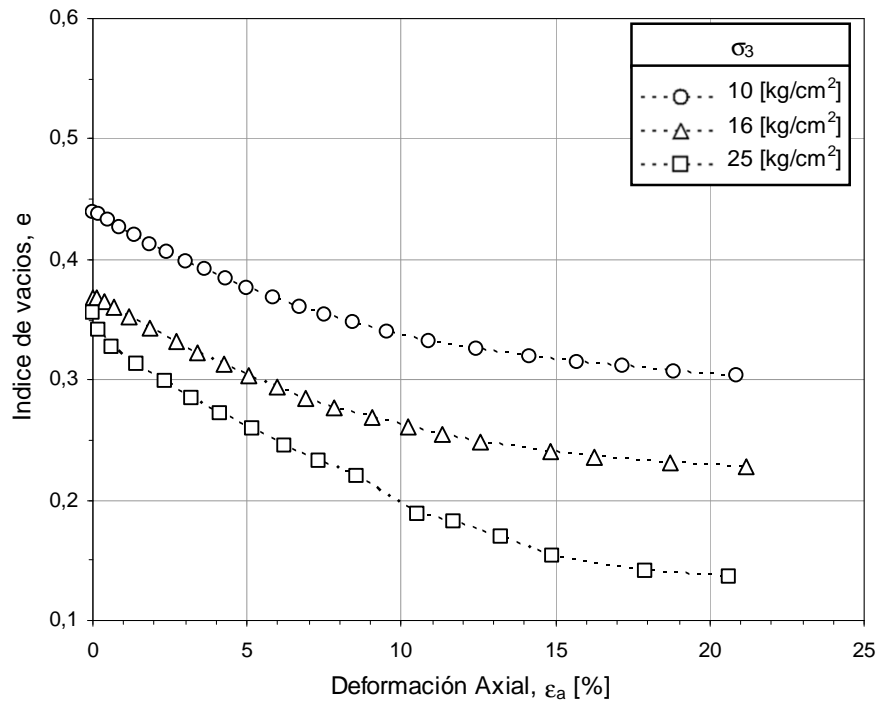


Figura 6.35 Curva variación índice de vacíos / deformación - Lastre Chancado

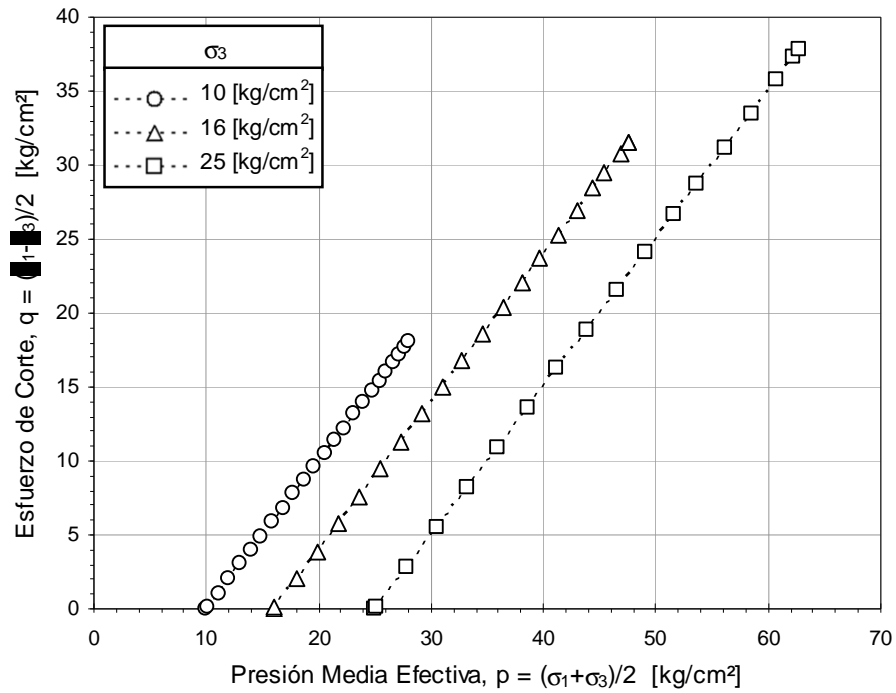


Figura 6.36 Gráfico p-q - Lastre Chancado

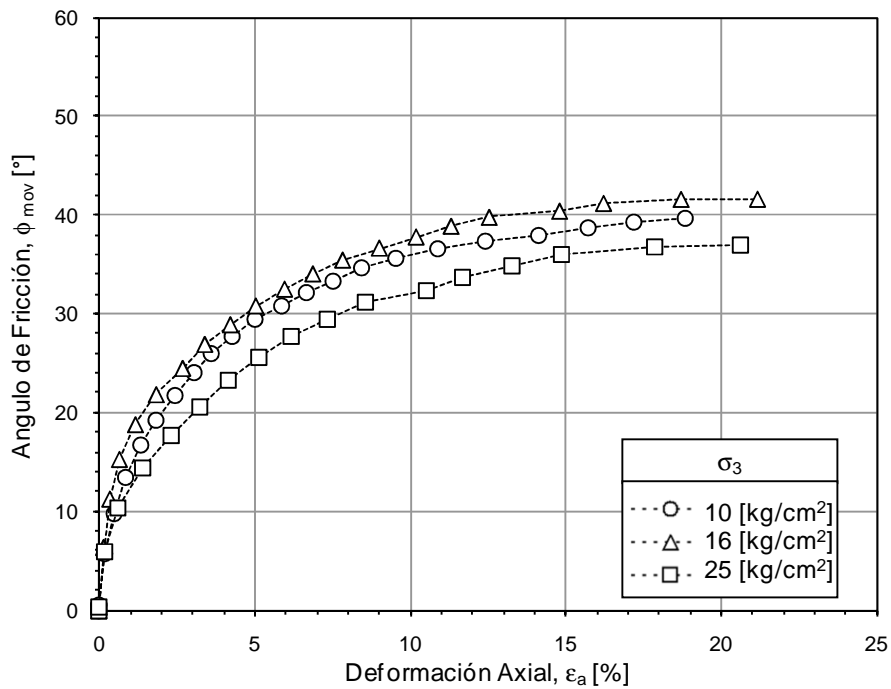


Figura 6.37 Ángulo de fricción movilizado / deformación - Lastre Chancado

Respecto a la curva de consolidación isotrópica propuesta en la Figura 6.34 y de falla, a diferencia de las otras muestras, el bajo número de ensayos no permite extrapolar el comportamiento a presiones bajo los 10 kg/cm^2 y precisar si estas poseen un quiebre al igual que las anteriores muestras ensayadas. Ahora bien, la curva de consolidación isotrópica propuesta no coincide de igual forma que los otros materiales ensayados, principalmente debido a los índices de vacíos inicial obtenidos por las dos últimas muestras ensayadas, las cuales muestran valores muy cercanos pese al proceso de consolidación que las diferencia en 9 kg/cm^2 de presión de confinamiento. En la Figura 6.54 se advierte una semejanza en las densidades secas post consolidación (app. 2 gr/cm^3), lo que estaría influyendo directamente con el comportamiento obtenido.

Pese a ser un material más homogéneo en términos litológicos, con una calidad geotécnica más sana y resistente, el comportamiento que reflejan los resultados estaría influenciado por la metodología de escalamiento seleccionada, ya que ésta implica tener una menor superficie específica de contacto entre partículas, lo que resulta en una mayor carga a distribuir por partículas y por consiguiente se vería afectada la resistencia global.

La Figura 6.36 muestra una trayectoria de tensiones correspondiente a un ensayo CID efectuado a carga controlada, donde cada punto graficado representa el valor estable de presión luego aplicar el incremento de carga.

La Figura 6.37 a diferencia de las dos primeras series de ensayos, no posee resultados para presiones de confinamiento menores de 10 kg/cm^2 lo que no nos permite inferir sobre su real comportamiento. Adicionalmente, la muestra ensayada a 10 kg/cm^2 desarrolla un ángulo de fricción movilizado que se encuentra por debajo del que desarrolla la muestra ensayada a 16 kg/cm^2 .

6.4 EVALUACIÓN DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE

Para determinar el ángulo de fricción máximo movilizado (ϕ_{peak}) se tomó la condición de resistencia máxima desarrollada, considerando la pendiente de la recta desde el origen de la trayectoria de tensiones hasta el punto donde la razón q/p es máxima para cada presión de confinamiento (Figura 6.24, Figura 6.30 y Figura 6.36). Los ángulos de fricción para cada Lastre se presentan en la Tabla 6.3, luego se determinó la envolvente de resistencia (definida en el Capítulo 2), utilizando una correlación potencial del tipo $\tau = A \cdot \sigma_n^b$, donde A y b

son las constantes que representan a cada material. Los valores obtenidos para los parámetros de los modelos potenciales se presentan en la Tabla 6.4 para cada Lastre.

Tabla 6.3 Resumen de ángulos de fricción interna y esfuerzos principales en Lastres

LASTRE								
NATURAL			LIXIVIADO			CHANCADO		
σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϕ_{peak} °	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϕ_{peak} °	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϕ_{peak} °
1,0	8,30	51,72	–	–	–	–	–	–
2,0	12,64	46,62	2,0	9,36	40,39	–	–	–
5,0	22,86	39,97	10,0	42,45	38,22	10,0	46,16	40,08
10,0	43,51	38,78	15,0	75,09	41,84	16,0	79,20	41,60
20,0	77,00	35,99	25,0	94,13	35,47	25,0	100,54	36,99

Tabla 6.4 Resumen de parámetros del modelo potencial que determinan la envolvente de falla en Lastres

LASTRE	A	b
NATURAL	1,37	0,79
LIXIVIADO	0,91	0,96
CHANCADO	1,21	0,88

En las Figura 6.38, Figura 6.39 y Figura 6.40, se grafican los valores obtenidos para cada Lastre. Se entregan los ángulos de fricción (ϕ_{peak}) en función de la presión de confinamiento y la envolvente de falla característica para cada caso.

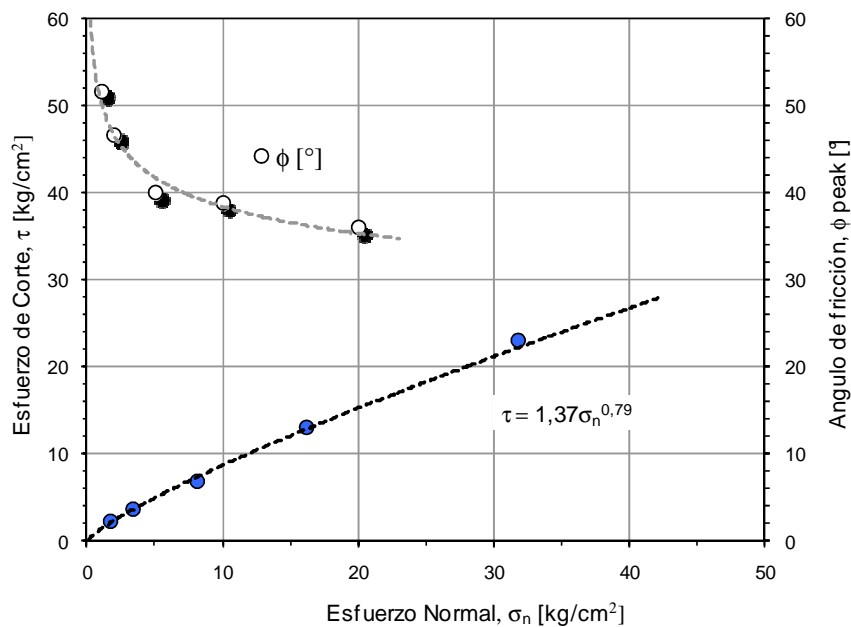


Figura 6.38 Envoltura de falla y ángulo de fricción interna - Lastre Natural

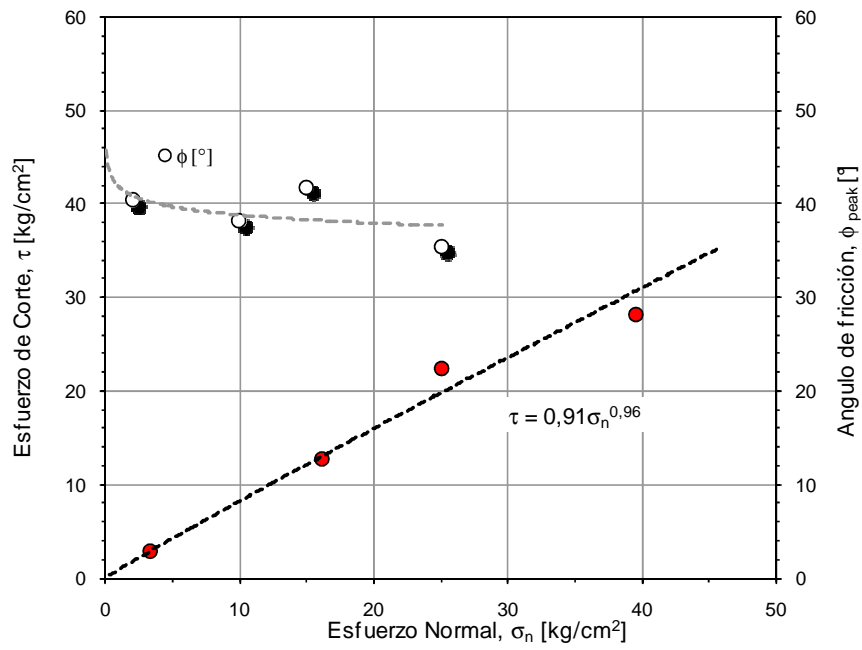


Figura 6.39 Envoltente de falla y ángulo de fricción interna - Lastre Lixiviado

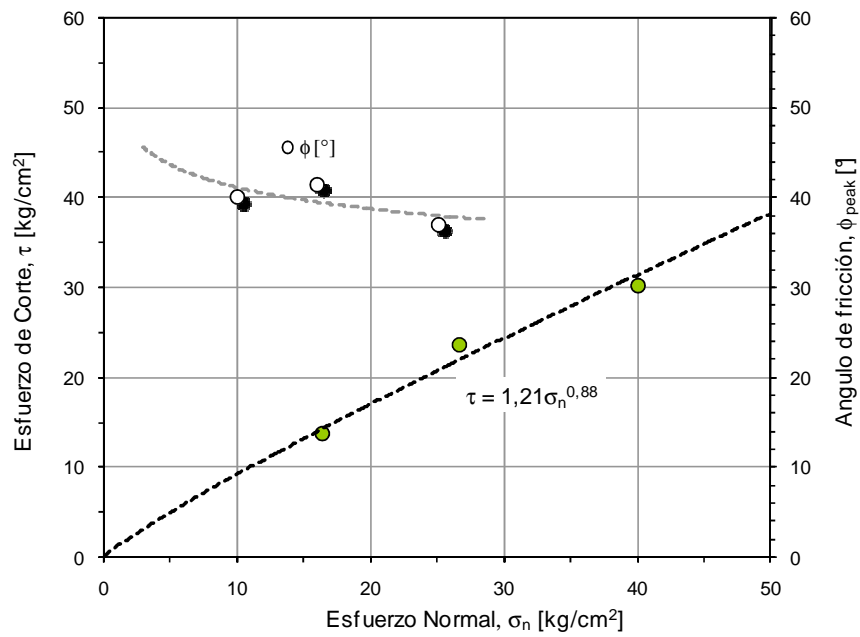


Figura 6.40 Envoltente de falla y ángulo de fricción interna - Lastre Chancado

En las figuras anteriores, se puede ver que la variación de ϕ_{peak} es decreciente a medida que aumenta la presión de confinamiento, en mayor o menor medida dependiendo del material ensayado. A bajas presiones de confinamiento como 1 y 2 kg/cm² el Lastre Natural, alcanza valores del orden de 52° a 47°. Por otra parte, par a presiones de 2 kg/cm² en el Lastre Lixiviado, llegamos a valores de ángulos de fricción de 40°, resultado que estaría ligado al desgaste superficial de las partículas más que la presión de confinamiento aplicada, donde dicho desgaste favorecería el deslizamiento entre partículas y disminuiría la resistencia a la trabazón entre éstas.

En la Figura 6.39, correspondiente al Lastre Lixiviado, se observa que el tercer valor de ϕ_{peak} alcanza un valor por sobre lo proyectado por el resto de los ensayos, indicando que pudiera haber existido alguna posible anomalía en la confección de la probeta o procedimiento de ensayo. Además, se advierte poca variación de los valores obtenidos de fricción, lo que resulta en una envolvente de falla relativamente lineal, tal como lo advierte el exponente b cercano a uno del modelo potencial.

En el Lastre Chancado (Figura 6.40) no es posible inferir con certeza el inicio de la envolvente de falla, pero de todas forma se obtiene valores de fricción que disminuyen a medida que la presión de confinamiento aumenta.

En las tres envolventes de falla se asume que estas pasan por el origen, para lo cual el modelo potencial arrojaría valores elevados del ángulo de fricción a bajas presiones de confinamiento, llegando a valores como los obtenidos en el Lastre Natural e incluso mayores. De seguro si se ensayan probetas a presiones de confinamiento menores a 1 kg/cm² se obtendrán resistencias aún mayores, pero estas estarán influenciadas por la dilatancia que se produce en el ensayo incluso en un material suelto.

Al situar los resultados obtenidos dentro de un contexto general de ensayos triaxiales de gran tamaño como los descritos en las Figura 5.5 y Figura 5.6, resulta interesante ver como materiales de un origen similar (rocas ígneas) como es la Diorita del Infiernillo, tengan un comportamiento relativamente semejante bajo los 10 kg/cm² de tensión normal (Figura 6.41). Por otra parte, la Diorita del Infiernillo tiene una distribución granulométrica (Figura 5.6) prácticamente igual a la del Lastre Chancado, lo cual nos permite tener un buen parámetro de comparación, no obstante los valores obtenidos en el Lastre Chancado resultan ser entre 5° y 8° mayores tal como se ve en la Figura 6.42.

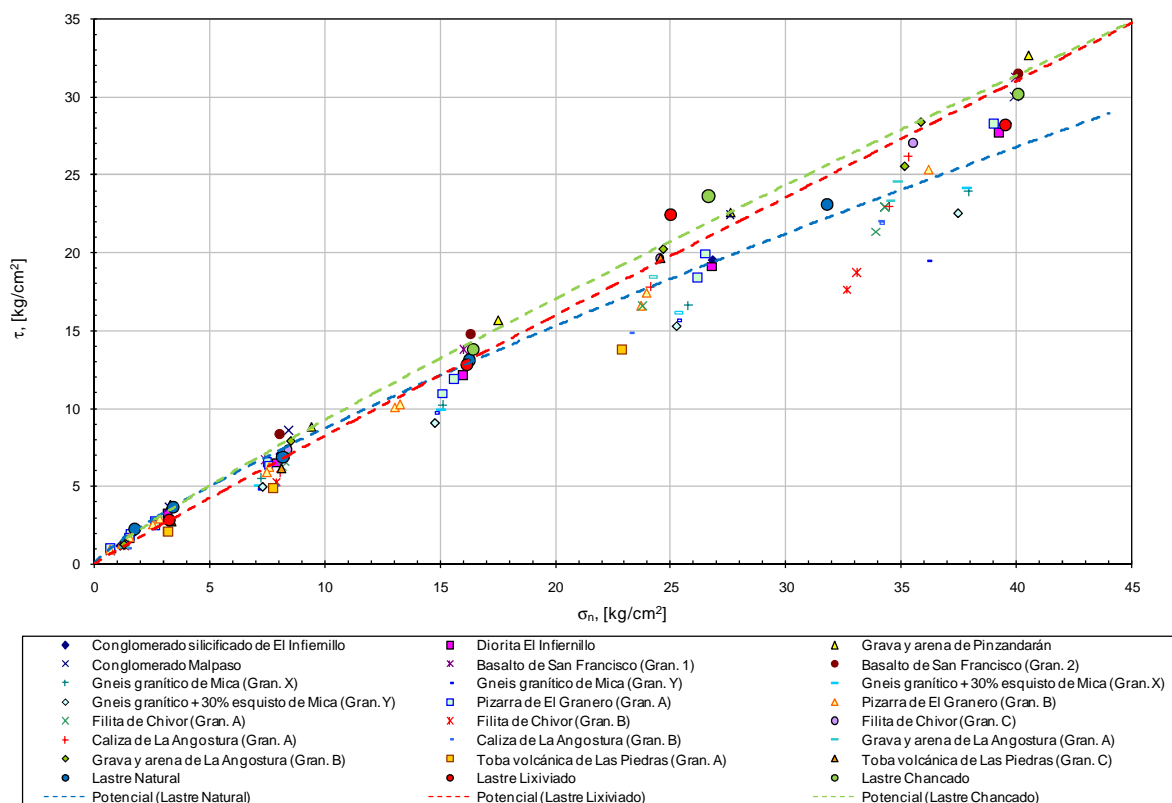


Figura 6.41 Envoltura de falla y ángulo de fricción interna - Lastre Chancado

Por sobre los 10 kg/cm² de tensión normal, las resistencias de los Lastres se ven más influenciado por las presiones de confinamiento, lo que resulta en mayor dispersión para iguales presiones. De hecho, es posible ver que las resistencias del Lastre Natural se sitúan bajo la curva de ensayos definida por Leps (1970) para enrocados de resistencia promedio. Por el contrario, el Lastre Chancado se sitúa por sobre dicha curva para sus tres muestras ensayadas, resultados esperado al considerar que los análisis de resistencia individuales de partículas muestran que el Lastre Chancado está compuesto por partículas más resistentes que los otros dos Lastres.

En cuanto al Lastre Lixiviado, la muestra ensayada a 15 kg/cm² de presión de confinamiento, provoca que el comportamiento del material obtenga un alza de la resistencia en la medida que aumentamos la presión de confinamiento, lo que nos acerca a la obtenida en el Lastre Chancado para una tensión normal sobre los 40 kg/cm². De haber obtenido una resistencia menor, lo más esperable es que la curva en la Figura 6.41 bajara y quedara por bajo la obtenida en el Lastre Natural.

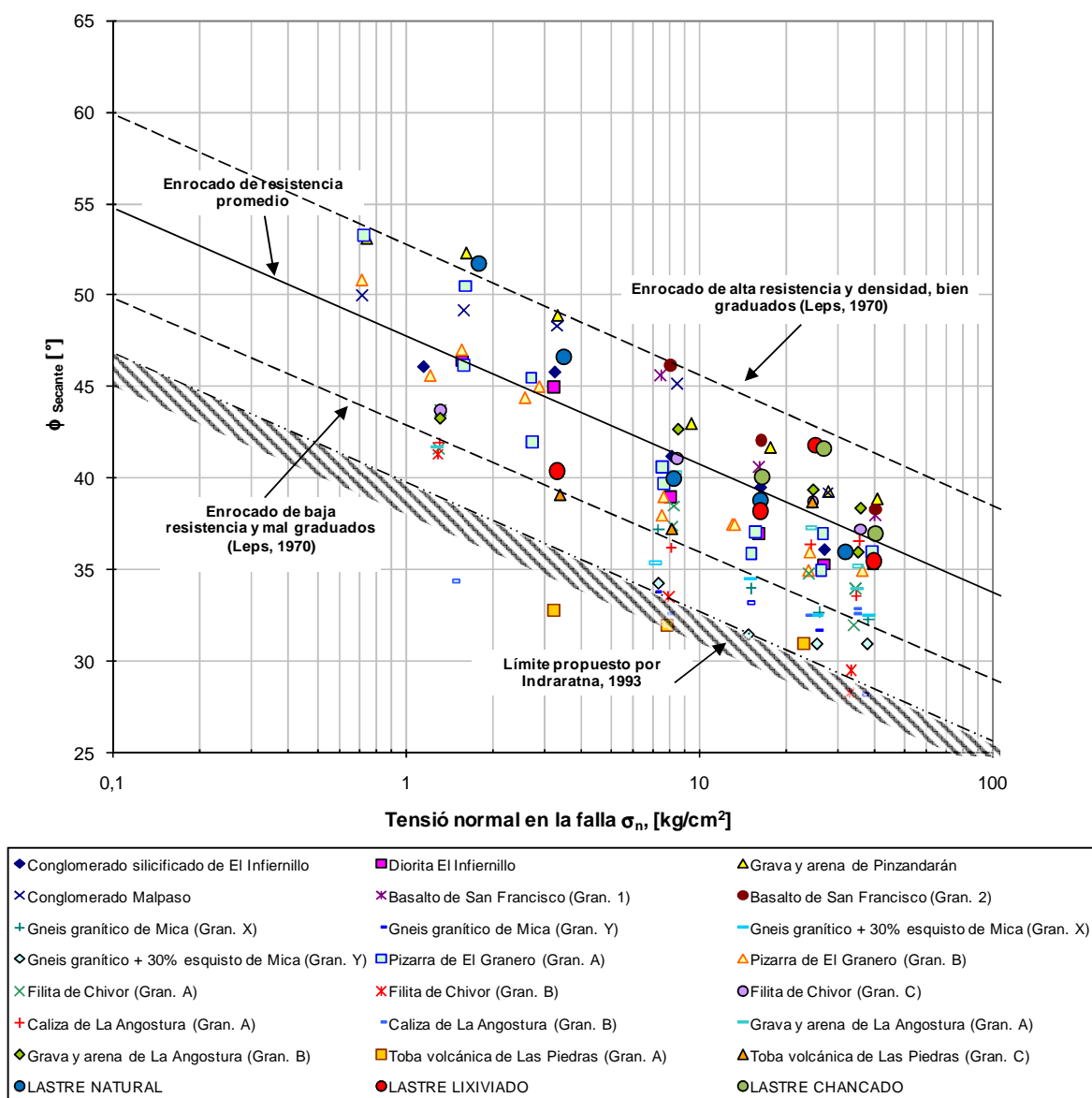


Figura 6.42 Envoltorio de falla y ángulo de fricción interna - Lastre Chancado

6.5 EVALUACION DE LA ROTURA DE PARTICULAS EN LASTRES

En la sección anterior se obtuvieron envoltorios de falla no lineales donde, a medida que aumentaba la presión de confinamiento el ángulo de fricción peak disminuía, registrando la mayor caída a bajas presiones de confinamiento. Comúnmente este fenómeno se atribuye a la rotura de partículas donde la principal herramienta para cuantificarla es el análisis de la granulometría pre y post ensayo para todas las presiones de confinamiento involucradas.

