



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

**TRANSFERENCIA DE CARGA AXIAL POR FRICCIÓN DE PILAS
COLADAS *IN SITU* AL SUBSUELO GRANULAR**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

P R E S E N T A:

ENRIQUE IBARRA RAZO

TUTOR PRINCIPAL:
DR. MANUEL J. MENDOZA LÓPEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

OCTUBRE, 2013

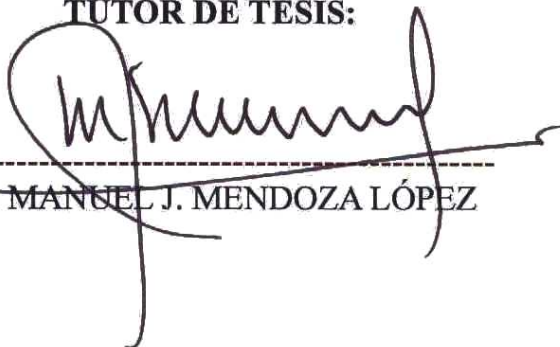
JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA
Secretario: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
Vocal: DR. MANUEL J. MENDOZA LÓPEZ
1^{er} Suplente: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
2^{do} Suplente: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'M. Mendoza', is written over a horizontal dashed line. The signature is stylized and cursive.

DR. MANUEL J. MENDOZA LÓPEZ

A mi esposa, Rocío.

A mis hijos, Paulina y Leonardo.

AGRADECIMIENTOS

Muchas circunstancias se presentaron para llegar a la conclusión de este trabajo Doctoral; destaco tres:

La primera fue mi ingreso a la Universidad Nacional. Es difícil imaginarme otra institución académica con el potencial de desarrollo personal y profesional que desde entonces la Universidad me ha ofrecido.

La segunda fue un encuentro casual en un pasillo del Instituto de Ingeniería de la UNAM, con quien sería mi tutor académico. Entonces buscaba tema de tesis para mi titulación profesional y el Dr. Manuel J. Mendoza me ofreció trabajar en el desarrollo de un consolidómetro instrumentado. Desde entonces han transcurrido más de tres lustros y tres tesis bajo su dirección, incluyendo esta.

La tercera es mi familia. El apoyo permanente de mi esposa y la motivación que me causan mis hijos, fueron el aliciente final para concluir este trabajo, que en algún momento pensé interminable.

Por estas circunstancias y otras más que la vida me ha ofrecido, me declaro afortunado y sobre todo, me declaro profundamente agradecido.

Mi gratitud a los comentarios y contribuciones que hicieron al trabajo mis sinodales, Dr. Manuel J. Mendoza, Dr. Miguel P. Romo, Dr. Gabriel Auvinet, Dr. Efraín Ovando y Dr. Rigoberto Rivera, así como a la revisión del documento que amablemente realizó el Dr. José Luis Rangel.

Termino estos párrafos expresando mi reconocimiento a mi compañero de cubículo, M. C. Miguel Rufiar, siempre dispuesto a la ayuda pronta y al diálogo, así como al Sr. Eleno Guzmán, quien me acompañó en buena parte de las actividades experimentales en el Laboratorio de Enrocamientos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

CONTENIDO

RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
NOMENCLATURA	v

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN **1**

1.1	PRESENTACIÓN	1
1.2	OBJETIVOS Y ALCANCE	2
1.3	ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	2

CAPÍTULO 2 ENFOQUES DE DISEÑO DE PILAS COLADAS *IN SITU* EN MEDIOS GRANULARES..... **5**

2.1	INTRODUCCIÓN	5
2.2	COMPORTAMIENTO GENERAL CARGA-DESPLAZAMIENTO EN PILAS	6
2.3	CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE PILAS	8
2.4	ENFOQUES DE DISEÑO	10
2.5	ANTECEDENTES DE SOLUCIONES TEÓRICAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN PILAS	10
2.5.1	Métodos analíticos para determinar la resistencia cortante por fuste	11
2.5.2	Método de Tamez	17
2.6	MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS β	19
2.7	MÉTODOS EMPÍRICOS BASADOS EN PRUEBAS DE CAMPO	23
2.7.1	Prueba de penetración estándar	23
2.7.2	Presiómetro de Menard	25
2.7.3	Cono eléctrico	27
2.8	DISCUSIÓN	29