En la presente sección se muestran diferentes gráficos que buscan interpretar y cuantificar el fenómeno de rotura expuesto en la sección 2.4.

En la Figura 6.43, Figura 6.44 y Figura 6.45 se resumen las granulometrías del Lastre Integral (curva segmentada de color negro), muestras a ensayar de Lastres Natural, Lixiviado y Chancado (curva segmentada de color azul, rojo y verde respectivamente) y curvas post ensayo para cada una de las presiones de confinamiento definidas.

En una primera comparación entre las metodologías de escalamiento, se advierte que la granulometría del Lastre Chancado (metodología de corte) mantiene los tamaños de partículas bajo 4 pulgadas respecto al Lastre Integral y modifica las de mayor tamaño por aquellas que según se verificó con la Figura 6.14 tendrían mayor resistencia al ser de menor tamaño. Por otro lado, las otras dos metodologías (homotética) que modifican totalmente el esqueleto de la muestra, generan una mayor incidencia de material fino.

La Figura 6.46, Figura 6.47 y Figura 6.48 resumen la variación en los tamaños para los principales indicadores del porcentaje que pasa ($D_{n\%}$), para cada granulometría a medida que aumenta la presión de confinamiento, resultando en una tendencia lineal en los gráficos semilogarítmico.

La Figura 6.49, Figura 6.50 y Figura 6.51 muestran cada tamiz utilizado para representar los Lastres ensayados y de qué manera los porcentajes retenidos en los tamices varían a medida que aumenta la presión de confinamiento. Esta variación resulta ser a la baja en aquellos tamices que involucran las partículas de mayor tamaño y un aumento en las de menor tamaño, e identificando claramente en los tres Lastres un tamiz donde el porcentaje retenido no varía mayormente, lo que representa una transición entre el aumento y disminución de éste. Para el caso de los Lastre Natural y Lixiviado escalados por medio de una curva homotética, el quiebre resulto ser en el tamiz $\frac{3}{4}$ " para ambos casos. Para el Lastre Chancado este quiebre se desplaza hacia un tamaño mayor (tamiz de 2"), influenciado por la metodología de escalamiento por corte, la cual incorpora partículas de mayor tamaño que las anteriores. Es interesante ver en este último caso como las partículas por sobre 4 pulgadas, tiene una variación sustancialmente mayor cayendo en promedio 5% con el ensayo de 10 kg/cm² de presión de confinamiento, fenómeno que no se observa a igual presión en los otros Lastres.

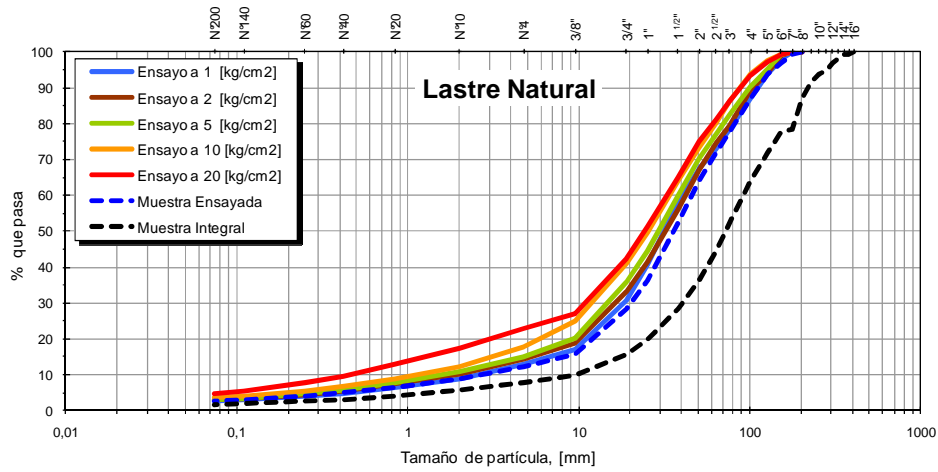


Figura 6.43 Curvas granulométricas post ensayo triaxial - Lastre Natural

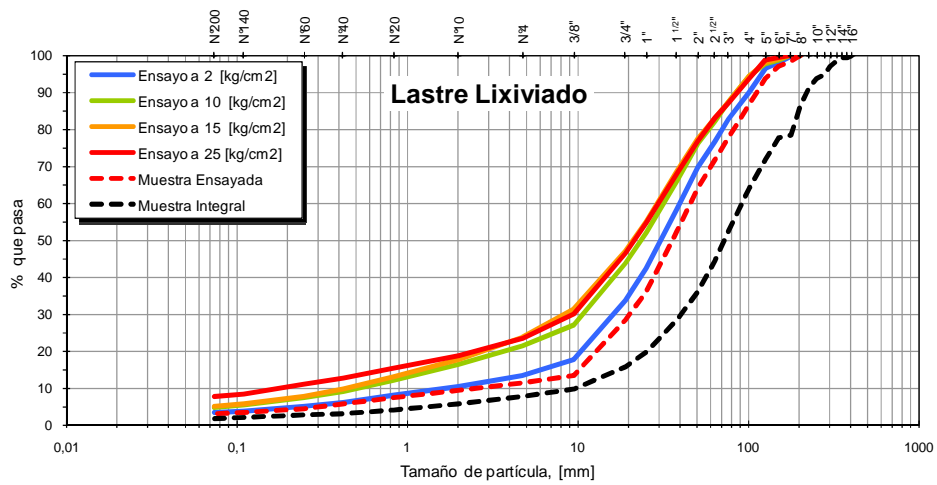


Figura 6.44 Curvas granulométricas post ensayo triaxial - Lastre Lixiviado

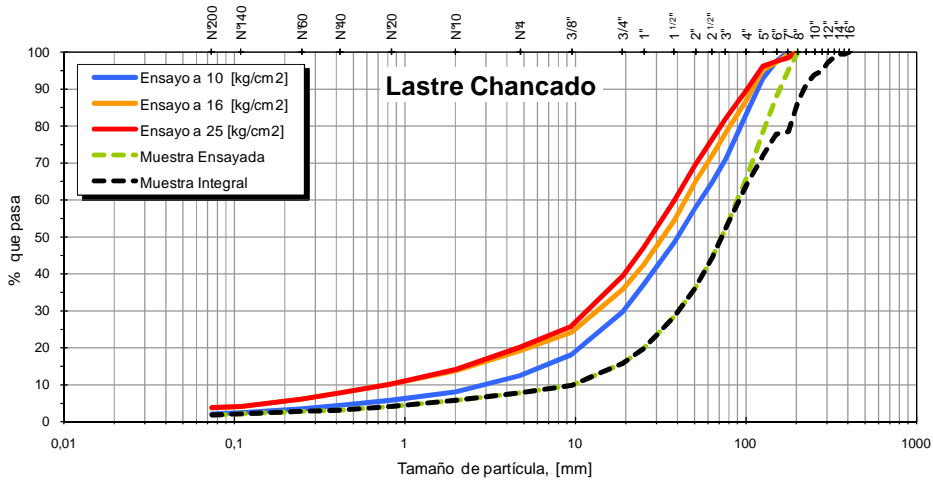


Figura 6.45 Curvas granulométricas post ensayo triaxial - Lastre Chancado

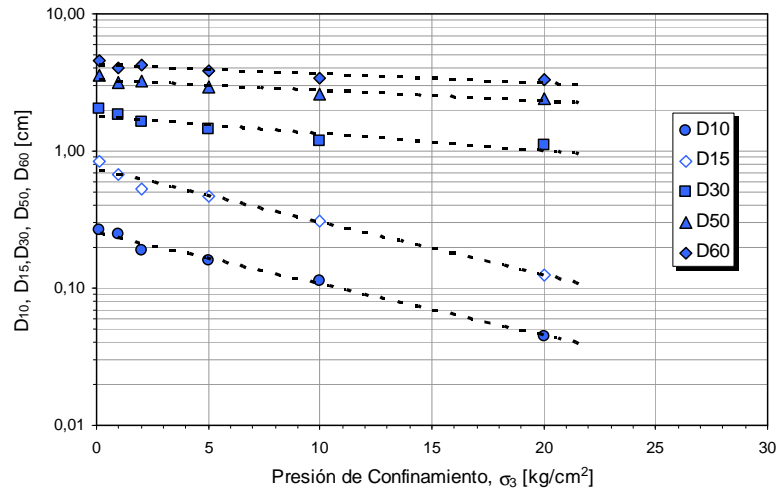


Figura 6.46 Variación de tamaños con la presión de confinamiento - Lastre Natural

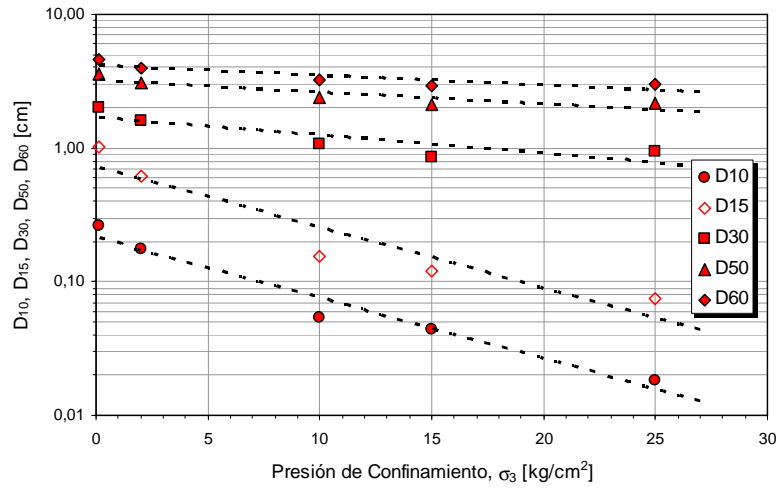


Figura 6.47 Variación de tamaños con la presión de confinamiento - Lastre Lixiviado

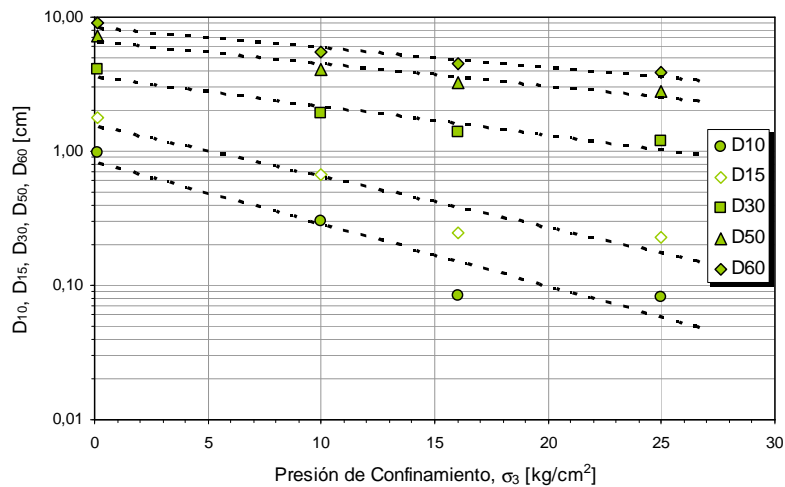


Figura 6.48 Variación de tamaños con la presión de confinamiento - Lastre Chancado

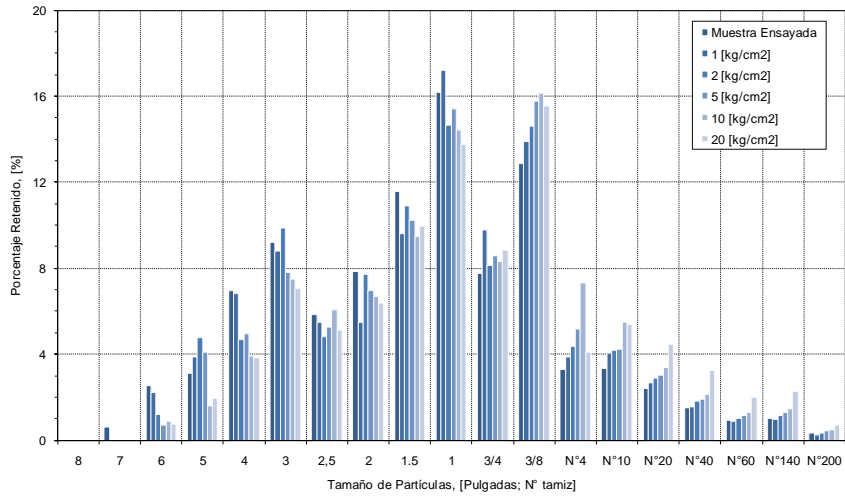


Figura 6.49 Porcentaje retenido por tamaño, para cada presión de confinamiento - Lastre Natural

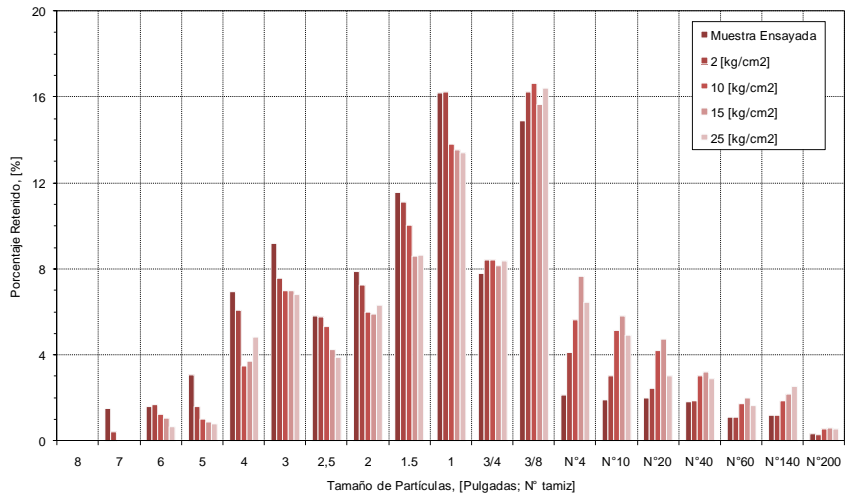


Figura 6.50 Porcentaje retenido por tamaño, para cada presión de confinamiento - Lastre Lixiviado

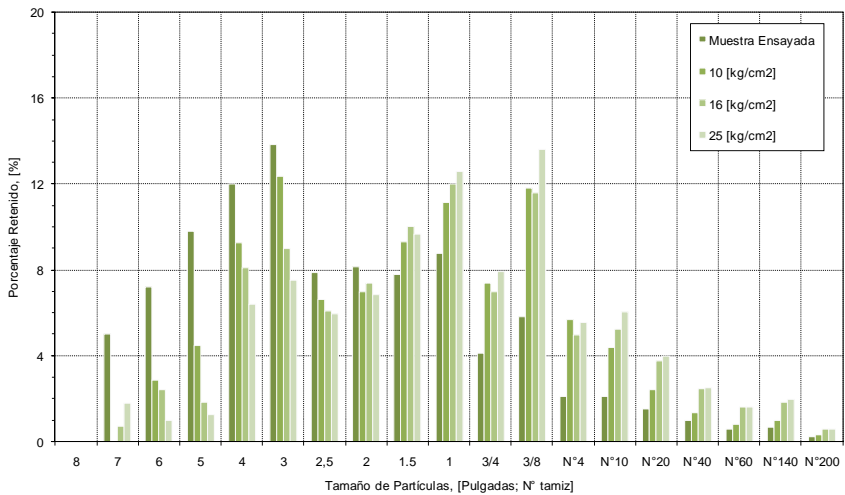


Figura 6.51 Porcentaje retenido por tamaño, para cada presión de confinamiento - Lastre Chancado

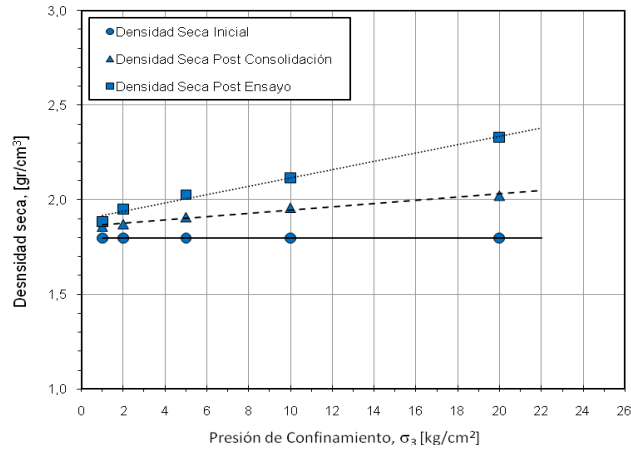


Figura 6.52 Variación de la densidad seca con la presión de confinamiento - Lastre Natural

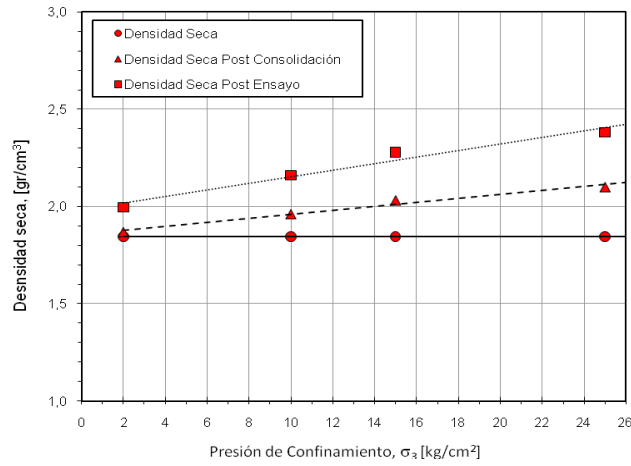


Figura 6.53 Variación de la densidad seca con la presión de confinamiento - Lastre Lixiviado

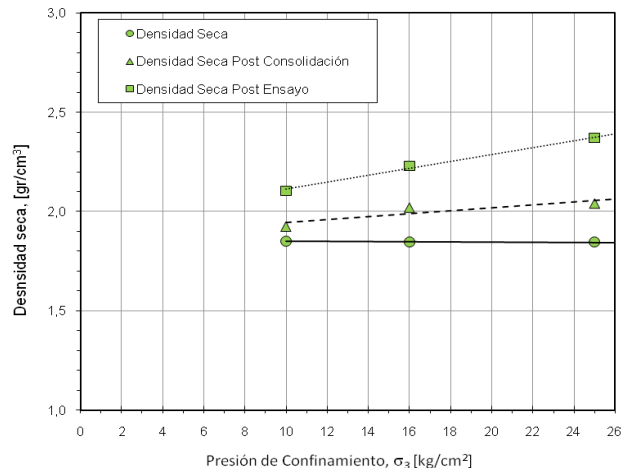


Figura 6.54 Variación de la densidad seca con la presión de confinamiento - Lastre Chancado

La Figura 6.52, Figura 6.53 y Figura 6.54 muestran la variación de la densidad seca para cada presión de confinamiento. Se advierte que las densidades están por sobre lo pronosticado en la Tabal 5.1. El cambio de pendiente de un estado de consolidación hasta el de falla se relaciona con la rotura de partículas, el cual genera el cambio de la granulometría y aumento en la densidad.

Con el objetivo de cuantificar y poder comparar el nivel de rotura de las muestras se utilizaron algunos de los coeficientes definidos en la sección 2.4, donde autores como Marsal y su coeficiente de rotura B_g resulta ser uno de los más comúnmente utilizados para dicho fin. Los coeficientes se exponen en las Figura 6.55 a Figura 6.61 en función de la presión de confinamiento.

La Figura 6.55 y Figura 6.56 utilizan los coeficientes de uniformidad y curvatura respectivamente. Para las curvas de coeficiente de uniformidad, un aumento de este significa un alejamiento del D_{60} respecto al D_{10} , lo que resulta en una mejora de la graduación del material a medida que la presión de confinamiento aumenta, tal cual sucede con el Lastre Lixiviado. Pero en conjunto con el coeficiente de curvatura, el cual al registrar un aumento, solo nos indica que el material empeora su graduación con el aumento de presión de confinamiento.

La Figura 6.57 representa la variación en escala logarítmica del coeficiente D_{10}^2 , índice utilizado para estimar la permeabilidad de un medio granular. En él se ve que el Lastre Lixiviado genera partículas de menor tamaño a igual presión de confinamiento, considerando que el Lastre Natural tiene la misma granulometría inicial. Este fenómeno va de la mano con lo obtenido en la Figura 6.2, donde mediante un ensayo de desgaste se obtuvo también una gran cantidad de pérdida de masa transformada en material fino.

Tal como se menciono anteriormente, un índice que comúnmente se utiliza es el B_g de Marsal, (Figura 6.58). Con él, el Lastre Chancado resulta tener los mayores valores de rotura y al ser un material escalado por corte, la matriz de partículas constituyentes es más gruesa, razón por la cual también se espera una mayor rotura de partículas. No obstante cualquier disminución de tamaños más allá de la curva inicial no es incorporada en el cálculo del parámetro B_g , lo que lo convierte en un coeficiente no lo suficientemente robusto.

La Figura 6.59 y Figura 6.60 muestran otras dos metodologías de evaluación de la rotura de partículas, las cuales se basan en áreas potenciales de falla y cambio entre la curva inicial y final de las granulometrías. Al igual que el índice B_g , estas obtiene iguales resultados en términos de cual lastre genera mayor rotura, dejando el Lastre Chancado como aquel que mayor rotura produce. Además, se advierte la misma caída del valor a medida que la presión de confinamiento aumenta.

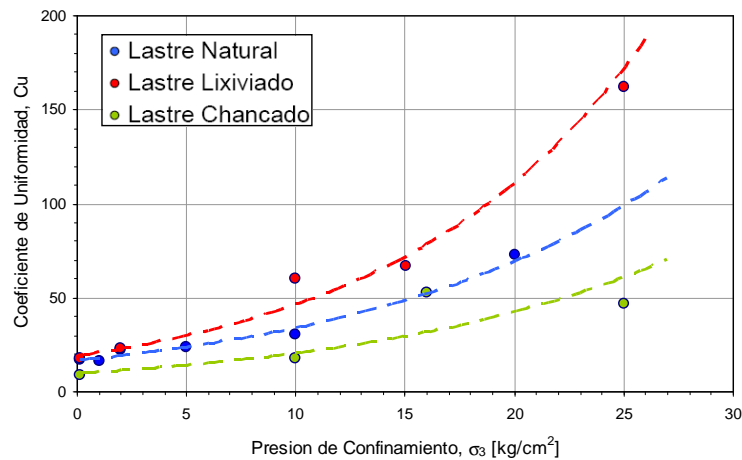


Figura 6.55 Variación del coeficiente de uniformidad C_u / Presión de confinamiento

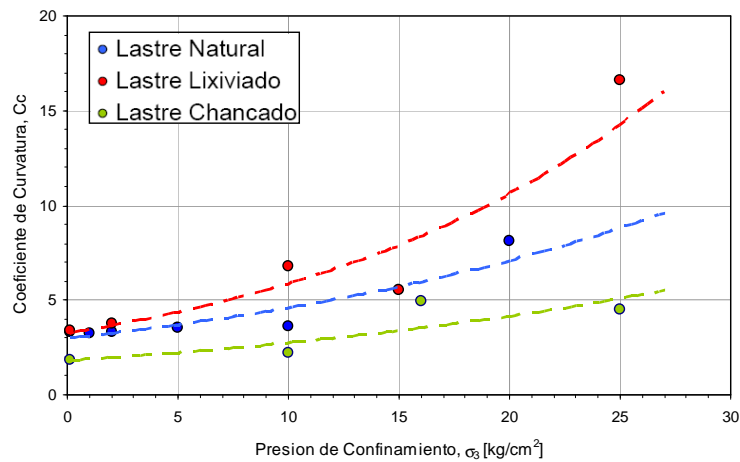


Figura 6.56 Variación del coeficiente de curvatura C_c / Presión de confinamiento

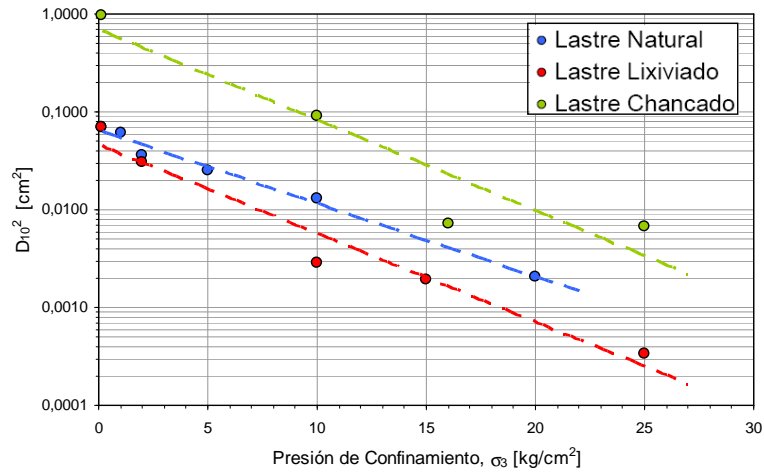


Figura 6.57 Variación del coeficiente D_{10}^2 / Presión de confinamiento (Hazen, 1911)

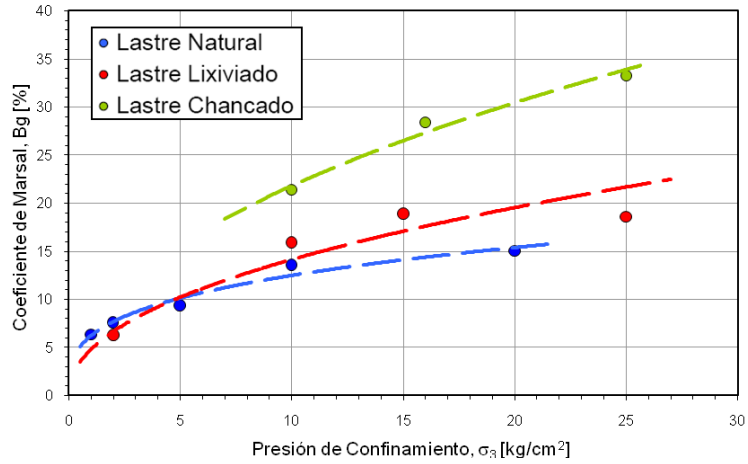


Figura 6.58 Variación del coeficiente rotura B_g / Presión de confinamiento (Marsal, 1967)

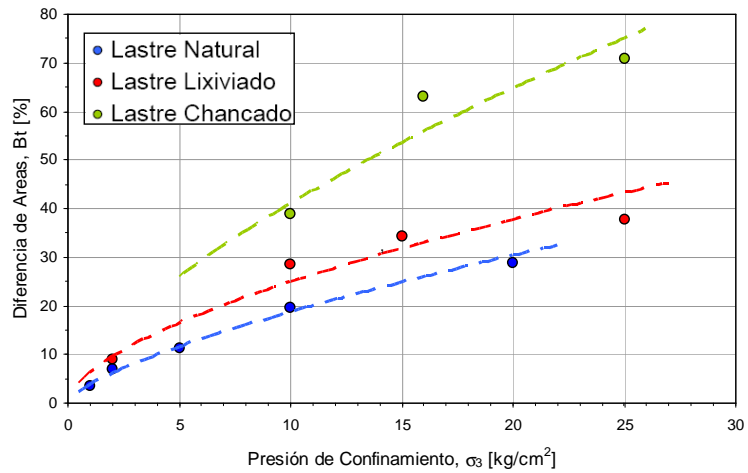


Figura 6.59 Variación del coeficiente de rotura total B_t / Presión de confinamiento (Hardin, 1985)

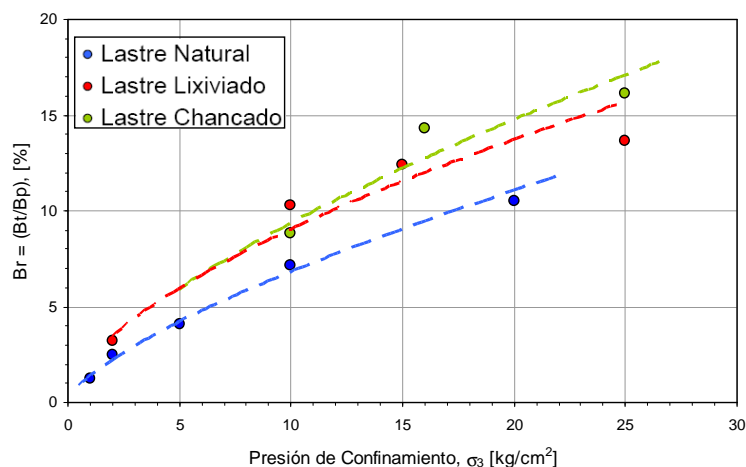


Figura 6.60 Variación del coeficiente de rotura relativa Br / Presión de confinamiento (Hardin, 1985)

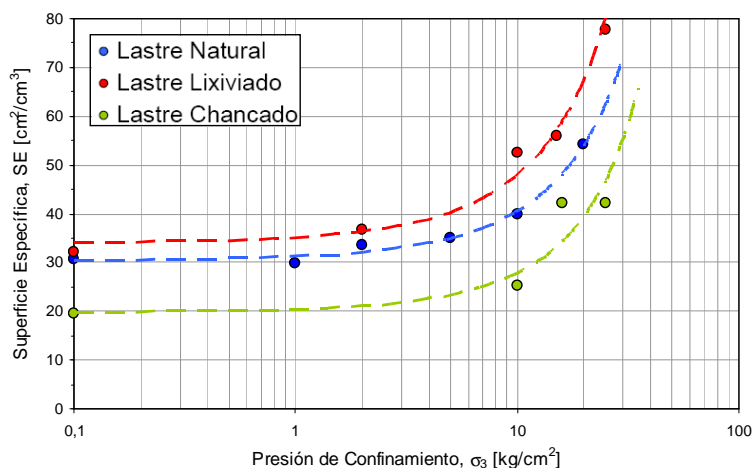


Figura 6.61 Variación de la superficie específica / Presión de confinamiento

Otro coeficiente que representa la rotura de partículas, poco utilizado en la literatura, es el que presenta la Figura 6.61 donde aparece la superficie específica en función de la presión de confinamiento en escala semilogarítmica. En la figura se ve claramente como la generación de finos del Lastre Lixiviado aporta al índice, generando mayor área por volumen de muestra, situándolo por sobre los otros dos Lastres. Para el Lastre Chancado queda claro que al tener mayor concentración de partículas de mayor tamaño se generan mayores vacíos entre las partículas con lo cual la superficie contenida por unidad de volumen resulta menor.

Finalmente, la Figura 6.62 muestra las curvas de deformación volumétrica cuando el esfuerzo de corte es máximo en función de la presión de confinamiento en cada uno de las muestras ensayadas de Lastre. En ella se ve como la deformación volumétrica, para el

esfuerzo máximo, cae a valores más altos en el caso del Lastre Natural para esfuerzos de confinamiento altos, no así para el Lastre Lixiviado donde a bajas presiones de confinamiento presenta mayor deformación volumétrica, aumentando a medida que la presión e confinamiento crece pero en menor medida que los otros Lastres.

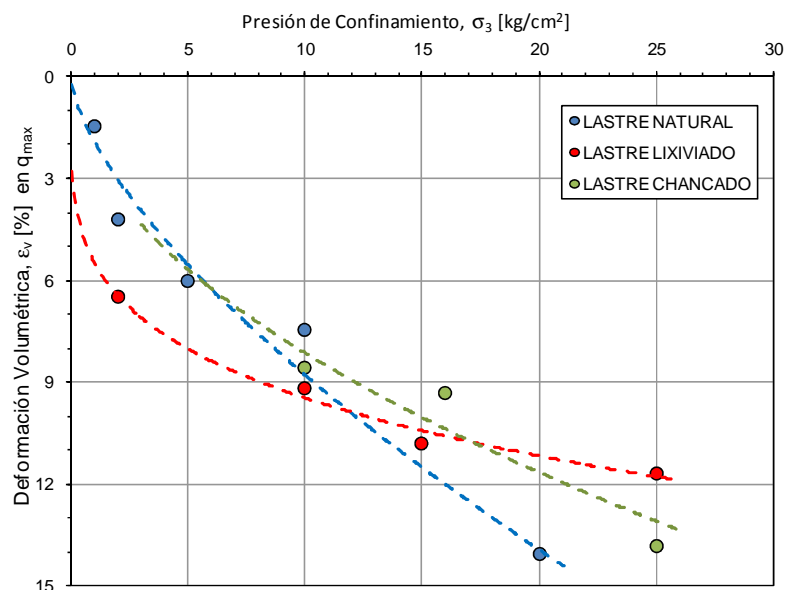


Figura 6.62 Deformación volumétrica cuando el esfuerzo de corte es máximo / Presión de confinamiento

Por último, es importante mencionar que un bajo porcentaje de la rotura de partículas se genera bajo los caps, lugar donde se produce una concentración de tensiones importantes. El Apéndice E contiene imágenes que muestran el fenómeno de la rotura de partículas para los tres materiales ensayados.

6.6 MODULO DE DEFORMACIÓN EN EL ENSAYO TRIAXIAL GIGANTE

Al determinar el módulo inicial de deformación (E_i) directamente de los resultados obtenidos, se encontraron valores bajos para este tipo de material granular. Si tomamos en cuenta que el registro de datos a pequeñas deformaciones (0,02%) del triaxial gigante no es preciso a esa escala, obteniendo valores de módulos más bajos de lo real.

En la búsqueda de un modelo que represente el comportamiento, se utilizó el modelo hiperbólico y Ramberg-Hosgood. Ambos resumen sus resultados en el Apéndice B.

Utilizar cualquiera de los dos modelos requiere ajustar la curva para una zona en particular, ya que ellos no se adecuan al 100% de la curva tensión deformación. Es por ello que para representar el modulo de deformación más adecuado, se utilizó el módulo E_{50} , el cual se determina donde se desarrolla el 50% de la tensión máxima en las curvas tensión-deformación presentadas en la sección 6.3.

Los resultados se presentan en las Tabla 6.5, Tabla 6.6 y Tabla 6.7 para los Lastres, con sus correspondientes graficas en la Figura 6.63, Figura 6.64 y Figura 6.65, dejando siempre la variable en función de la presión de confinamiento. En los tres materiales, se incluye el módulo correspondiente para cada modelo constitutivo, de tal forma de ver cual modelo se ajusta más al ensayo triaxial.

Tabla 6.5 Resumen módulos de deformación E_{50} – Lastre Natural

σ_3 kg/cm ²	E_{50} - Ensayo kg/cm ²	E_{50} – Hip. kg/cm ²	E_{50} – R.O. kg/cm ²
1,0	138,50	107,12	112,70
2,0	129,85	146,65	151,19
5,0	201,19	237,68	227,68
10,0	347,95	351,12	311,52
20,0	546,98	492,65	431,03

Tabla 6.6 Resumen módulos de deformación E_{50} – Lastre Lixiviado

σ_3 kg/cm ²	E_{50} - Ensayo kg/cm ²	E_{50} – Hip. kg/cm ²	E_{50} – R.O. kg/cm ²
2,0	94,20	97,59	99,78
10,0	319,52	332,23	311,63
15,0	424,01	467,54	425,77
25,0	594,97	699,14	629,36

Tabla 6.7 Resumen módulos de deformación E_{50} – Lastre Chancado

σ_3 kg/cm ²	E_{50} - Ensayo kg/cm ²	E_{50} – Hip. kg/cm ²	E_{50} – R.O. kg/cm ²
10,0	395,91	513,33	501,75
16,0	686,49	741,38	730,66
25,0	732,69	1058,78	1048,82

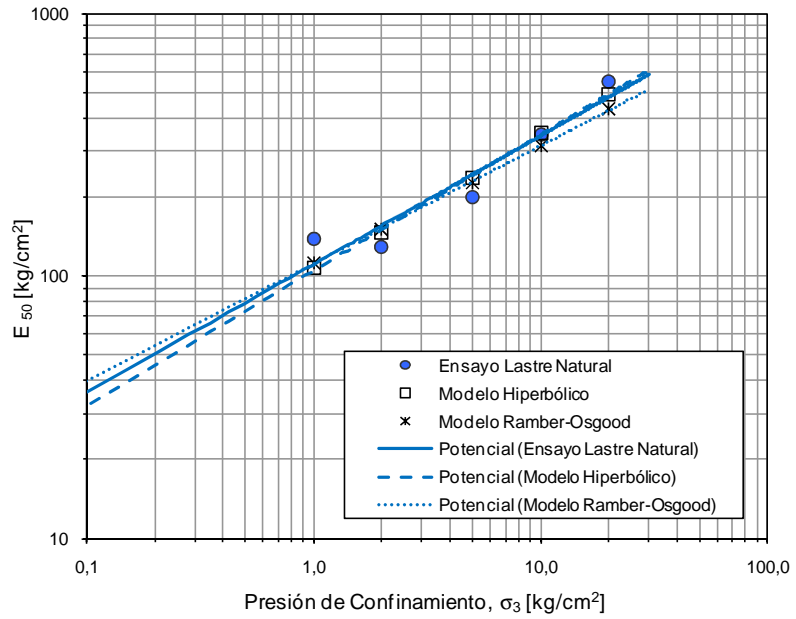


Figura 6.63 Variación del modulo secante E_{50} - Lastre Natural

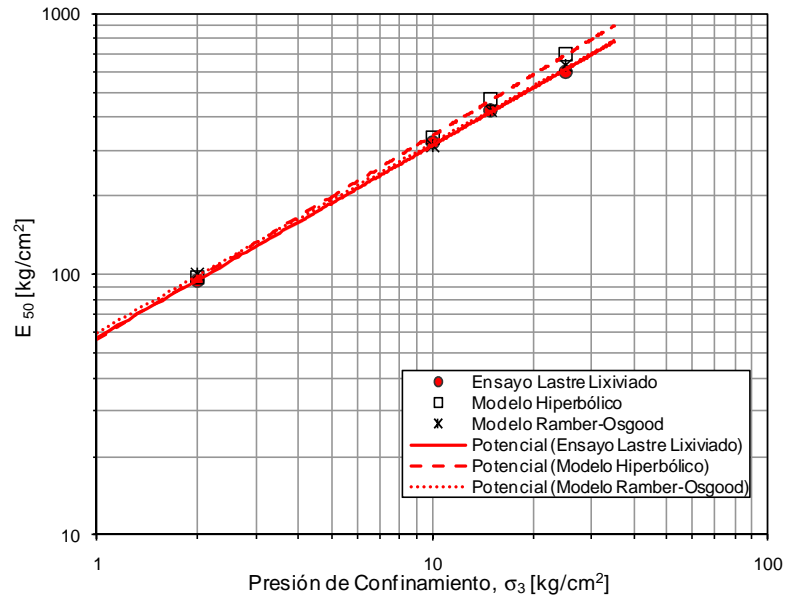


Figura 6.64 Variación del modulo secante E_{50} - Lastre Lixiviado

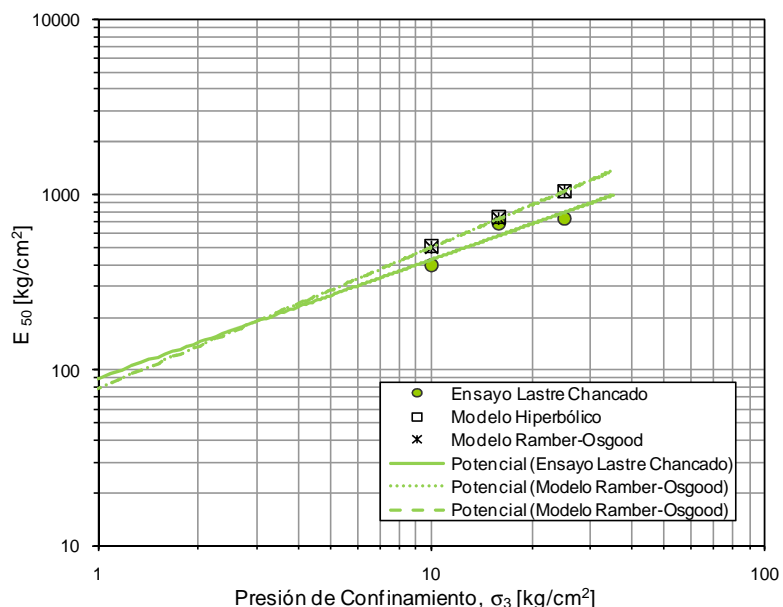


Figura 6.65 Variación del modulo secante E₅₀ - Lastre Chancado

De las figuras anteriores se puede observar una buena aproximación de los modelos al modulo E₅₀ para los tres Lastres. Además, entre los modelos utilizados la diferencia es menor. Las diferencias más significativas se ven en el Lastre Chancado Figura 6.65, donde el ensayo entrega un valor de E₅₀ más bajo que los modelos. Por el contrario el Lastre Lixiviado presenta las menores diferencias y el Lastre Natural pasa de valores bajo lo ensayado para luego terminar por sobre ellos.

6.7 COMPORTAMIENTO FRICCIONAL BAJO ALTAS PRESIONES

El objetivo planteado para este ensayo es verificar que el comportamiento de la fuerza de fricción resultante de aplicar crecientes fuerzas normales no posee un carácter lineal y más bien se verifique la disminución de ésta a medida que las superficies son sometidas a una mayor fuerza normal.

Resultado del estudio se obtuvieron gráficos como el presentado en la Figura 6.66. En él se grafican dos series de ensayos sometidos a una misma fuerza normal. Se puede observar que independiente de la superficie expuesta de contacto, el comportamiento friccional es semejante en una primera etapa del deslizamiento.

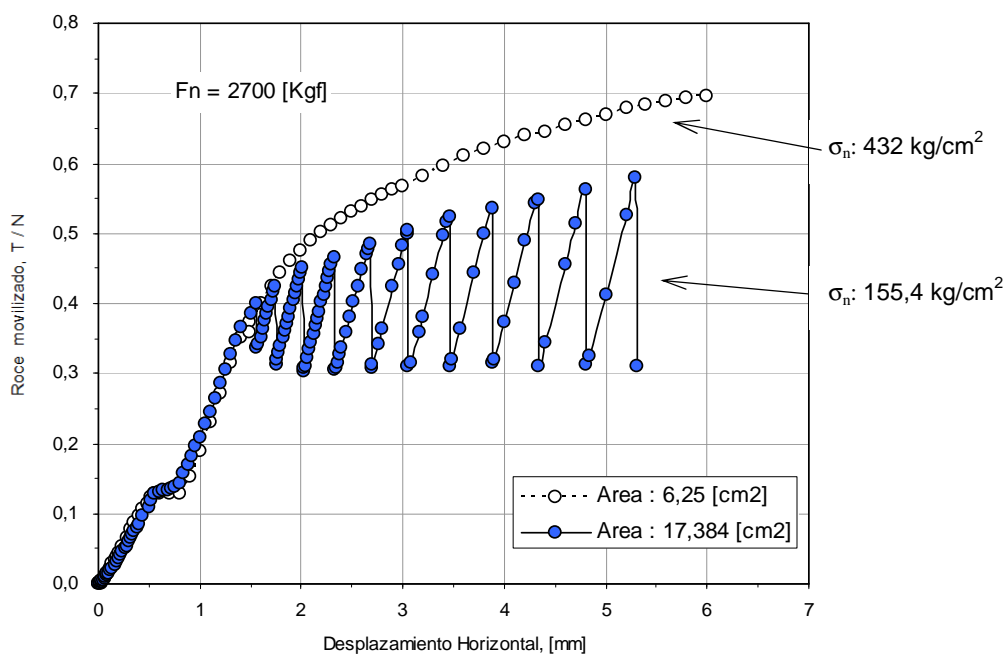


Figura 6.66 Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo, con una carga normal fija.

Luego difiere producto de la tensión a la cual está sometida la muestra, que incluso llega en algunos casos al límite de resistencia propiamente tal de la roca. Pero es la primera parte del desplazamiento el que realmente importa ya que es la zona donde se desarrolla la fricción estática y dinámica, posteriormente la superficie genera contaminantes (desgaste) producto de la rotura de las pequeñas rugosidades, los cuales alteran el normal comportamiento de la fricción que provocan variaciones de la fricción.

En adelante se presenta de manera resumida los resultados obtenidos para las dos series de ensayos de fricción. Los primeros gráficos (Figura 6.67, Figura 6.68 y Figura 6.69) corresponde a las muestras de mayor área de contacto aparente ($17,4 \text{ cm}^2$). Las Figura 6.70, Figura 6.71 y Figura 6.72 muestran los resultados de los ensayos de la serie de menor área aparente de contacto ($6,3 \text{ cm}^2$). En el Apéndice C se encuentran en detalle el desarrollo del coeficiente de fricción para todas las cargas normales aplicadas sobre las muestras y de qué forma éste se desarrolla a medida que se produce el desplazamiento relativo entre las superficies.

En la Figura 6.67 aparecen cuatro curvas que representan el comportamiento resultante de inducir deslizamiento relativo entre superficies pulidas de roca bajo distintos niveles de fuerza normal, para diferentes etapas del proceso de deslizamiento. Se ve claramente como

la fuerza de fricción se deteriora y no mantiene una linealidad como la que erróneamente se asume al desglosar las componentes del ángulo de fricción y considerar la fricción pura como un valor constante, y atribuyéndole la pérdida de resistencia simplemente al fenómeno de rotura de partículas.

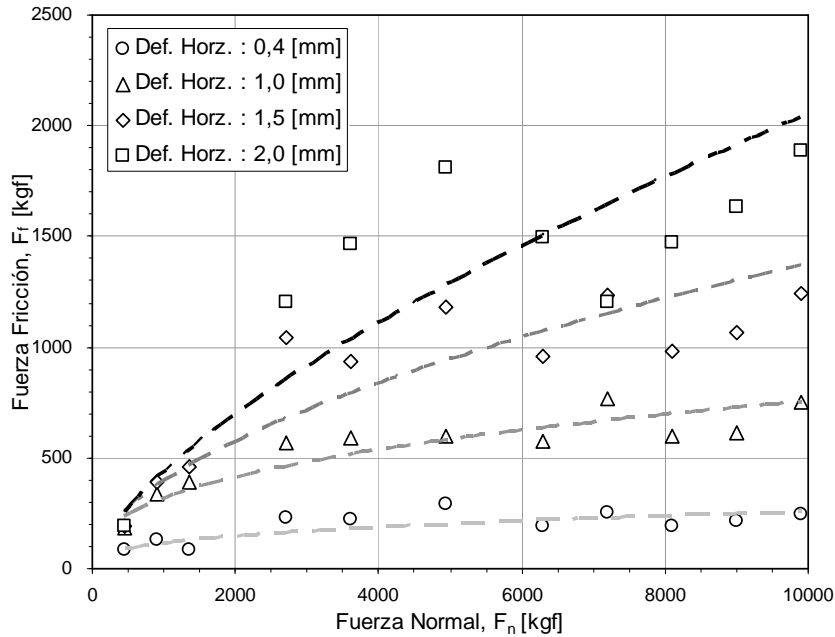


Figura 6.67 Variación de la fuerza friccional / Fuerza normal. Área de contacto: 17,4 cm²

Vemos que este comportamiento es independiente del área aparente de contacto tal como lo muestran las Figura 6.67 y Figura 6.70 al analizar los pequeños desplazamientos, donde los valores de fricción resultan ser semejantes en ambos casos.

La variación del coeficiente de fricción también analizado desde el punto de vista de intervalos de deslizamiento es presentado en las Figura 6.68 y Figura 6.71.

Un paralelo entre los ángulos de fricción pura en ambas series de ensayos son presentados en las Figura 6.69 y Figura 6.72.

En la Figura 6.66 se puede apreciar que la fricción desarrollada a mayor deformación aumenta en el caso de tener una superficie de contacto menor, producto del deterioro de la superficie y generación de contaminantes que a medida que continua el deslizamiento contribuyen al aumento de la fricción. Otros caso también se presentan en el Apéndice C.

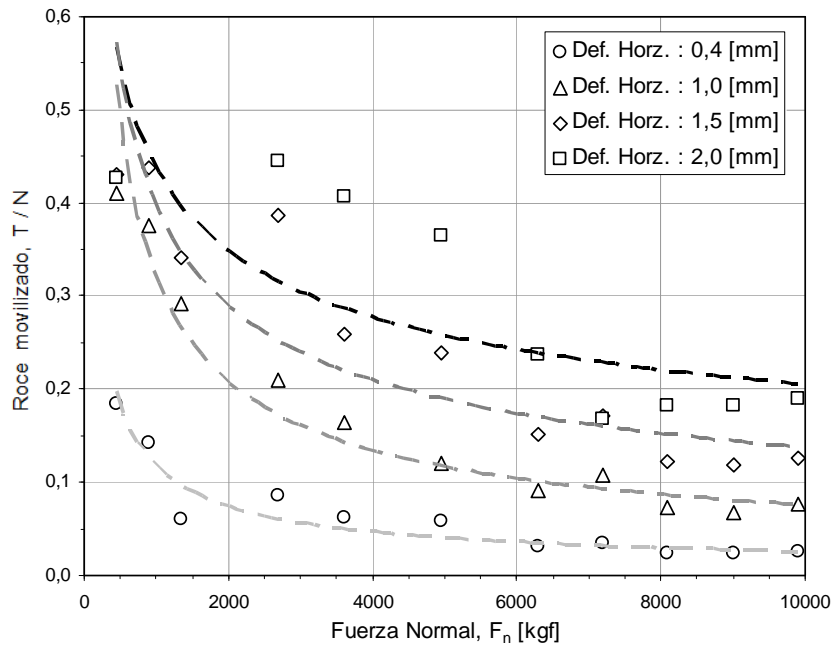


Figura 6.68 Variación del coeficiente friccional / Fuerza normal. Área de contacto: 17,4 cm²

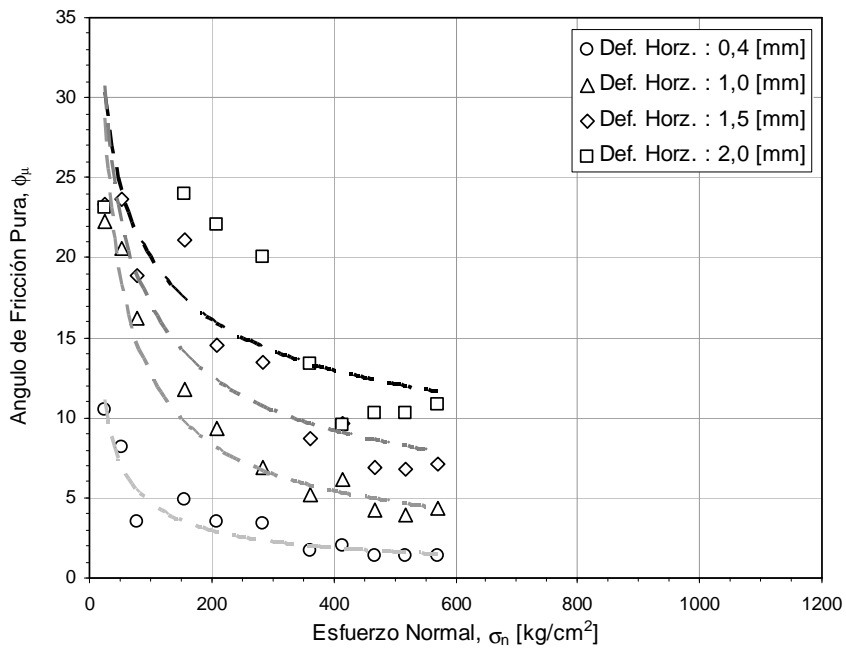


Figura 6.69 Variación del ángulo de fricción pura / Tensión normal. Área de contacto: 17,4 cm²

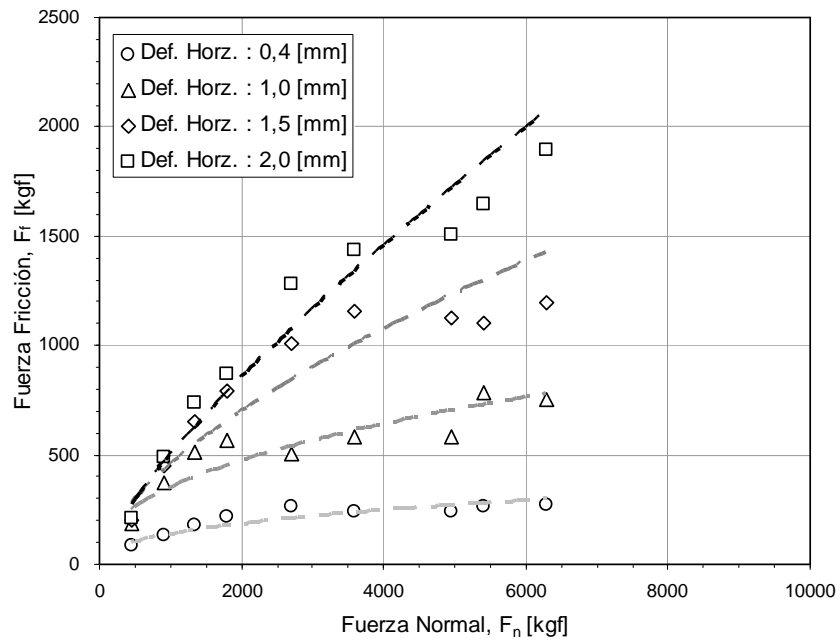


Figura 6.70 Variación de la fuerza friccional / Fuerza normal. Área de contacto: 6,3 cm²

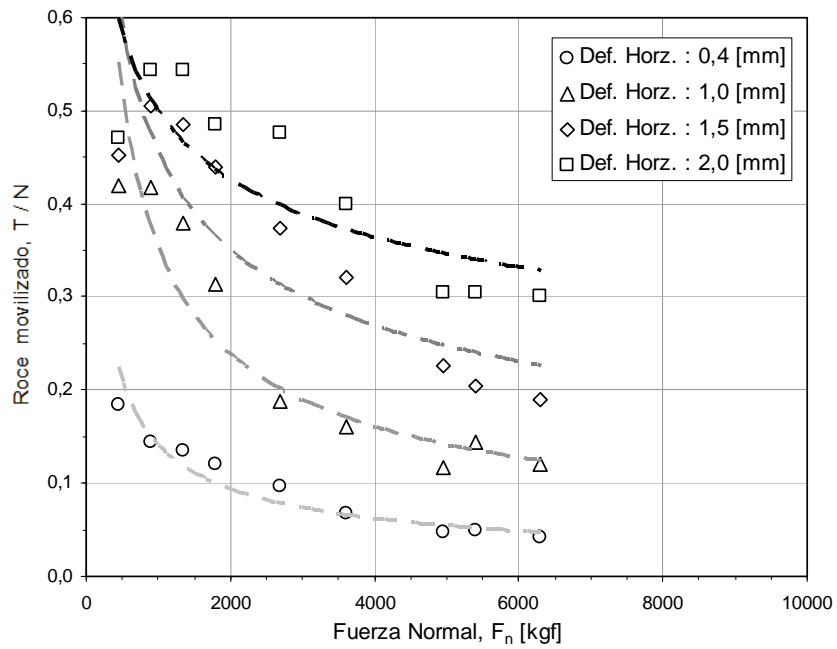


Figura 6.71 Variación del coeficiente friccional / Fuerza normal. Área de contacto: 6,3 cm²

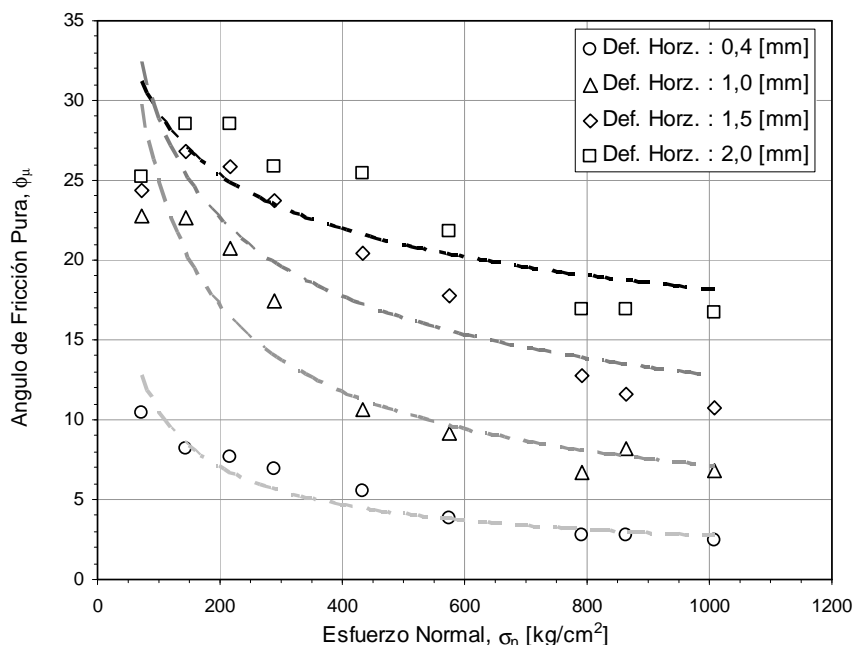


Figura 6.72 Variación del ángulo de fricción pura / Tensión normal. Área de contacto: 6,3 cm²

Tal como se expuso en el Capítulo 3, la fricción se encuentra asociada al fenómeno de desgaste producido entre superficies que se encuentran en movimiento, lo que favorece la formación de contaminantes y que en nuestro caso corresponde a salbanda o gouge, nombre dado al material fino formado entre las superficies de roca que deslizan.

De igual forma vimos que la fricción es considerada constante, reflejando las leyes de Leonardo da Vinci y Amontons donde la fuerza de fricción es proporcional a la carga normal e independiente del área de contacto. Sin embargo, con los ensayos expuestos anteriormente es posible notar que la fuerza de fricción varía a medida que las superficies en contacto se deslizan entre sí, presumiblemente debido al proceso de desgaste y al aumento de fuerza normal aplicada.

Valores de fricción para distintos tipos de roca han sido recolectados por Jaguer & Cook (1969), además de los entregados por Barton (1973), Ohnaka (1975), Barton & Choubey (1977), Byerlee (1978), Einstein & Dowding (1981) y Lockner (1995), (Figura 6.73).

Los rangos pueden variar entre 0,2 a 0,8 y mayormente los valores caen dentro de 0,4 a 0,7. No existe una clara dependencia con el tipo de roca, debido a las variaciones encontradas entre diversos trabajos sobre un tipo dado de roca, diferencia debida principalmente a los

contenidos de minerales presentes en cada tipo de roca ensayada. No obstante, para un esfuerzo normal bajo (menor a 20 Kg/cm^2), variaciones significativas surgen porque la fricción resulta ser sensiblemente dependiente de la rugosidad superficial (Barton, 1976; Byerlee, 1978).

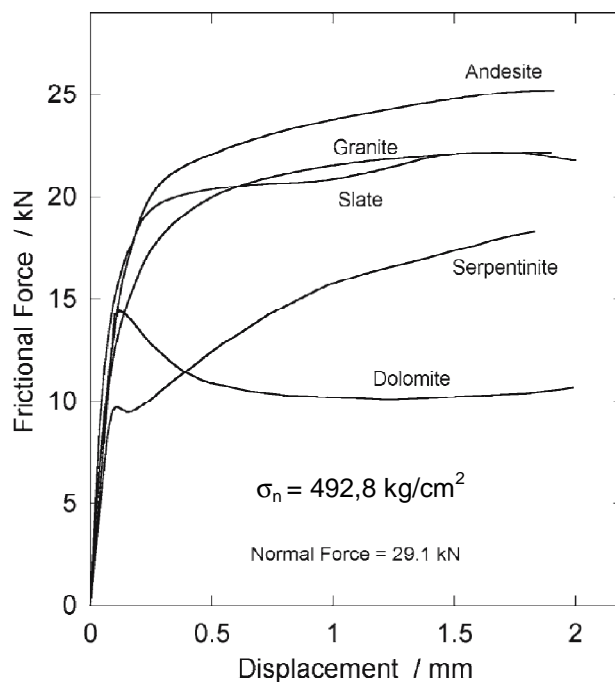


Figura 6.73 Variación de la fricción para distintos tipos de roca en función del deslizamiento. Área de contacto 600mm^2 (Ohnaka, 1975)

Es así como, al ver las muestras ensayadas al microscopio (Figura 6.74), es posible notar que independiente del nivel de esfuerzos al cual está sometida la muestra, se genera en mayor o menor medida, desgaste entre las superficies. Este desgaste se genera pese a tener superficies de contacto perfectamente pulidas, donde a simple vista o al tacto no es posible notar ningún tipo de rugosidad, y sin duda alguna a medida que aumentamos la carga normal, éste desgaste aumenta aún sin que la muestra ensayada sufra rotura.

Resulta de interés asociar la caída de la fricción pura obtenida en estos ensayos, al comportamiento obtenido en los ensayos triaxiales gigantes, en el cual tenemos un medio granular con un gran número de superficies de contacto que se encuentran sometidas a diferentes estados tensionales y que a medida que se producen desplazamientos relativos entre ellas se genera un desgaste superficial entre partículas, lo que modificaría los supuestos que indican que el ángulo de fricción pura permanece constante para cualquier nivel de presión de confinamiento.

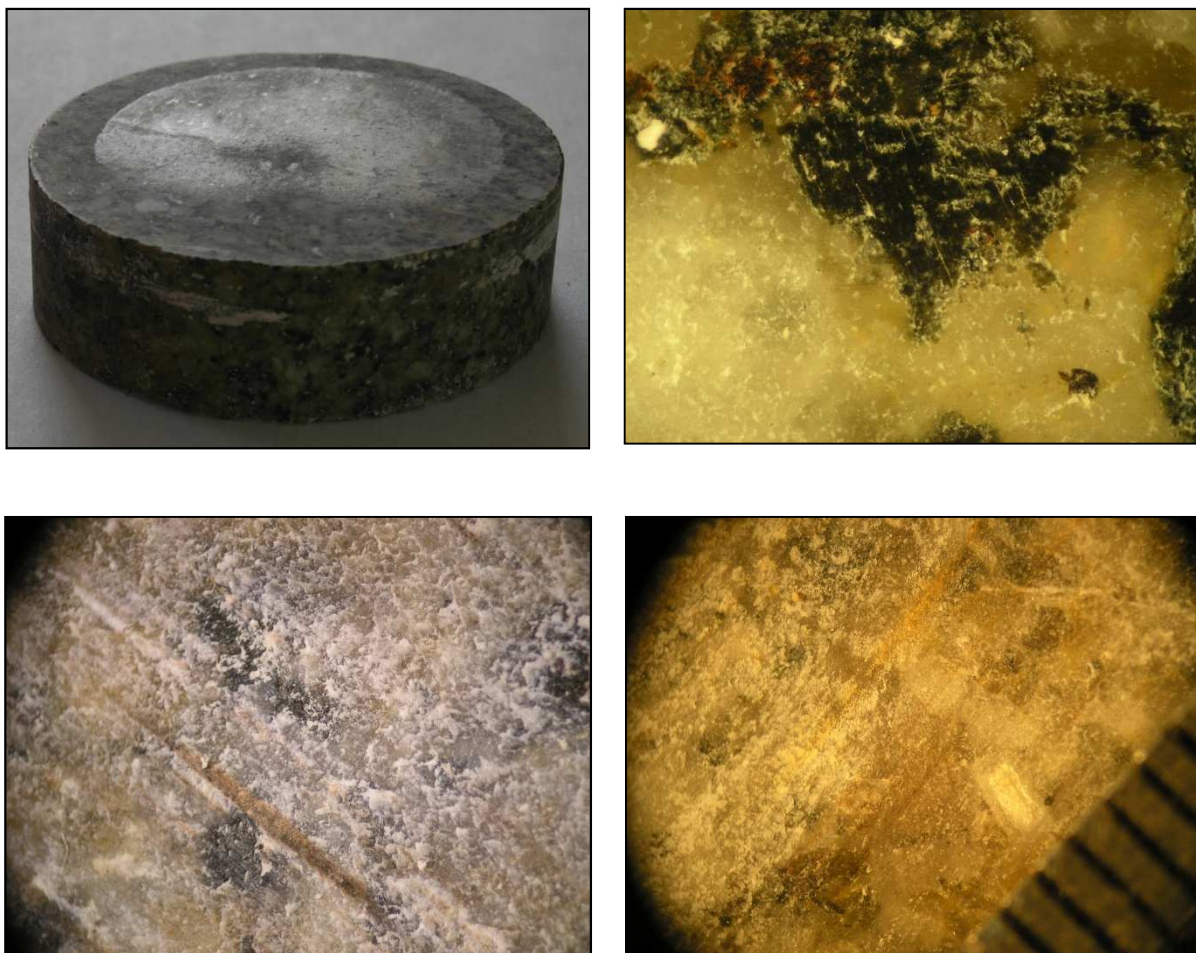


Figura 6.74 Desgaste producto del deslizamiento entre superficies ensayadas. Imágenes de microscopio electrónico.

Volviendo a retomar lo expuesto en el Capítulo 2 y que tiene relación con los componentes de la resistencia al corte de materiales granulares, propuestos por Rowe (1962), Mitchell (1993) y Assad & Masad (2004), vemos que en los tres casos se tomo un ángulo de fricción pura (ϕ_{μ}) constante independiente del nivel de presión de confinamiento, valor que a la luz de los ensayos realizados en el presente estudio nos demuestran que dicho supuesto no resulta ser correcto.

Por tanto, a modo de incorporar el comportamiento obtenido en los ensayos de fricción entre superficies pulidas, se presenta en la Figura 6.75 una modificación de los componentes que comprenden el ángulo de fricción según presenta Assad & Masad (2004) en la Figura 2.7.

En ella se modifica principalmente la caída de la fricción pura y se incorpora además de la rotura de partículas, el desgaste generado entre partículas y que tiene directa relación con la caída de la fricción.

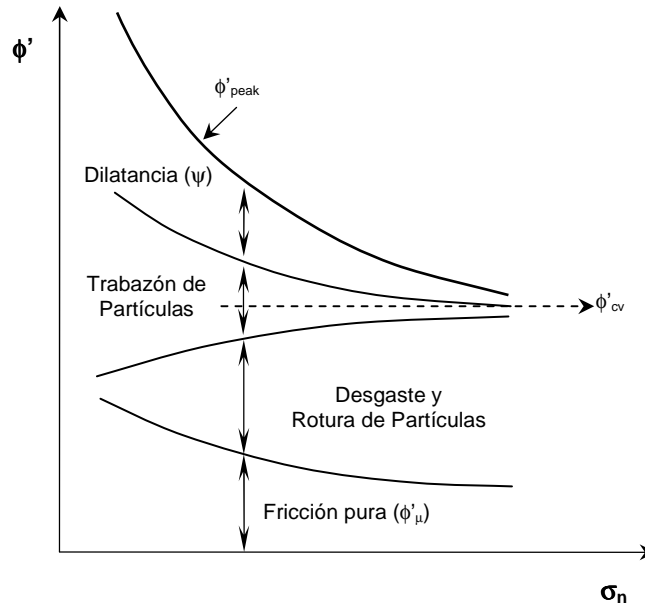


Figura 6.75 Interpretación de los componentes del ángulo de fricción

Con base en la anterior figura, tomar un modelo que represente la envolvente de falla de un material granular en términos de un modelo bilineal o lineal, no representaría correctamente el comportamiento del material en cuestión, dado que el fenómeno descrito anteriormente se produce a todo nivel de esfuerzos en mayor o menor medida.

Por otro lado, al considerar un nivel de confinamiento bajo, el material granular tendrá un ángulo de fricción elevado producto de la trabazón de partículas, donde la resistencia individual de éstas y su deterioro superficial determinarán que tan elevado será la fricción desarrollada.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

7.1.1 *Comportamiento friccional bajo altas presiones*

- Cuando se definió en el Capítulo 3 el roce estático como aquel que representa la fricción opuesta al inicio de cualquier desplazamiento entre las superficies, se observa que la teoría clásica aplicada en condiciones donde la fuerza normal es elevada, no resulta tener un valor peak para un deslizamiento nulo.
- La primera ley básica de la fricción, como es la relación directa entre la fuerza normal y la fuerza de fricción, no es válida bajo un nivel de esfuerzos alto. Esto debido principalmente a la generación de contaminantes superficiales o desgaste de la superficie deslizante.
- La fricción estática que debiera impedir cualquier desplazamiento sólo es válida en condiciones de tensión normal relativamente bajas.

- Se verifica un aumento progresivo de la fricción movilizada al mismo tiempo que las superficies se deslizan para luego dar paso al fenómeno de stick-slip donde se comenzaría a desarrollar la fricción dinámica.
- Aquellas muestras que no manifiestan el fenómeno del stick-slip contienen contaminantes superficiales propios del desgaste, los que juegan un rol de lubricante entre las superficies, favoreciendo el deslizamiento.
- El roce estático se desarrolla a partir del primer peak, una vez que las superficies se han deslizado. Alcanzado dicho valor, se observa una caída en la fricción movilizada hasta un valor que representaría a la fricción dinámica.
- Al continuar con el deslizamiento entre superficies pulidas, se obtiene un aumento progresivo del roce estático.
- A medida que las superficies deslizantes son sometidas a niveles de esfuerzos crecientes, se observa una caída del roce movilizado inicial, lo que hace que el roce dinámico se desarrolle a mayor deslizamiento.
- En la mayoría de las muestras se observó que en el rango de roce movilizado entre 0,1 a 0,2 se generara una leve estabilización de éste, lo que podría deberse al ajuste interno del sistema de ensayo.
- El aumento de la tensión normal influye directamente en cómo se desarrolla el stick-slip. A mayor esfuerzo normal, mayor será el desplazamiento necesaria para que el roce estático se alcance.
- Asumir un coeficiente de “fricción pura” constante al momento de descomponer los parámetros que contribuyen a la resistencia no es válido.

7.1.2 Comportamiento de materiales granulares gruesos (Lastre)

- Pese a que el Lastre Lixiviado se presenta como un material altamente alterado producto de su exposición al ácido sulfúrico, los ensayos muestran que posee parámetros de resistencia al corte comparables con un Lastre Chancado (material de mejor calidad). Esto indicaría que el ácido afectaría sólo la superficie de las partículas, generando sólo una degradación superficial.

- Tomar un modelo que entregue la envolvente de falla de un material granular de forma lineal o bilineal, no representaría correctamente el comportamiento del material granular ensayado, dado que el fenómeno descrito en este estudio, en mayor o menor medida, se produce a todo nivel de esfuerzos.
- Los ensayos de carga puntual indican que a mayor tamaño de partícula, menor es su resistencia. Esto se explica porque a mayor tamaño, mayor es la posibilidad de debilidades interiores en las partículas.
- El análisis de resistencia individual de las partículas muestra la gran variedad de componentes litológicos posibles de encontrar en una muestra de Lastre
- La presencia de granodiorita nos permite establecer un patrón de comparación y concluir que en el Lastre Lixiviado, la resistencia se ve afectada por la lixiviación. En el Lastre Chancado, por ser un material más sano producto de su proceso de fragmentación, resulta tener mayor resistencia. En el Lastre Natural la granodiorita sufre procesos de desgaste por transporte, lo que la posiciona en un valor de resistencia intermedio.
- Extender el número de ciclos de ensayos de desgaste en el Slake Durability, permite analizar el grado de alteración que pueden sufrir las partículas frente a procesos de lixiviación y tiempos de exposición.
- Estimar la rotura de granos con la metodología de Marsal (Parámetro Bg) deja de lado la generación de tamaños más pequeños que aquellos que constituyen la granulometría inicial. Por lo que la superficie específica ha mostrado ser más eficiente para cuantificar el fenómeno de rotura de partículas.
- La metodología de corte para ensayar una muestra escalada, no es necesariamente conservadora.
- En comparación con la alternativa de corte, la metodología de escalamiento con curva homotética resulta más representativa y adecuada para la obtención de los parámetros de resistencia al corte.

7.2. RECOMENDACIONES

- Realizar ensayos de fricción pura bajo alta presión para diferentes condiciones superficiales, ya sean más rugosas, con presencia de contaminantes, diferentes velocidades de deslizamiento, variados componentes litológicos, etc., lo que permitirá complementar el estudio y permitirá entender de qué manera estas nuevas condiciones iniciales afectan el comportamiento friccional para niveles de tensión elevados.
- Desarrollar un procedimiento para incorporar en el análisis, la resistencia de partículas con martillo Schmidt, con el objetivo de aumentar el universo de muestras en términos de tamaño nominal, lo que permitirá incluso tener la totalidad de los tamaños presentes en la muestra.
- Incorporar el comportamiento de múltiples ensayos de fricción pura entre superficies pulidas, teniendo como base lo propuesto por Assad & Masad (2004) en la Figura 2.7, en la cual se muestran los parámetros que componen el ángulo de fricción. Para ello es necesario modificar la fricción pura presentada como un valor constante a uno decreciente, incorporando además, la rotura de partículas y el desgaste generado entre partículas. Resulta necesario analizar en detalle el fenómeno de desgaste señalado anteriormente y cuantificar su incidencia dentro de la fricción.
- Profundizar el fenómeno de Stick-Slip para diferentes condiciones de ensayo.
- Incorporar los estudios de fricción entre rocas realizados a presiones de hasta 20 kBar (Byerlee, 1978).

BIBLIOGRAFÍA

1. ADIKARIN, G.S. & PARKIN, A.K. (1982). Deformation behavior of Talingo dam. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 6 pp. 353 - 382.
2. AMONTONS, G. (1699). De la resistance causee dans les machines. Memoires de l'Academie Royale A., pp. 257 - 282.
3. ARCHARD, J.F. (1961). Single contacts and multiple encounters. Journal of Applied Physics, Vol. °32, N°8, p. 1420.
4. ASSAAD, A & MASAD,E (2004). Analysis of factors influencing the shear deformation of granular materials. Geotechnical Testing Journal, Volume 27, Issue 5, pp. 1 - 7.
5. ASTM C131 – 06. Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine.
6. ASTM C535 – 01. Standard Test Method for Resistance to Degradation of Large-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine.
7. ASTM C88 – 05. Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate.
8. ASTM D4644 – 08. Standard Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks.
9. ASTM D4767 – 04. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.
10. ASTM D5731 – 08. Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications.
11. BARTON, N. (1973). Review of a new shear strength for rock joints. Eng Geol. 7, pp. 287-332.
12. BARTON, N. (1976). The shear strength of rock and rock joints. Int J Rock Mech Min 13, pp. 255–279.
13. BARTON, N. & CHOUBEY, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mech 10, pp. 1-54.

14. BARTON, N. & KJAERNSLI, B. (1981). Shear strength of rockfill. Journal of Geotechnical Engineering Div. ASCE, Vol. 107, No. 7, pp. 873 - 891.
15. BECKER, E., CHAN, C.K. & SEED, H.B. (1972). Strength and deformation characteristics of rockfill materials in plane strain and triaxial compression test. Report N° TE-72-3 to State of California Department of Water Resources. University of California, Berkeley.
16. BISHOP, A. (1948). Some factors involved in the design of large earth dam in the Thames Valley. Proc. 2nd International Conference of Soil Mechanics, N°2, p p. 13 - 18.
17. BISHOP, A. (1954). Shear characteristics of saturated silt, measured in triaxial compression. Geotechnique, Vol. 4, pp. 43 - 45.
18. BISHOP, A. (1965). Sixth rankine lecture - The strength of soils as engineering materials. Geotechnique Vol. 16 n°2, pp. 91 - 130.
19. BLAU, P. J. (2001). The significance and use of the friction coefficient. Tribology International Vol. 34 (9), pp. 585 - 591.
20. BLAU, P.J. (2008). Contacto mail: blaupj@ornl.gov - PhD. Materials Science and Technology Division. Oak Ridge National Laboratory. Oak Ridge, TN 37831 - 6063 USA.
21. BOHÁČ, J. & KUTHAN, B. (2000). Modeling of grain crushing and debonding of soils. Proc. 15th International Conference on Soil Mechanic and Geotechnical Engineering, Istambul, Vol. 1, pp. 43 - 46.
22. BONAPARTE, R. & MITCHELL, J. (1981). Development of experimental concepts for investigating the strength behavior of fine-gained cohesive soil in the spacelab/space shuttle zero-G environment. NASA Contractor Report 3365.
23. BOWDEN, F. P. & TABOR, D. F. (1964). The friction and lubrication of solids. Oxford: Clarendon Press, 544 p.
24. BOWDEN, F.P. & HANWELL, A.E. (1966). The friction of clean crystal surfaces. Proc. R. Soc. London A 295, pp. 233 - 243.
25. BRACE, W.F., PAULDING, B.W. & SCHOLZ, C., (1966). Dilatancy in the fracture of crystalline rocks. Journal of Geophysical Research N°71, pp. 3939 - 3953.

26. BROMWELL, L. G. (1966). The friction of quartz in high vacuum. Sc. D. Thesis, MIT, Cambridge, Mass.
27. BROWN RL, & RICHARDS JC. (1966). Principles of powder mechanics. Oxford: Pergamon Press.
28. BYERLEE, JD. (1978). Friction of rocks. *Pure Appl Geophys* 116, pp. 615-626.
29. CABAN, B. (2004). Particle crushing: selected experimental studies. MsC. thesis, San Diego State University, USA.
30. CAMBOU, B. (1975). Friction between rock surfaces. Proc. 5th Pan-American Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires, pp.217 – 228.
31. CASAGRANDE, A. (1940). Characteristics of cohesionless soils affecting stability of slopes and earth fills. *Contributions to Soil Mechanics 1925–1940*, Boston Society of Civil Engineers, pp. 257 - 276.
32. CHARLES, J.A. & WATTS, K.S. (1980). The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. *Geotechnique* Vol. 30 N° 4, pp. 353 - 367.
33. CHARLES, J.A. (1973). Correlation between laboratory behaviour of rockfill and field performance with particular reference to Scamnonden dam, Ph.D. Dissertation, University of London.
34. CHESTER, J. S., LENZ, S. C., CHESTER, F. M. & LANG, R. A. (2004). Mechanisms of compaction of quartz sand at diagenetic conditions. *Earth Planet. Sci. Lett.* 220, N°3–4, pp. 435 - 451.
35. CLOUGH, G.W. (1964). An investigation of the shear strength of sand at high pressure. Master Thesis, Georgia Institute of Technology.
36. COOP, M. R. (1990). The mechanics of uncemented carbonate sands. *Geotechnique* 40, N°4, pp. 607 - 626.
37. COULOMB, C. A. (1821). *Theorie des machines simple*. Paris, 412 p.
38. DE LA HOZ, K. (2007). Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos. Tesis Para Optar al Grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Geotécnica. Universidad de Chile.

39. DE MELLO, V.F., (1977). Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams. *Geotechnique* N°27 (3), pp. 279 - 355.
40. DONAGHE, R.T. & COHEN, M.W. (1978). Strength and deformation properties of rockfill. U.S. Army Corps of Engineers, WES-TR-78-1, NTIITS AD-A0 51-795.
41. DUNCAN, J. M. & CHIN-YUNG, C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, SM 5, pp. 1629 - 1653.
42. EINSTEIN, HH. & DOWDING, CH. (1981). Shear resistance and deformability of rock discontinuities. In: Touloukian YS, Judd WR, Roy RF (eds) *Physical properties of rocks and minerals*. McGraw-Hill Book Co, New York, pp 177–219.
43. FUKUMOTO, T. (1971). Some considerations on representation of particle crushing of soil. 6th Annual meeting of JGS, pp. 77 - 80.
44. FUMAGALLI, E. (1969). Tests on cohesionless materials for rockfill dams. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 95, No. 1, pp. 313 - 332.
45. GOEL, M.C. (1978). Evaluation of shear strength of coarse grained soils. *Indian Geotechnical Journal*, Vol. 8, N°3, pp. 141 - 152.
46. GOLDER, H.Q. & AKROYD, T.N. (1954). An apparatus for triaxial compression test at high pressures. *Geotechnique*, Vol. 4, pp. 131 - 136.
47. GOMEZ, M. (2005). Caracterización de las propiedades tribológicas de los recubrimientos duros. PhD. Universidad de Barcelona, Departamento de Física Aplicada a la Optica.
48. HAGERTY, M., HITE, D., ULLRICH, C. & HAGERTY, J. (1993). One-dimensional high pressure compression of granular materials. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 119, No. 1, pp. 1 - 18.
49. HALL, E.B., & GORDON B.B. (1963). Triaxial testing with large-scale high pressure equipment. *ASTM*, STP 361, pp. 315 - 328.
50. HARDIN, B. O. (1985). Crushing of soil particles. *ASCE Journal of Geotechnical Geoenvironment Engineering* 111, N°10, pp. 1177 - 1192.
51. HARDY, W. B. (1936). *Collected works*, Cambridge: University Press, 609 p.

52. HAZEN, A. (1911). Discussion of dams on sand foundations. A.C. Koenig. ASCE, New York, Vol. 73.
53. HERTZ, H. (1881), Über die berührung fester elastischer körper. J. Reine Angew. Math., 92, pp. 156 - 171.
54. HOLUBEC, I. & D'APPOLONIA (1973). Effect of the particle shape on the engineering properties of granular soils. ASTM STP 523, pp. 304 - 318.
55. HORN, H. M. & DEERE, D. U. (1962). Frictional characteristics of minerals. Geotechnique Vol. 12, pp. 319 - 335.
56. HUSSAIN, B. & KATTI, R. (1981). Shear Strength of rock fills. Geomechanics Symposium on Engineering Behaviour of Course Grained Soils, Boulders and Rocks. Indian Geotechnical Society, Hyderabad, A.P., India. pp. 317 - 324.
57. INDRARATNA, B., IONESCU, D. & CHRISTIE, H. D. (1998). Shear behaviour of railway ballast based on large-scale triaxial test. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(5), pp.439 - 449.
58. INDRARATNA, B., WIJEWARDENA, L. S. & BALASUBRAMANIAM (1993). Large scale triaxial testing of greywacke rockfill. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 43, No 1, pp. 37 - 51.
59. JAEGER, J. (1967). Rock failure under tensile conditions. International Journal Rock Mechanics and Mining Science. Vol. 4, pp. 219 - 227.
60. JAEGER, J.C. & COOK, N.G. (1969). Fundamentals of Rock Mechanics. London, Chapman and Hall Ltd., London.
61. JANBU, N. (1963). Soil compressibility as determined by odometer and triaxial test. European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Wiesbaden, Germany Vol. 1, pp. 19 - 25.
62. JURGENSON, L. (1934). The shearing resistance of soils. Journal of the Boston Society of Civil Engineers. Vol. 21, N°3, July.
63. KIRKPATRICK, W.M. (1965). Effects of grain size and grading on shearing behavior of granular materials. Proc. 6th International Conf. on Soil Mechnics and Foundatation Engineering, Vol. 1, pp. 273 - 277.

64. KJAERNSLI, B. & SANDE, A (1963). Compressibility of coarse grained materials. Proc. European Conf. SMFE, Wiesband. Vol. I, pp 245 - 251.
65. KONDNER, R.L. & ZELASKO, J.S. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation for sands. Proceeding 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Brazil, Vol. 1, pp. 289 - 324.
66. KRIM, J. (2002). Friction at macroscopic and microscopic length scales. Journal of Physics N°70 (9), pp. 890 - 897.
67. LADE, P. V., YAMAMURO, J. A. & BOPP, P. A. (1996). Significance of particle crushing in granular materials. ASCE Journal of Geotechnical Engineering 122, N° 4, pp. 309 - 316.
68. LAMBE. R. & WHITMAN R. (2004). Mecánica de Suelos. México, Editorial Limusa, 582 p.
69. LEE, D. M. (1992). The angles of friction of granular fills. Ph. D. Dissertation, University of Cambridge.
70. LEE, K. & FARHOOMAD, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 4 No 1, pp. 68 - 99.
71. LEE, K. L. & SEED, H. B. (1967). Drained strength characteristics of sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 93, No. 6, pp. 117 - 141.
72. LELEU, S.L. & VALDES, J.R. (2007). Experimental study of the influence of mineral composition on sand crushing. Geotechnique 57, N°3, pp. 313 - 317.
73. LEPS, T. M. (1970). Review of shearing strength of rockfill. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96, No. 4, pp. 1159 - 1170.
74. LESLIE, D.D. (1963). Large scale triaxial tests on gravelly soils. Proc. of the Second Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Brazil Vol. N°1 pp. 181 - 202.
75. LEWIS, J.G. (1956). Shear strength of rockfill. Proc. 2nd Australia – New Zeland Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering, pp 50 - 52.

76. LOCKNER, DA. (1995). Rock failure. In: Ahrens TJ (ed) Rock physics and phase relations. A handbook of physical constants. American Geophysical Union, Washington, D.C., AGU Reference Shelf 3, pp 127–147.
77. LOWE, J. (1964). Shear strength of coarse embankment dam materials. Proc. 8th Congress on Large Dams. Vol. 3, pp 745 - 761.
78. LUDEMA, K. C. (1996). Friction, wear and lubrication. A Textbook in Tribology. CRC Press, Boca Raton, Florida.
79. MARACHI, D., CHAN, C. & SEED, H. (1972). Evaluation of properties of rockfill materials. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 98, No. 1, pp. 95 - 114.
80. MARACHI, N. D. (1969). Strength and deformation characteristics of rockfill materials. Ph.D. Dissertation, University of California at Berkeley.
81. MARSAL, R. (1965a). Discussion, Proc. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, pp. 310 - 316.
82. MARSAL, R. (1967). Large scale testing of rockfill materials. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 93, No. 2, pp. 27 - 43.
83. MARSAL, R. (1973). Mechanical properties of rockfill. Embankment-dam engineering. Casagrande Volume. New York, Wiley, pp. 109 - 200.
84. MARSAL, R. (1980). Contribución a la mecánica de medios granulares. México, D. F., Comisión Federal de Electricidad, p. 253.
85. MAURER, W. (1966). Shear failure of rock under axial and hydrostatic pressure. Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech., Lisbon, vol. I, pp. 337 - 341.
86. MCDOWELL, G. R. & BOLTON, M. D. (1998). On the micromechanics of crushable aggregates. Geotechnique 48, N°5, pp. 667 - 679.
87. MCDOWELL, G. R. & KHAN, J. J. (2003). Creep of granular materials. Granular Matter 5, N°3, pp. 115 - 120.
88. MCDOWELL, G. R. (2001). Statistics of soil particle strength. Geotechnique 51, N° 10, pp. 897 - 900.

89. MCDOWELL, G. R., BOLTON, M. D. & ROBERTSON, D. (1996). The fractal crushing of granular materials. *Journal of Mechanics and Physics of Solids* 44, N° 12, pp. 2079 - 2102.
90. MITCHELL, J. K. (1993). *Fundamentals of soil behaviour*. Second Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York.
91. MIURA, N. & O-HARA, S. (1979). Particle crushing of a decomposed granite soil under shear stresses. *Soils and Foundations*, Vol. 19, N° 3, pp. 1 - 14.
92. MIURA, N. & YAMOUCI, T., (1977). Effect of particle crushing on the shear characteristics of sand. *Proceedings of the Japan Society of civil engineering*, N° 260, pp. 109 - 118.
93. MIURA, N. & YASUFUKU, N. (1981). Particle crushing phenomenon of granular materials under triaxial stresses. *Proc. of International Symposium on Powder Technology*, Vol.1, pp. 396 - 403.
94. MOROTO, N. & ISHII, T. (1990). Shear strength of uni sized gravels under triaxial compression. *Soils and Foundations*, 30 (2), pp. 23 - 32.
95. MURPHY, D.J. (1970). *Soils and rocks: Composition, confining level and strength*. PhD Dissertation, Duke University.
96. MURPHY, D.J. (1971). High pressure experiments on soil and rock. *Proc. Thirteenth Symposium on Rock Mechanics*.
97. MUSER, M., URBAKH, M. & ROBBINS, M. (2003). Statistical mechanics of statics and low-velocity kinetic friction. *Advances in Chemical Physics*, Vol. 126, pp. 187 - 272.
98. NAKATA, Y., HYDE, A., HYODO, M. & MURATA, H. (1999). A probabilistic approach to sand particle crushing in the triaxial test. *Geotechnique* 49, N° 5, pp. 567 - 583.
99. NAKATA, Y., HYODO, M., MURATA, H., HYDE, A. F. L. & HAM, T. G. (2003). Effect of water on particle breakage for decomposed granite soils. *Deformation Characteristics of Geomaterials*, Di Benedetto *et al.* (eds), pp.701 - 705.
100. NAKATA, Y., KATO, Y., HYODO, M., MURATA, H. & HYDE, A. F. L. (1999). Single particle crushing and the mechanical behaviour of sand. *Proc. 2° Int. Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Torino 1, pp. 221 - 228.

101. OHNAKA, M. (1975). Frictional characteristics of typical rocks. *J. Phys Earth* 23, pp. 87-112.
102. OTANI, J. & OBARA, Y. (2004). *X-ray CT for Geomaterials, soils, concrete, rocks*, Balkema.
103. PALSTROM, A. & NILSEN, B. (2000). *Engineering Geology and Rock Engineering*. NFF - Norwegian Tunnelling Society.
104. RAMBERG, W., & OSGOOD, W. R. (1943). Description of stress-strain curves by three parameters. Technical Note No. 902, National Advisory Committee For Aeronautics, Washington DC.
105. RAYMOND, G. & DAVIES, J. (1978). Triaxial test on dolomite railroad ballast. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 104, N°6, pp. 737 - 751.
106. REYNOLDS, O. (1885). On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact. *Philosophical Magazine* 20, pp.469 - 482.
107. ROBERTS, J.E., & DE SOUZA, J.M. (1958). The compressibility of sands. *Proceedings ASTM* 58, Vol. 58, pp. 1269 - 1277.
108. ROWE, P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, Vol. 269, N°1339, pp. 500-527.
109. SHINOHARA, K., OIDA, M. & GOLMAN, B. (2000). Effect of particle shape on angle of internal friction by triaxial compression test. *Powder Technology* N°107, pp. 131 - 136.
110. SPURR, R.T. (1958). The friction of mineral particles. *British Journal of Applied Physics*. Vol. 9, pp. 486 - 487.
111. TAI, T. (1970). Strength and deformation characteristics of cohesionless materials at high pressures. PhD Dissertation, Duke University.
112. TAYLOR, D. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley & Sons, Inc. New York, pp. 345 - 346.
113. TERZAGHI, K. & PECK, R. B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York.

114. TURCOTTE, D. L. (1986). Fractals and fragmentation. *Journal of Geophysical Research*. Vol. 91, No. B2, 1921 - 1926.
115. UHLE, R. J. (1986). A statistical analysis of rockfill data – Shear strength and deformation parameters with respect to particle size. Thesis for Degree of Master of Science, Colorado State University.
116. VALLEGRA, B. A., SEED, H. B., MONISMITH, C. L. & COOPER, R. S. (1957). Effect of shape, size and surface roughness of aggregate particles on the strength of granular materials. *ASTM STP 212*, pp. 63 - 74.
117. VERDUGO, R. (1998). *Mecánica de suelos avanzada*. Coloquio Centenario IDIEM. Universidad de Chile. Capítulo 3. Resistencia al Corte.
118. VESIC, A. S. & CLOUGH, G. W. (1968). Behaviour of granular materials under high stresses. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 94, No. 3, pp. 661 - 688.
119. VESIC, A.B. & BARKSDALE, R.D. (1963). On shear strength of sand at very high pressures. *ASTM STP N°361*, pp 301 - 305.
120. YAM & KENNY (1973). Friction of mineral and rock surfaces. A review and synthesis of published information. University of Toronto, Department of Civil Engineering.
121. YAMAMURO, J. A. & LADE, P. V. (1993). Effects of strain rate on instability of granular materials. *Geotechnical Test Journal*. ASTM 16 (3), pp. 304 - 313.

APÉNDICE A

A continuación se presenta la secuencia de armado, montaje, ensayo y posterior desarme de la probeta triaxial gigante.



A1.1 - Granulometría de terreno



A1.2 – Escalamiento de la granulometría



A1.3 - Preparación de capas que conforman la probeta



A1.4 - Instalación de primera membrana de caucho



A1.5 - Molde metálico externo para remoldeo de la probeta



A1.6 - Caps inferior (vista interior)



A1.7 - Remoldeo de probeta (vista interior)



A1.8 - Chequeo de volumen por capas



A1.9 - Retiro de molde metálico



A1.10 - Aplicación de vacío a la probeta



A1.11 – Capas intermedia de geotextil entre membranas



A1.12 - Instalación de segunda membrana



A1.13 - Fin de armado de probeta



A1.14 - Desmonte de cabezal superior



A1.15 - Traslado de probeta hacia la cámara triaxial



A1.16 - Descenso de probeta en cámara triaxial



A1.17 – Ingreso de probeta en cámara triaxial



A1.18 – Ajuste de probeta al interior de la cámara triaxial



A1.19 - Celda y placas de carga



A1.20 - Llenado de cámara triaxial



A1.21 - Instalación de cilindros hidráulicos



A1.22 - Aplicación de CO₂



A1.23 - Conexiones externas de control



A1.24 - Montaje de cabezal superior



A1.25 - Aplicación de carga axial sobre pistón



A1.26 - Retiro de probeta ensayada



A1.27 - Retiro de segunda membrana



A1.28 - Punzonamiento de membrana



A1.29 - Punzonamiento en cap superior



A1.30 - Retiro de primera membrana



A1.31 - Fase final del retiro de la membrana



A1.32 - Material post ensayo para granulometría

APÉNDICE B

El presente apéndice entrega los gráficos correspondientes al desarrollo de los Modelos Hiperbólico y Ramberg Osgood, para cada material Lastre.

El Módulo Inicial (E_i) para cada ensayo y el parámetro de ajuste de R_f han sido evaluados a partir de la curva esfuerzo-deformación transformada según Duncan, tal como se explicó en el Capítulo 3.4. La Tabla A2.1 resume los valores obtenidos.

Tabla A2.1 – Resumen de módulos de deformación E_i y parámetro R_f para el modelo hiperbólico de Lastres

LASTRE								
NATURAL			LIXIVIADO			CHANCADO		
σ_3 kg/cm ²	E_i kg/cm ²	$R_f = \sigma_{falla}/\sigma_{ult}$	σ_3 kg/cm ²	E_i kg/cm ²	$R_f = \sigma_{falla}/\sigma_{ult}$	σ_3 kg/cm ²	E_i kg/cm ²	R_f = $\sigma_{falla}/\sigma_{ult}$
1,0	161,23	0,70	–	–	–	–	–	–
2,0	228,01	0,63	2,0	144,25	0,60	–	–	–
5,0	360,52	0,56	10,0	467,80	0,52	10,0	846,64	0,75
10,0	509,85	0,64	15,0	629,20	0,64	16,0	1227,88	0,90
20,0	721,04	0,67	25,0	914,03	0,44	25,0	1747,71	0,75

Al evaluar experimentalmente la ecuación 4.6, se encontró la relación entre la variación del modulo tangente inicial (E_i) y la presión de confinamiento definida por Jambu (1963), permitiendo evaluar los parámetros K y n de la ecuación 4.7. Los resultados obtenidos para cada Lastre se resumen en la Tabla 5.6.

Tabla A2.2 – Resumen de constantes del modelo de Jambu (1963)

LASTRE	K	n
NATURAL	161,23	0,50
LIXIVIADO	86,91	0,73
CHANCADO	136,99	0,79

Para calibrar el modelo Ramberg-Osgood se utilizó como valor del modulo inicial, el mismo definido para el modelo hiperbólico en cada Lastre.

Las siguientes figuras muestran el desarrollo del modulo secante del ensayo y los modelos asociados a cada uno de los Lastres, además del comportamiento tensión-deformación para cada presión de confinamiento.

A.II.1 LASTRE NATURAL

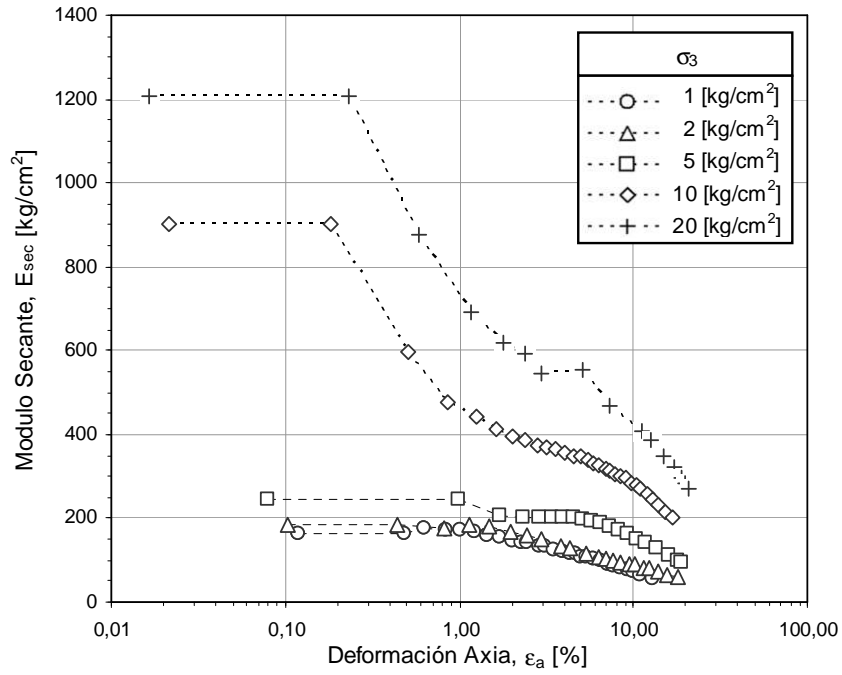


Figura A2.1 – Variación del modulo secante - Lastre Natural

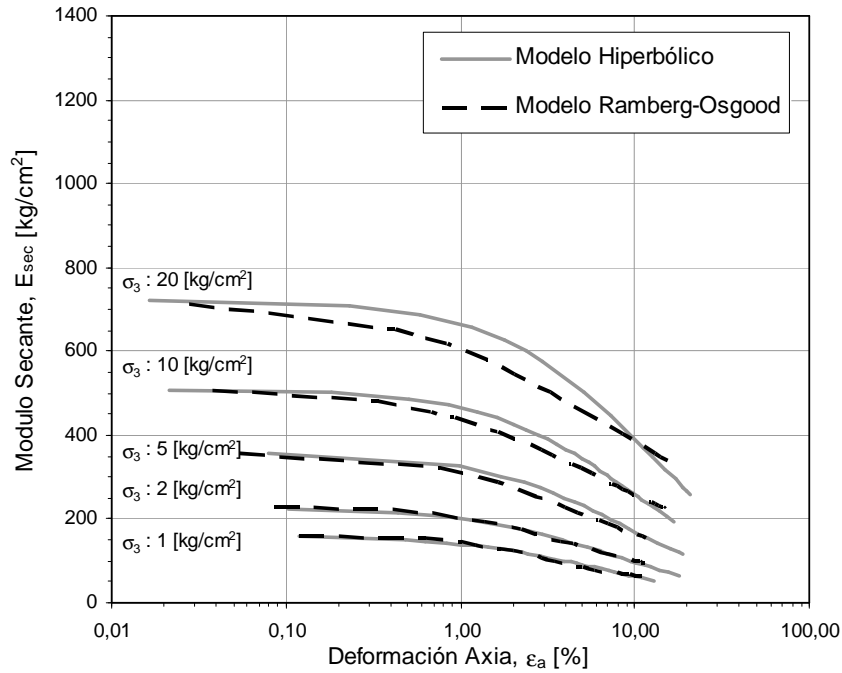


Figura A2.2 – Variación del modulo secante en modelos numéricos - Lastre Natural

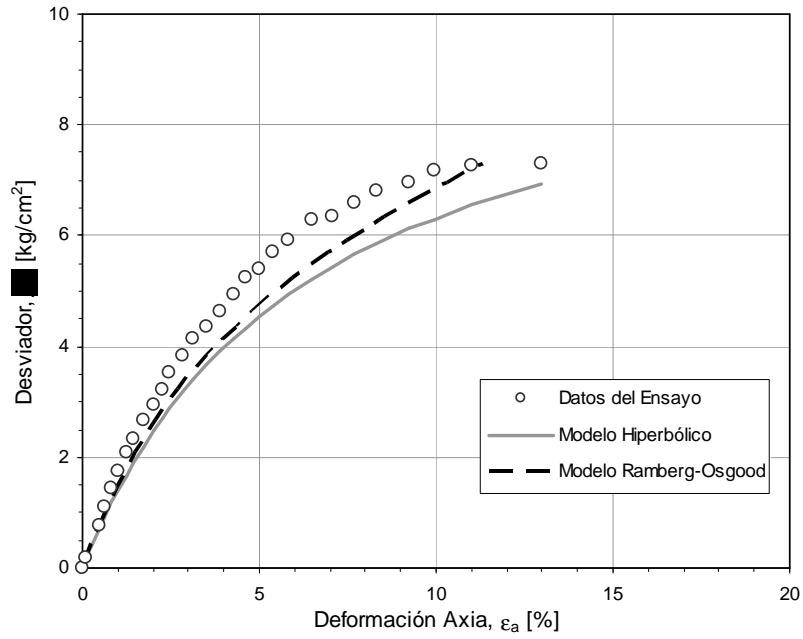


Figura A2.3 – Comparación de comportamiento real y modelos numéricos – $\sigma_3 : 1 \text{ kg/cm}^2$

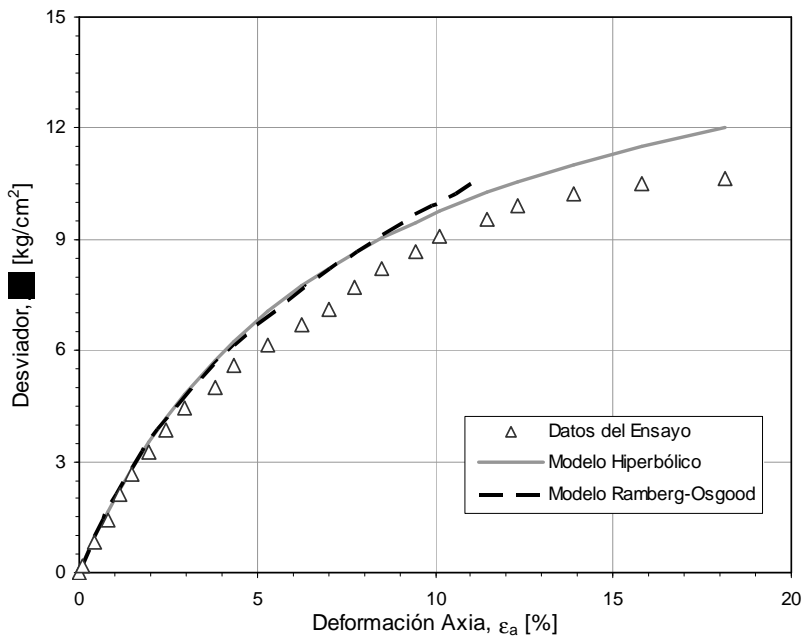


Figura A2.4 – Comparación de comportamiento real y modelos numéricos – $\sigma_3 : 2 \text{ kg/cm}^2$

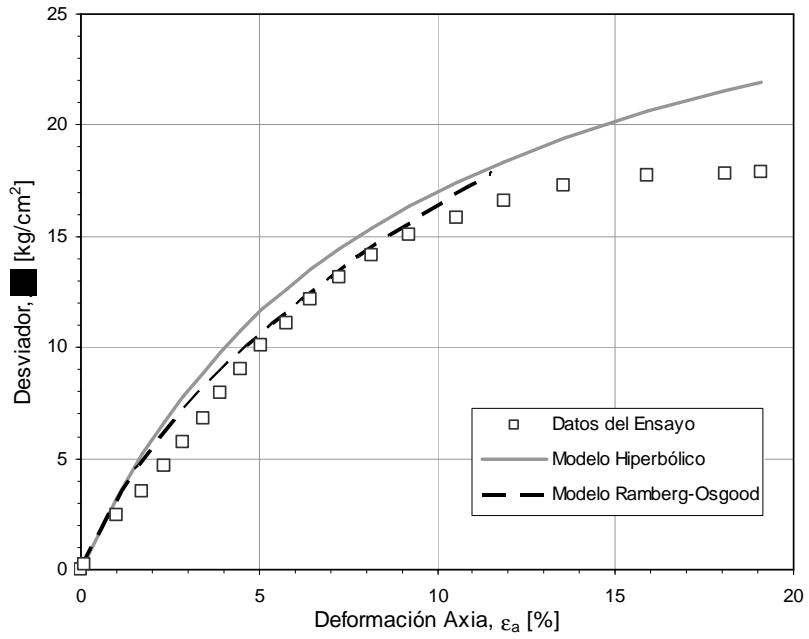


Figura A2.5 – Comparación de comportamiento real y modelos numéricos – $\sigma_3 : 5 \text{ kg/cm}^2$

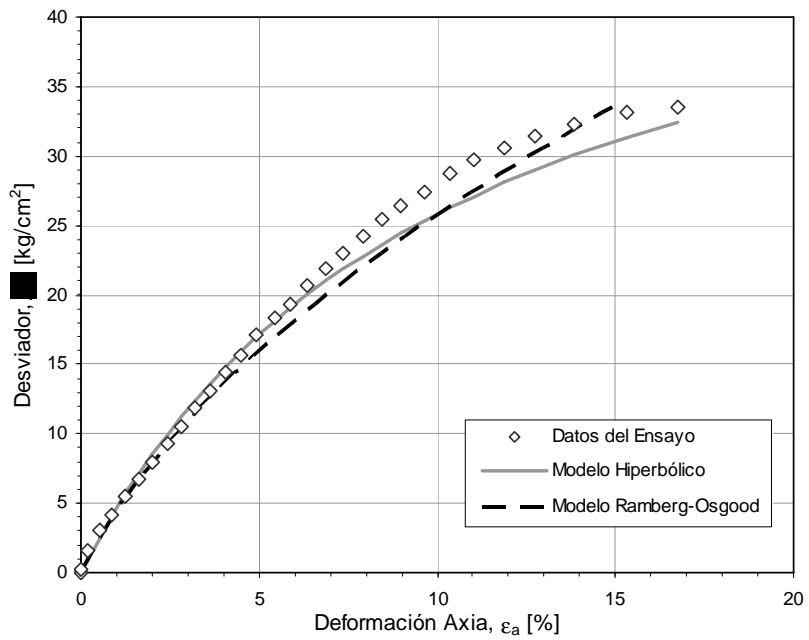


Figura A2.6 – Comparación de comportamiento real y modelos numéricos – $\sigma_3 : 10 \text{ kg/cm}^2$

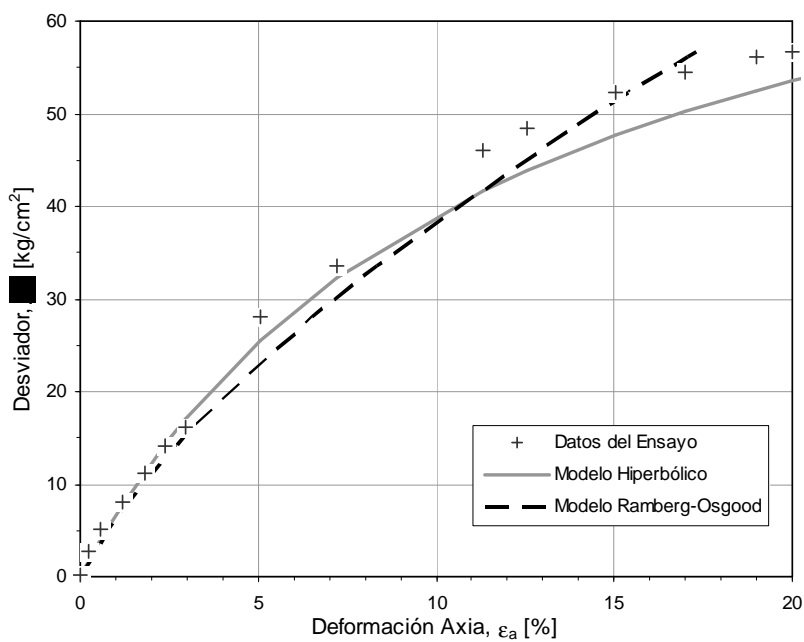


Figura A2.7 – Comparación de comportamiento real y modelos numéricos – $\sigma_3 : 20 \text{ kg/cm}^2$

A.II.2 LASTRE LIXIVIADO

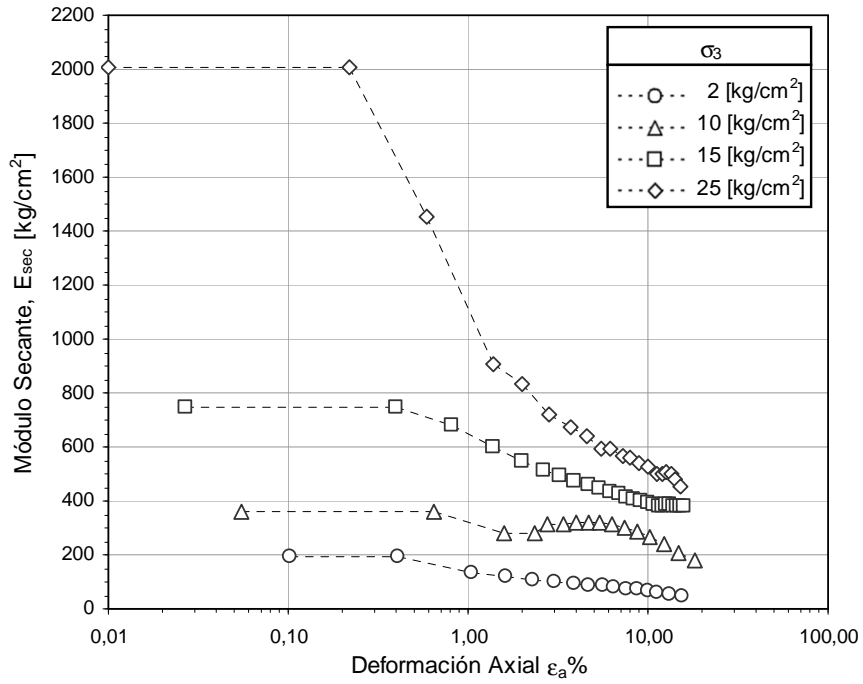


Figura A2.8– Variación del modulo secante - Lastre Lixiviado

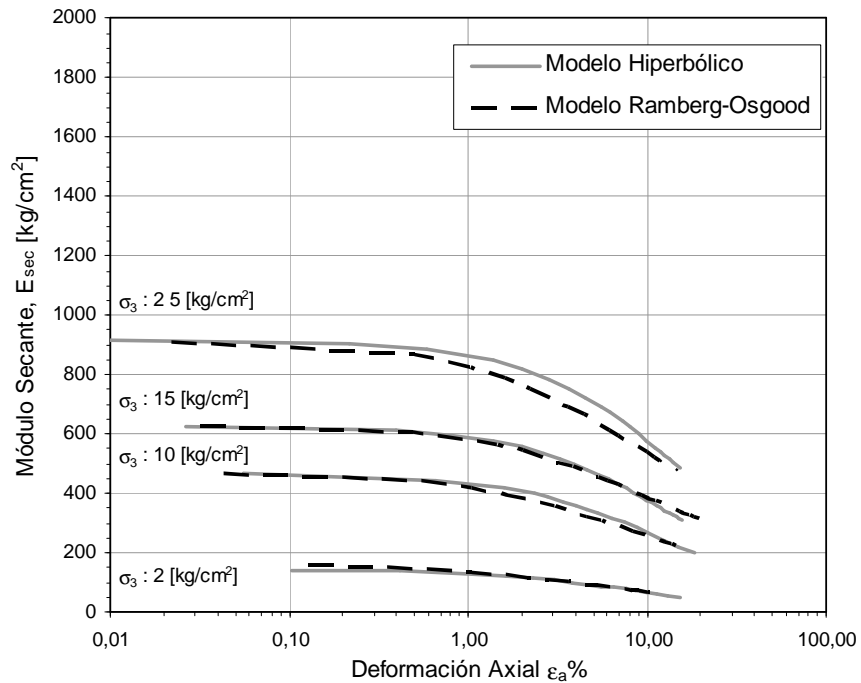


Figura A2.9 – Variación del modulo secante en modelos numéricos - Lastre Lixiviado

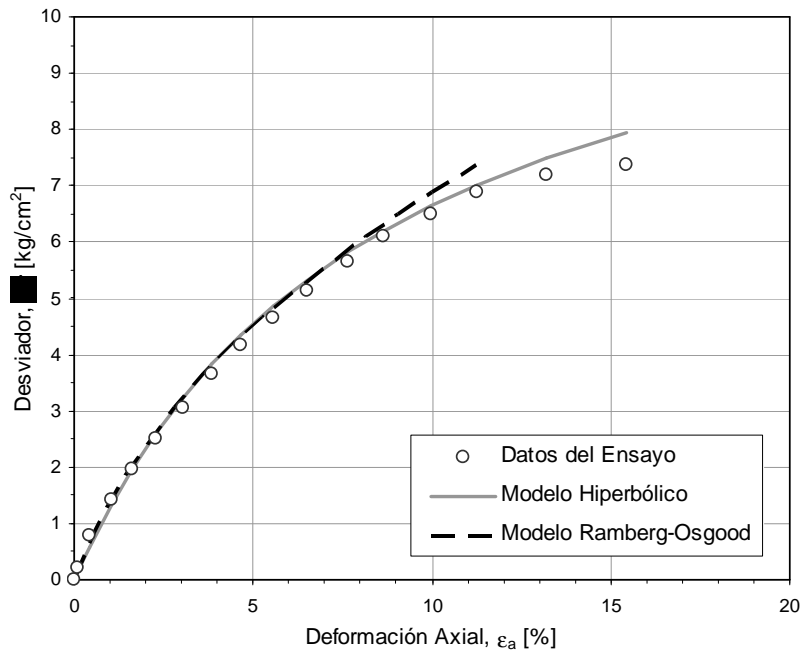


Figura A2.10 – Comparación de comportamiento real y modelos numéricos – $\sigma_3 : 2 \text{ kg/cm}^2$

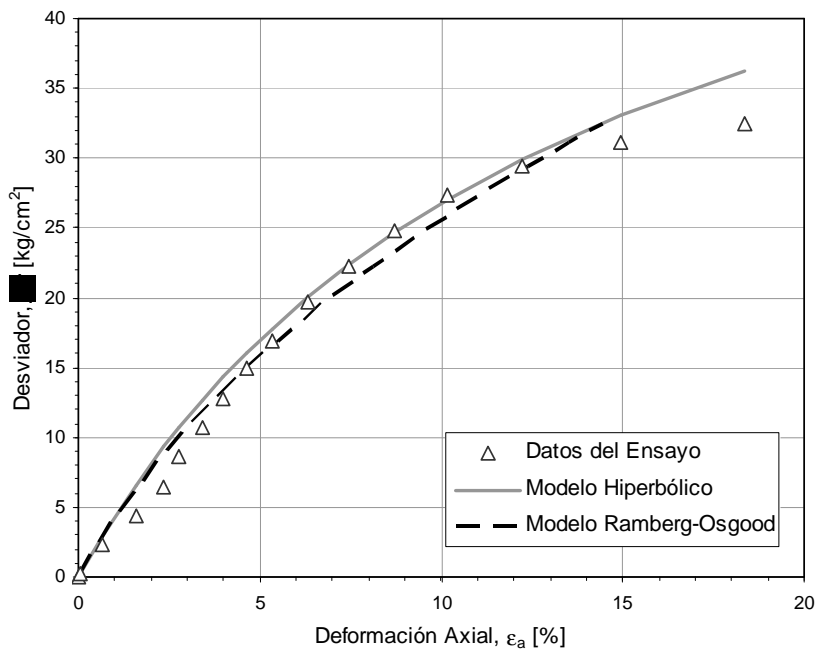


Figura A2.11 – Comparación de comportamiento real y modelos numéricos – $\sigma_3 : 10 \text{ kg/cm}^2$

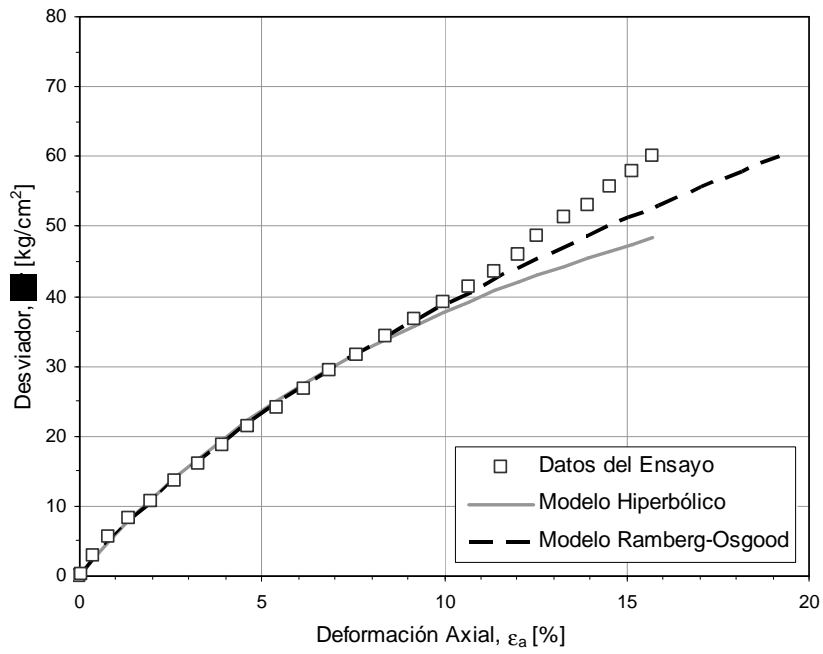


Figura A2.12 – Comparación de comportamiento real y modelos numéricos – σ_3 : 15 kg/cm²

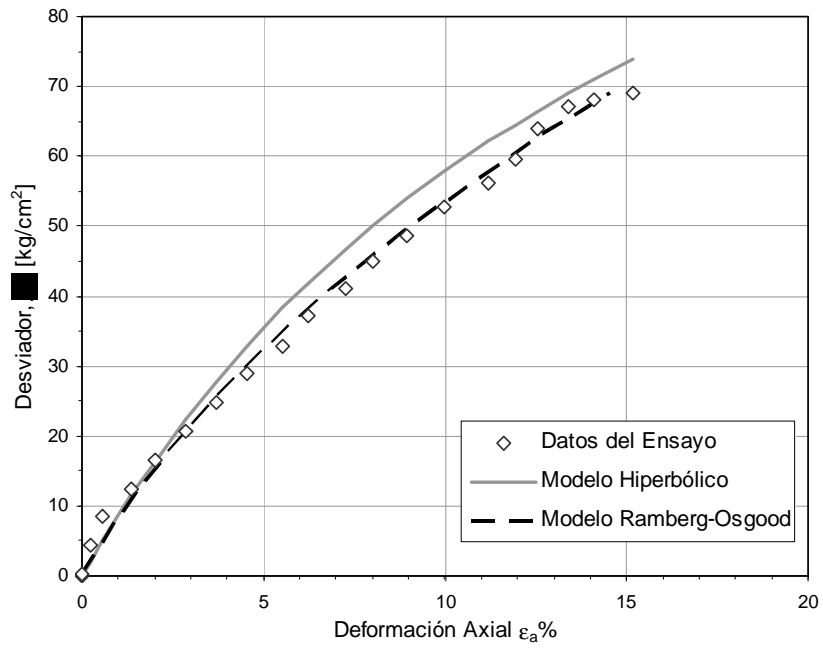


Figura A2.13 – Comparación de comportamiento real y modelos numéricos – σ_3 : 25 kg/cm²

A.II.3 LASTRE CHANCADO

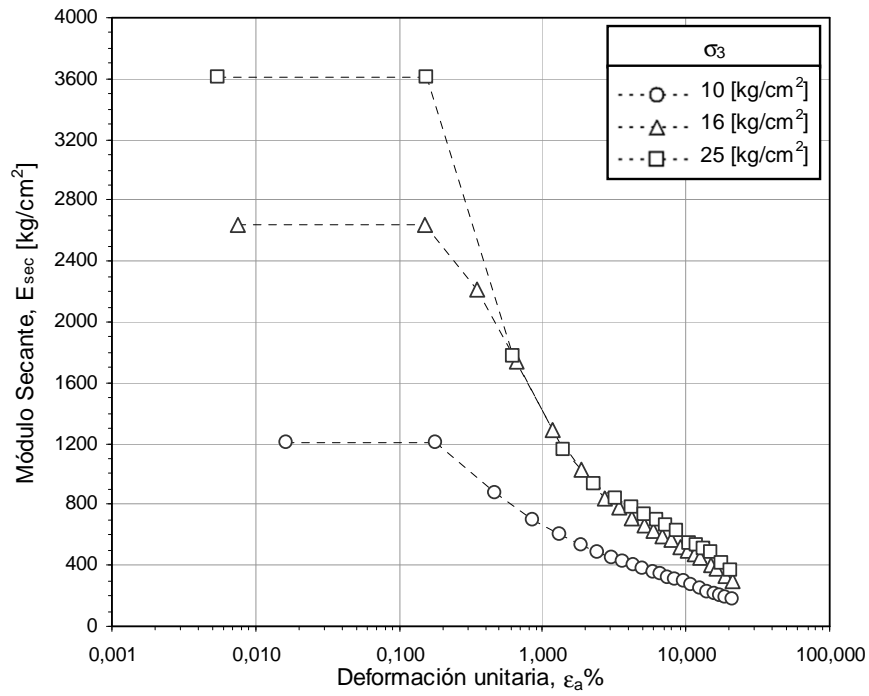


Figura A2.14 – Variación del modulo secante - Lastre Chancado

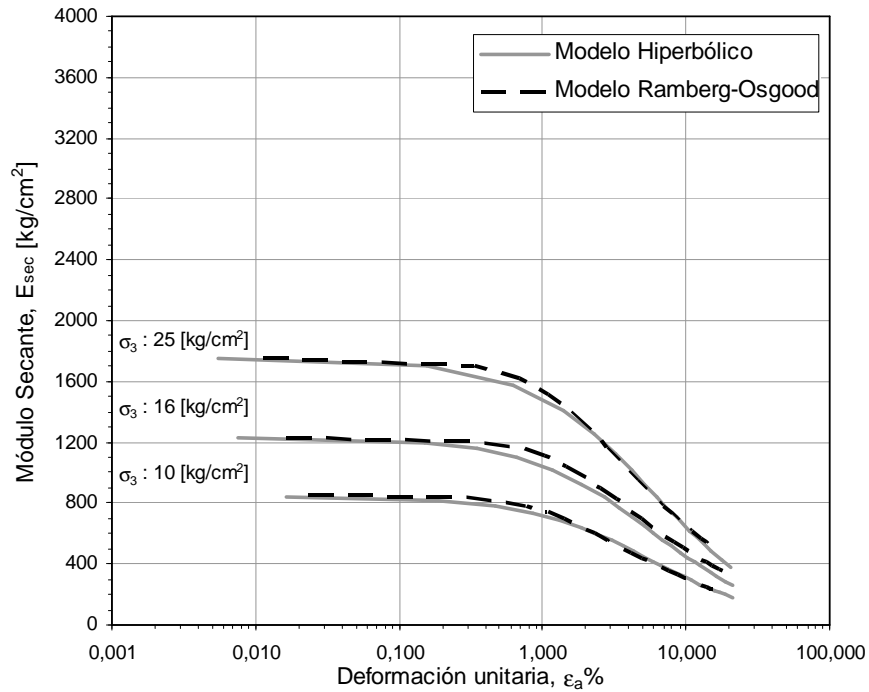


Figura A2.15 – Variación del modulo secante en modelos numéricos - Lastre Chancado

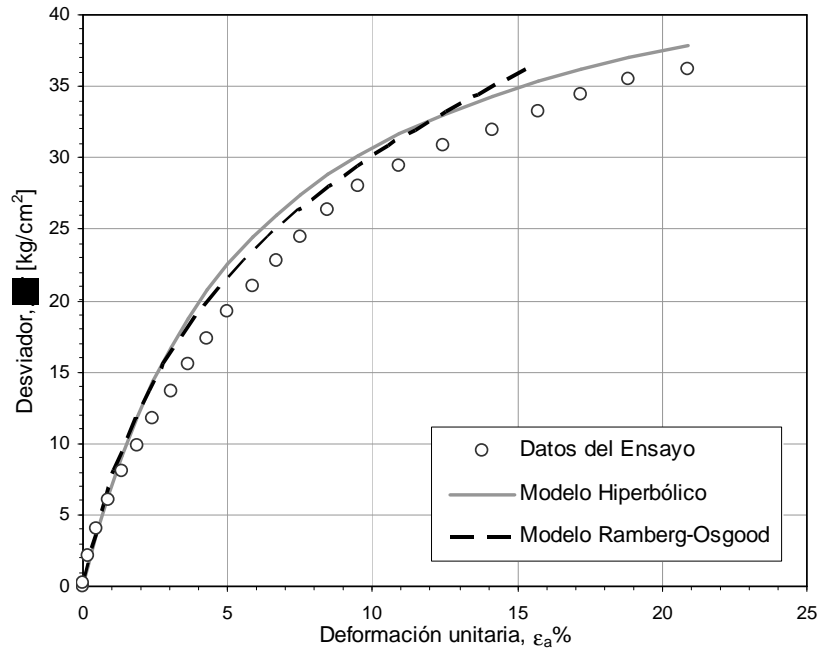


Figura A2.16 – Comparación de comportamiento real y modelos numéricos – $\sigma_3 : 10 \text{ kg/cm}^2$

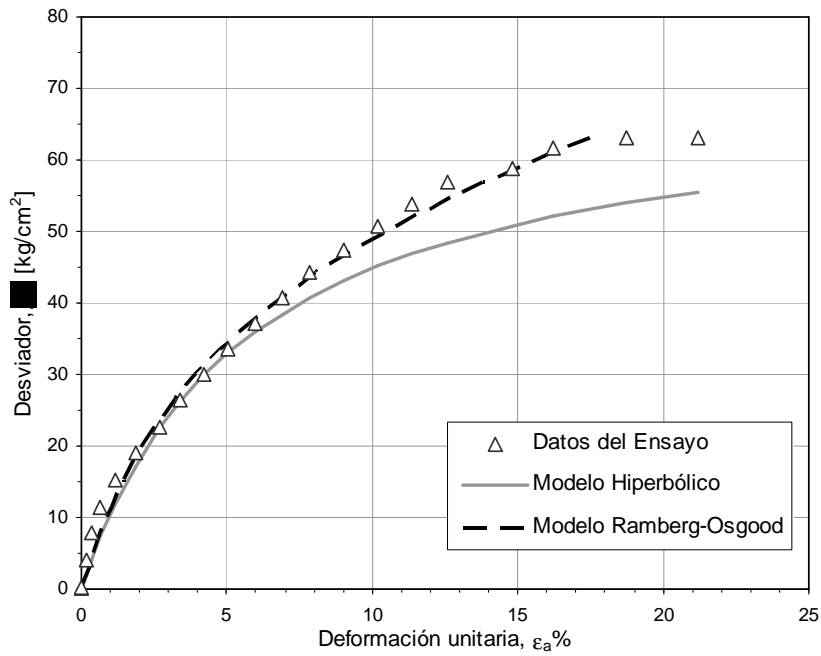


Figura A2.17 – Comparación de comportamiento real y modelos numéricos – $\sigma_3 : 16 \text{ kg/cm}^2$

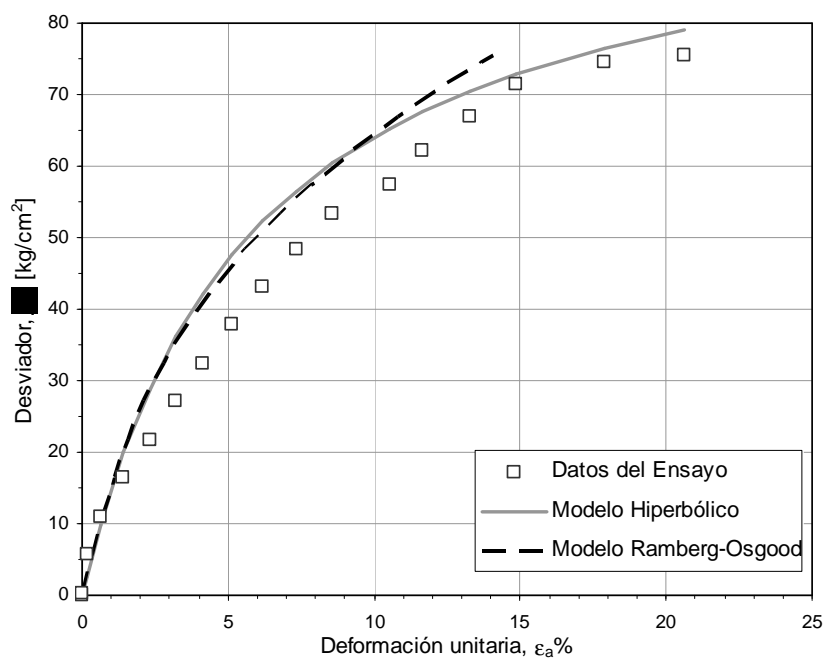


Figura A2.18 – Comparación de comportamiento real y modelos numéricos – σ_3 : 25 kg/cm²

APÉNDICE C

Detalle del desarrollo de la fricción para distintas cargas normales aplicadas sobre superficies pulidas de roca. Se presentan en cada gráfico de color azul las muestras correspondientes a la mayor área de contacto entre superficies, y de color blanco la de menor. No todos los gráficos contiene ambas medidas, producto que se definieron puntos entre mediciones para mejorar la curva resumen de datos.

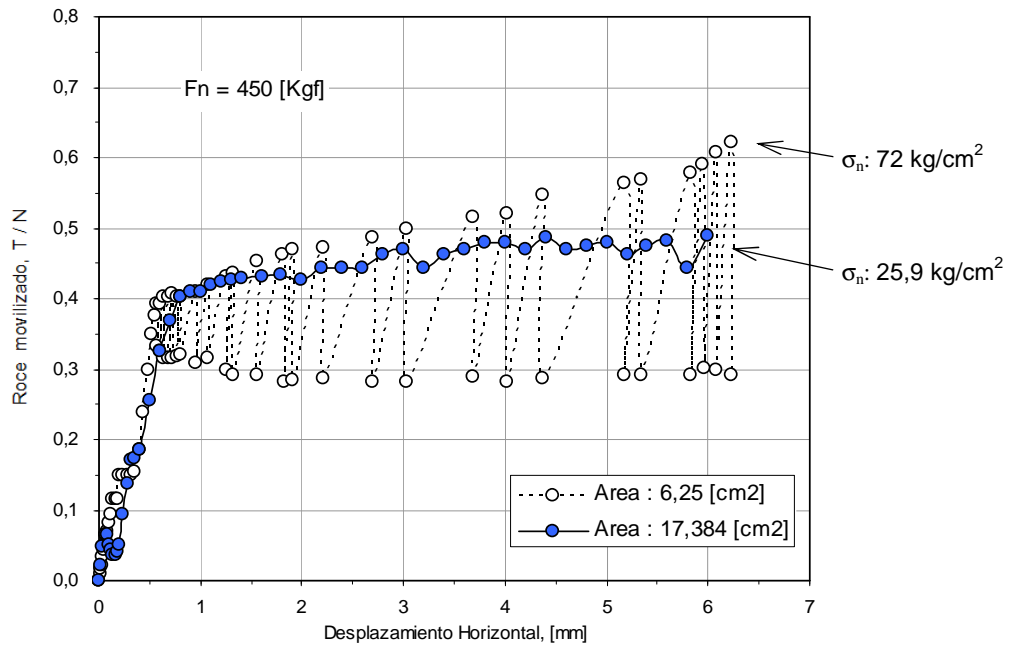


Figura A3.1 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

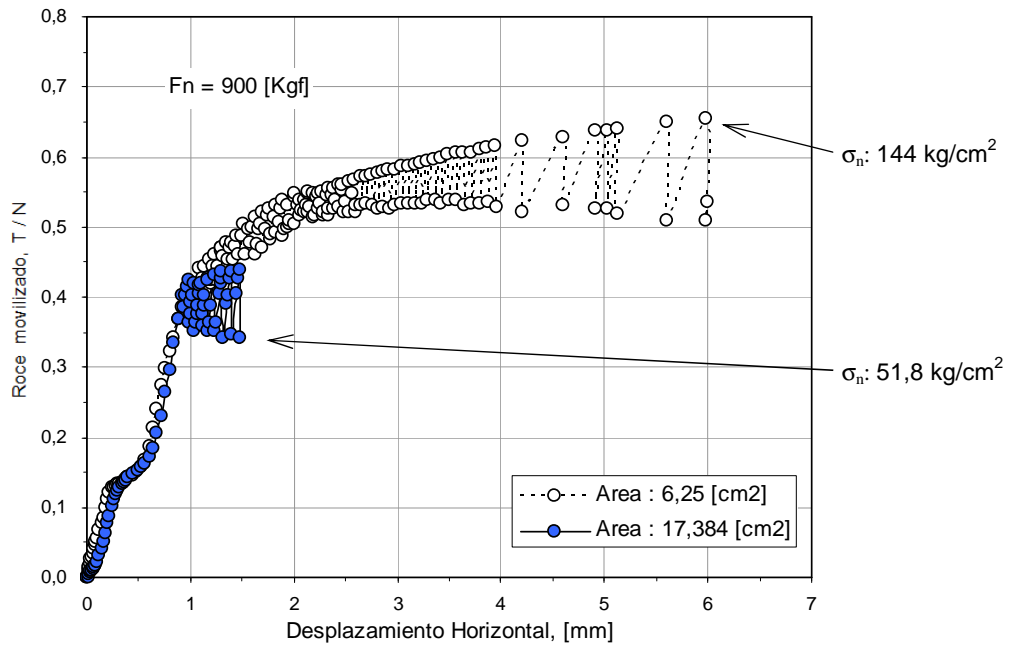


Figura A3.2 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

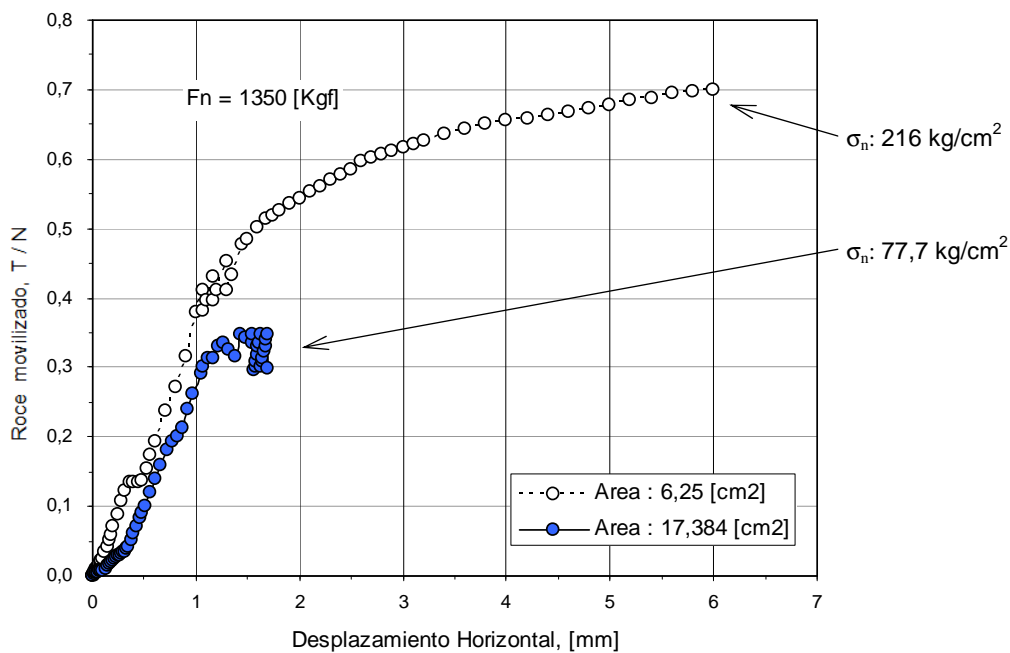


Figura A3.3 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

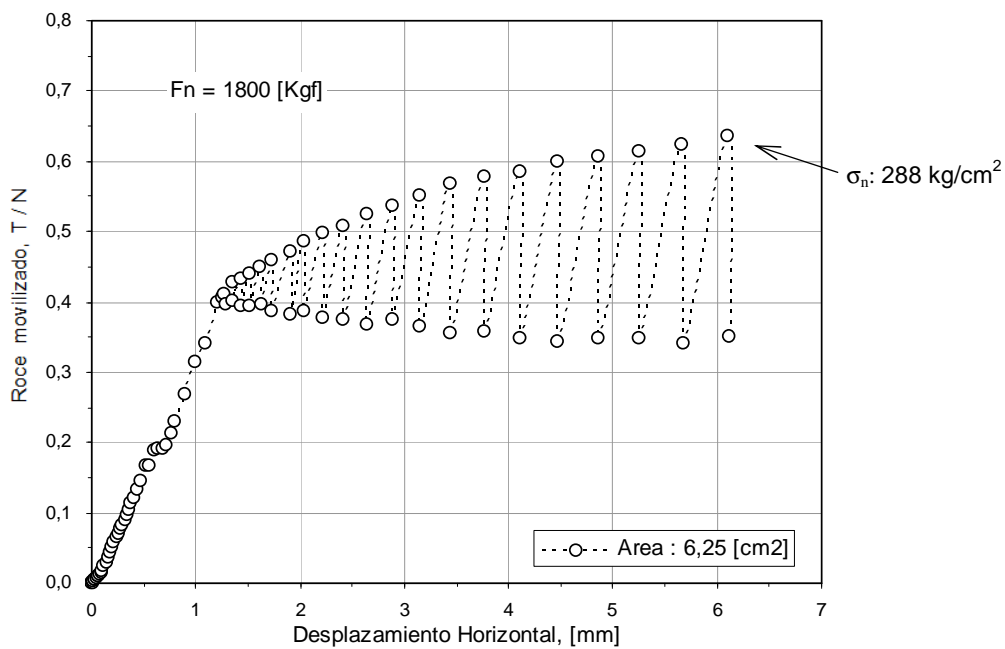


Figura A3.4 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

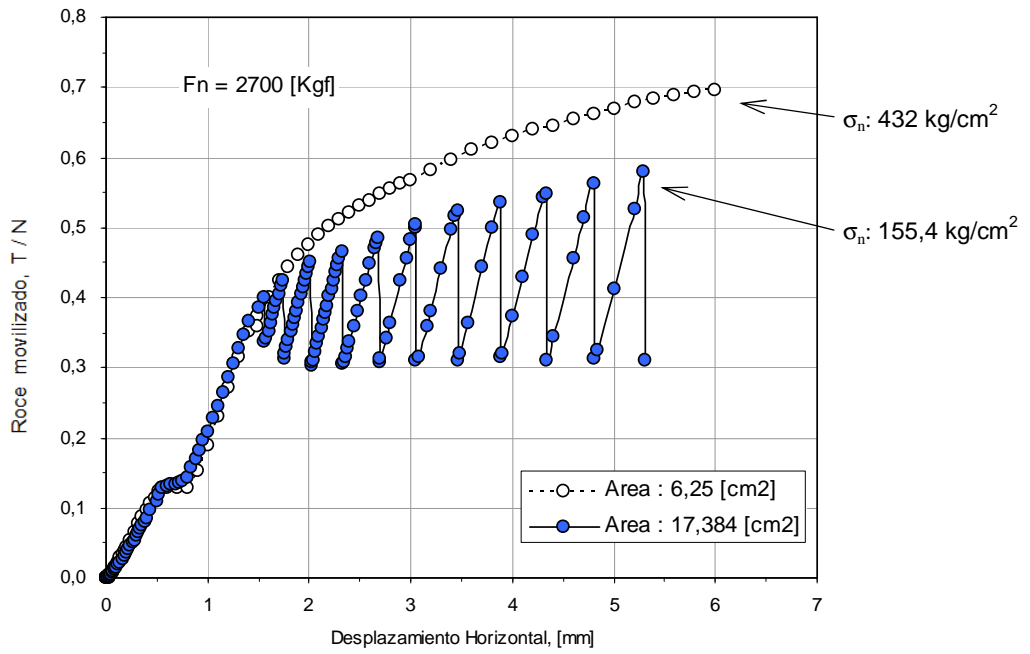


Figura A3.5 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

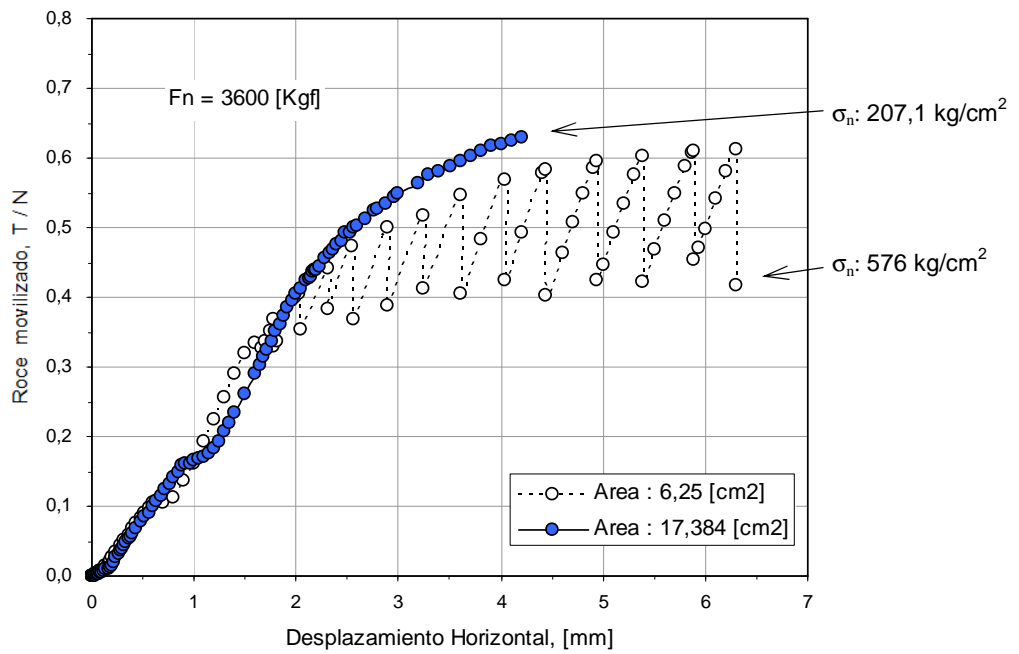


Figura A3.6 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

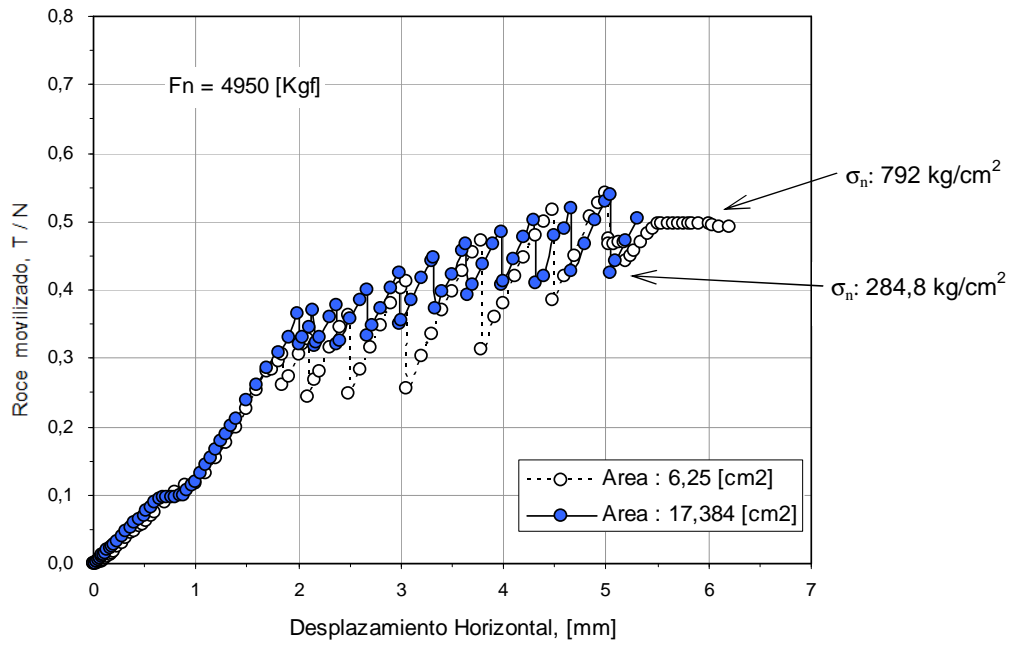


Figura A3.7 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

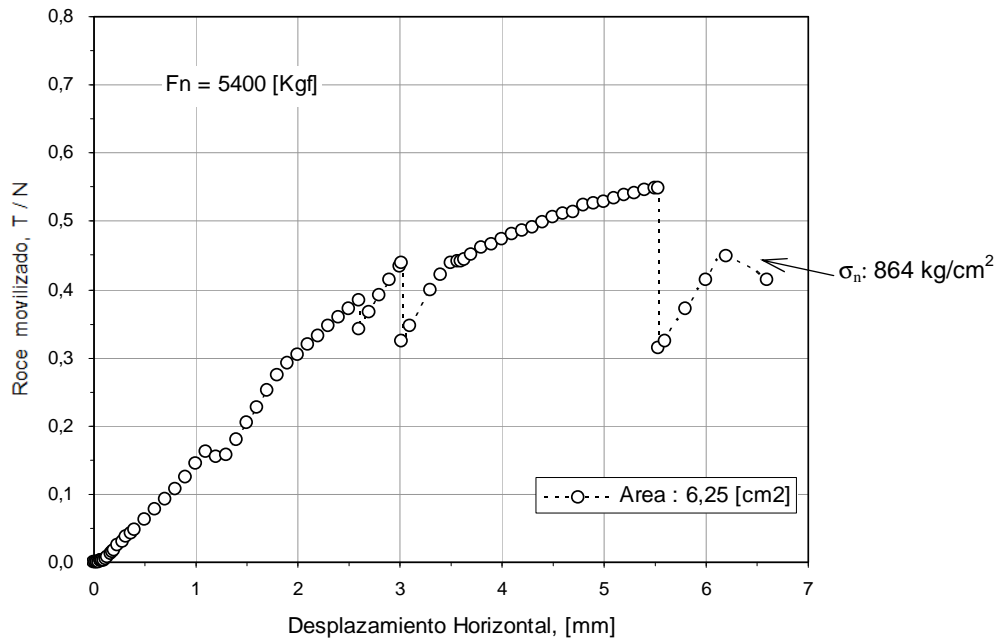


Figura A3.8 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

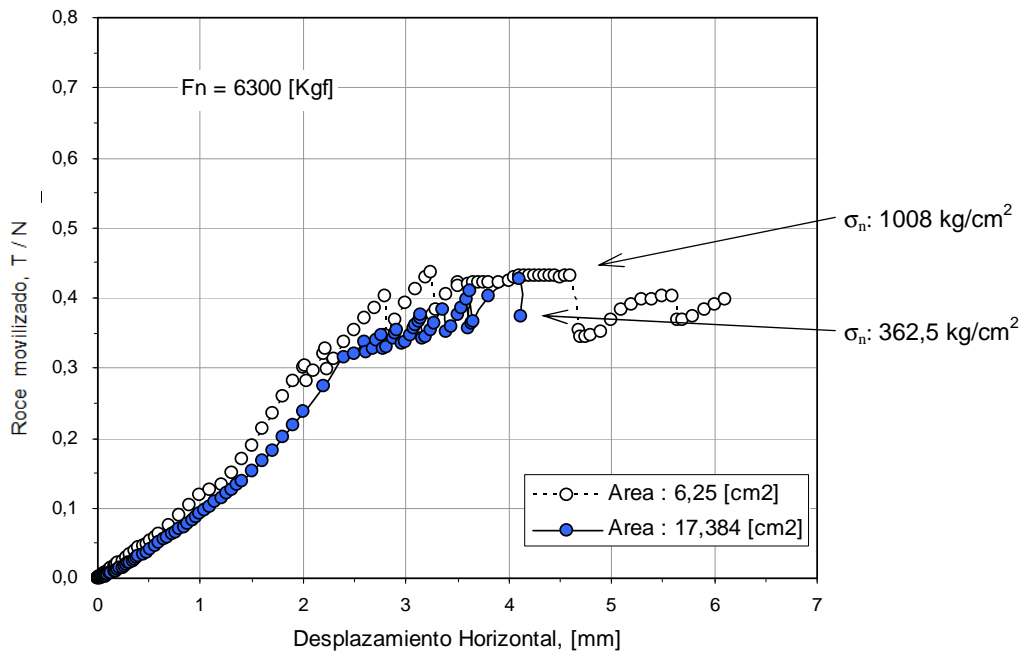


Figura A3.9 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

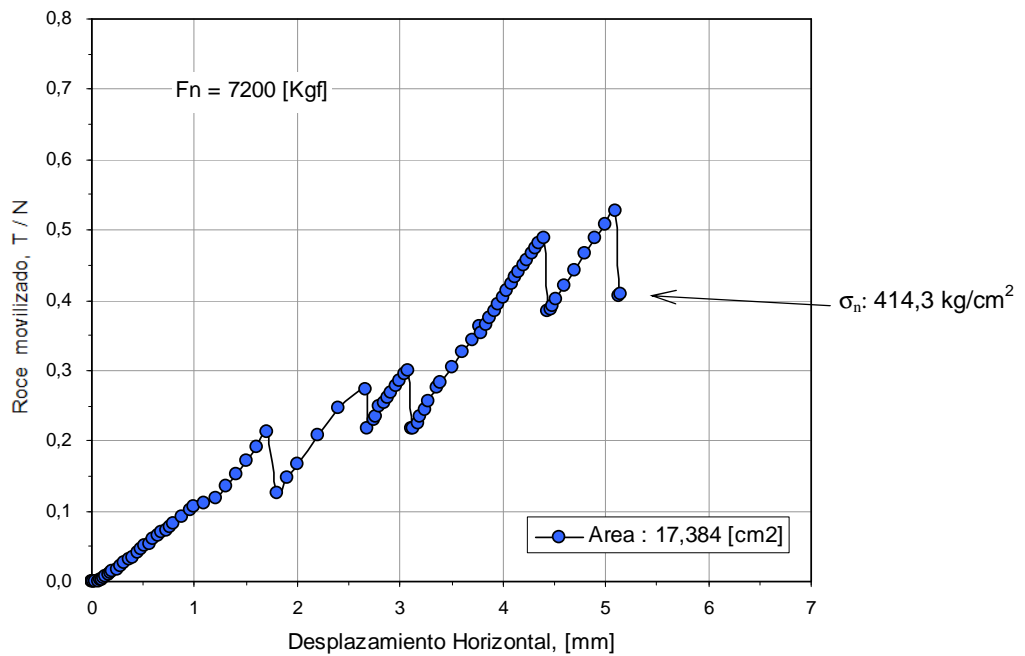


Figura A3.10 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

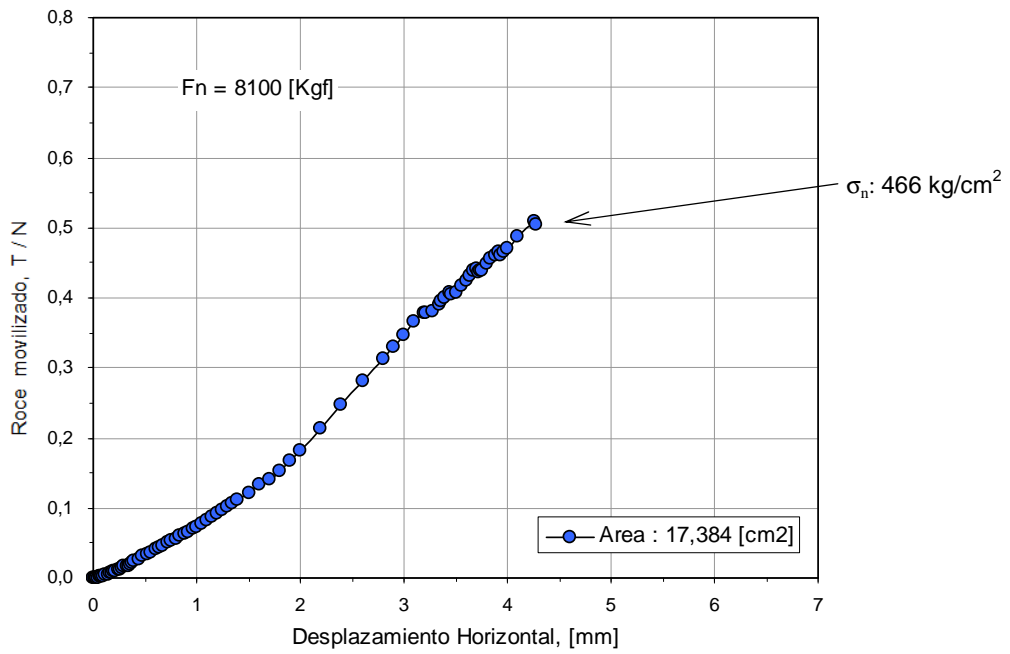


Figura A3.11 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

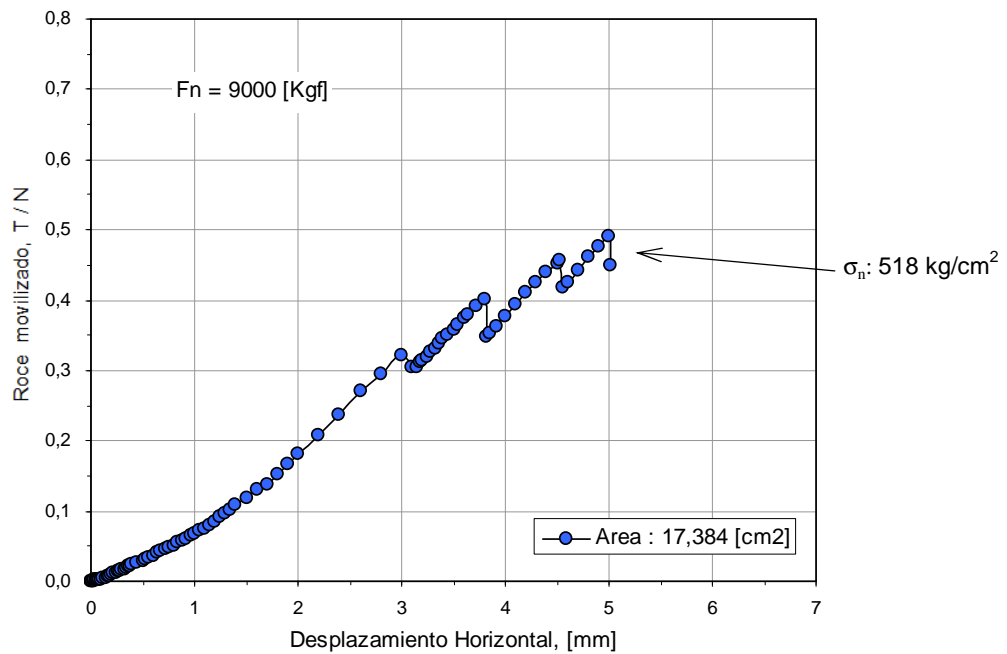


Figura A3.12 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

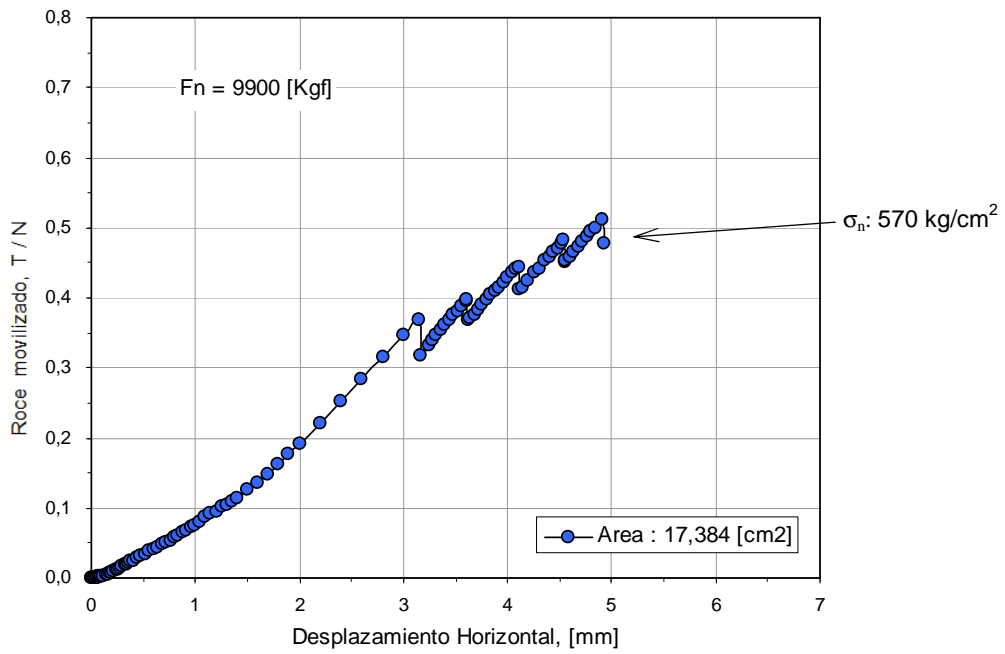


Figura A3.13 – Variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo

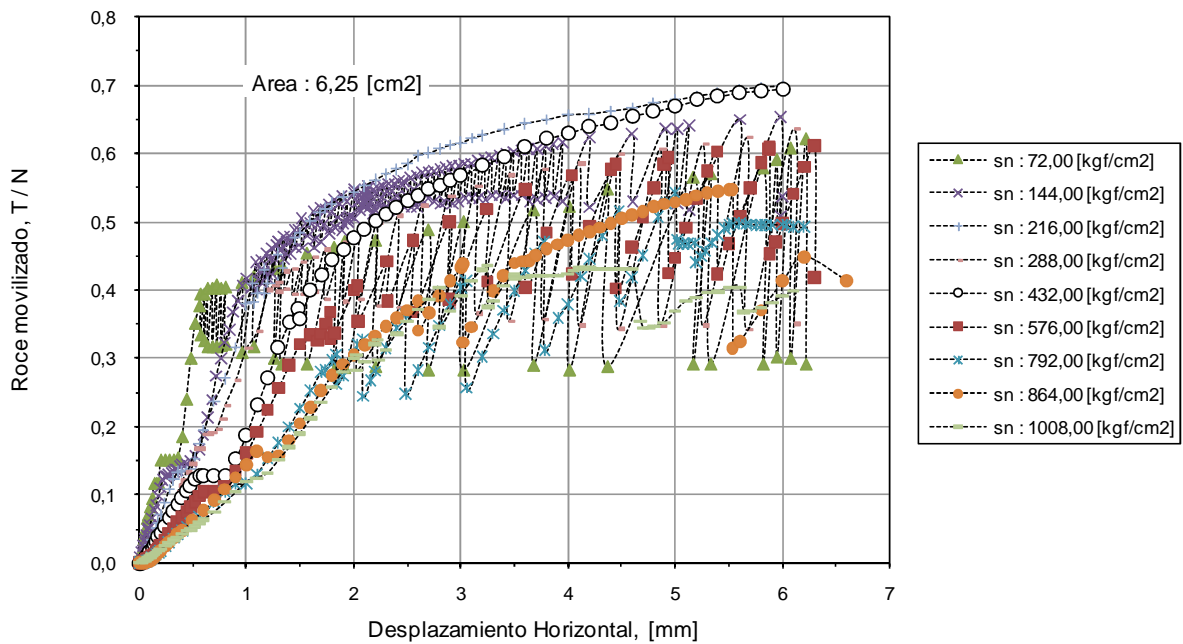


Figura A3.14 – Resumen de la variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo - Área : 6,25 cm²

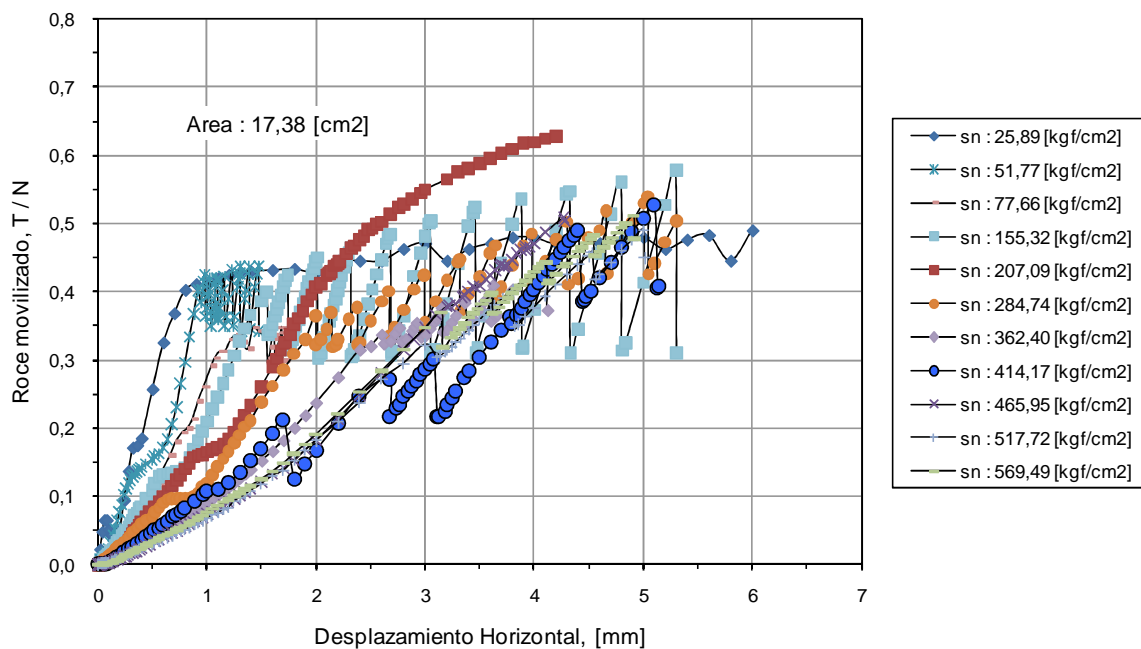


Figura A3.15 – Resumen de la variación del coeficiente de fricción v/s desplazamiento relativo – Área : 17,38 cm²

APÉNDICE D

Se presenta a continuación una serie de ensayos de desgaste Slake Durability para cada Lastre ensayado.

A4.1 LASTRE NATURAL



Figura A4.1 – Muestras de Lastre Natural – Ciclo T0



Figura A4.2 – Muestras de Lastre Natural – Ciclo T6



Figura A4.3 – Muestras de Lastre Natural – Ciclo T9



Figura A4.4 – Muestras de Lastre Natural – Ciclo T18

A4.2 LASTRE LIXIVIADO



Figura A4.5 – Muestras de Lastre Lixiviado – Ciclo T0



Figura A4.6 – Muestras de Lastre Lixiviado – Ciclo T1



Figura A4.7 – Muestras de Lastre Lixiviado – Ciclo T6



Figura A4.8 – Muestras de Lastre Lixiviado – Ciclo T20

A4.3 LASTRE CHANCADO



Figura A4.9 – Muestras de Lastre Chancado – Ciclo T0



Figura A4.10 – Muestras de Lastre Chancado – Ciclo T1



Figura A4.11 – Muestras de Lastre Chancado – Ciclo T6



Figura A4.12 – Muestras de Lastre Chancado – Ciclo T18

APÉNDICE E

A5.1 LASTRE NATURAL



Figura A5.1 – Probeta post ensayo triaxial



Figura A5.2 – Base de la probeta post ensayo

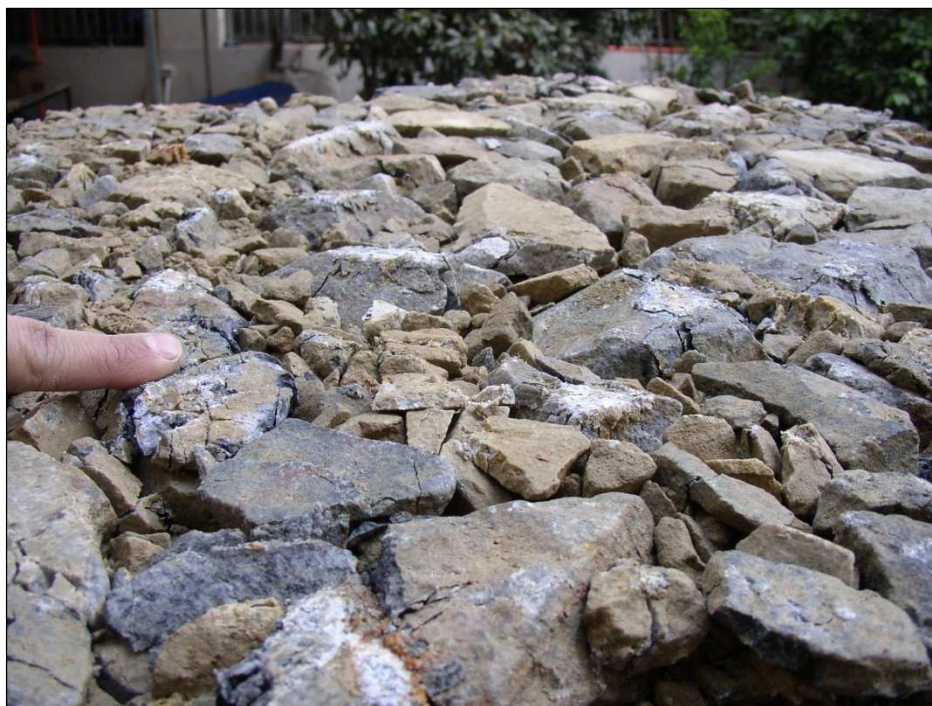


Figura A5.3 – Rotura de partículas bajo el cap superior



Figura A5.4 – Rotura de partícula

A5.2 LASTRE LIXIVIADO



Figura A5.5 – Probeta post ensayo triaxial



Figura A5.6 – Núcleo de la probeta post ensayo

A5.3 LASTRE CHANCADO



Figura A5.7 – Probeta post ensayo triaxial



Figura A5.8 – Rotura de partículas