CAPÍTULO 3 PRUEBAS DE CARGA EN MODELOS DE PILAS ENSAYADOS EN EL LABORATORIO **31**

3.1	CONSIDERACIONES GENERALES DEL EXPERIMENTO	31
3.2	FORMACIÓN DE LOS SUELOS GRANULARES DENTRO DEL CUBO DE PRUEBAS Y CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS DE PILAS	33
3.2.1	Selección de bancos de materiales	33
3.2.2	Cribado de los materiales	33
3.2.3	Colocación y compactación del suelo granular dentro del cubo de pruebas	34
3.2.4	Perforación de los modelos de pilas	36
3.2.5	Diseño de mortero fluido y colado de los modelos de pilas	38
3.3	SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGAS Y DE PRESIÓN EXTERNA	40
3.3.1	Marco de reacción	40
3.3.2	Aplicación de presión externa	42
3.3.3	Instrumentación y sistema de adquisición de datos	42
3.4	CARACTERIZACIÓN DE LOS MEDIOS GRANULARES	43
3.4.1	Dureza y forma de los granos	43
3.4.2	Granulometrías y clasificación SUCS	45
3.4.3	Pesos volumétricos y densidad relativa	46
3.4.4	Resistencias de punta con penetrómetro dinámico, q_d	48
3.4.5	Pruebas triaxiales en especímenes de grandes dimensiones	50
3.5	RESULTADOS DE LOS ENSAYES DE EXTRACCIÓN	53
3.5.1	Programa de ensayos	53

3.5.2	Curvas carga-desplazamiento-tiempo	54
3.5.3	Resistencia cortante unitaria por fuste	60
3.5.4	Rigidez	62
3.5.5	Valores empíricos de Beta para diseño	64
3.5.6	Valores de K calculados a partir de los resultados con los modelos de pilas	67
3.6	COMENTARIOS FINALES SOBRE LOS ENSAYES EN MODELOS DE PILAS	68
 CAPÍTULO 4 RUGOSIDAD EN LOS MODELOS DE PILAS		71
4.1	ANTECEDENTES SOBRE MEDICIONES DE RUGOSIDAD EN PILOTES	71
4.2	ESCANEO TRIDIMENSIONAL DE LOS MODELOS DE PILAS	74
4.2.1	Procedimiento de medición	74
4.2.2	Datos generales de las mallas 3D	76
4.3	PERFILES DE RUGOSIDAD	78
4.4	ANÁLISIS DE RUGOSIDAD CON PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	79
4.4.1	Perfil de ondulación y perfil de rugosidad	79
4.4.2	Preproceso de los perfiles de rugosidad	79
4.4.3	Parámetros estadísticos	80
4.4.4	Resultados y discusión	81
4.5	ANÁLISIS DE CONTENIDOS DE FRECUENCIAS-PERIODOS (FOURIER)	87
4.5.1	Análisis de sensibilidad	87
4.5.2	Metodología	88
4.5.3	Resultados y discusión	89
4.6	ANÁLISIS CON TEORÍA DE FRACTALES	91
4.6.1	Método con semi-variogramas	92
4.7	COMENTARIOS FINALES	95
 CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		97
5.1	RELATIVAS A LOS ENSAYES CON MODELOS DE PILAS	97
5.2	RELATIVAS A LOS ANÁLISIS DE RUGOSIDAD	98
5.3	RECOMENDACIONES SOBRE LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	99
 REFERENCIAS		101
 ANEXO A IMÁGENES LITOESTEREOGRÁFICAS DE LOS MODELOS DE PILAS ...		105
ANEXO B PERFILES DE RUGOSIDAD		111
ANEXO C ANÁLISIS DE CONTENIDO DE PERIODOS (ESPECTROS DE FOURIER)		135
ANEXO D SEMIVARIOGRAMAS		159

RESUMEN

El diseño por capacidad de carga de pilas de cimentación coladas *in situ* en medios granulares, se ha abordado históricamente considerando únicamente a las arenas, soslayando el efecto que tiene en la capacidad portante por fuste la presencia de partículas de mayor tamaño, como las gravas. Este enfoque de diseño encuentra rápidamente sus limitaciones cuando se confronta con los resultados de pruebas de carga de pilas construidas en arenas con gravas y en gravas arenosas, en donde la experiencia ha demostrado que las estimaciones convencionales de la capacidad de carga por fuste resultan muy conservadoras.

En este contexto, el objetivo principal de esta investigación fue identificar los factores que mayormente inciden en la resistencia cortante por fuste (f_s) de pilas construidas en suelos granulares con gravas, para contribuir al replanteamiento de propuestas, más sustentadas, para el cálculo de la capacidad portante por fricción en este tipo de suelos.

Para ello, se elaboró un programa de pruebas de carga en modelos de pilas de dimensiones reducidas ($B=14$ cm y $D=60$ cm) que se construyeron en suelos granulares contenidos en un cubo rígido, de un metro de lado. Se realizaron series de ensayos a extracción con carga controlada hasta la falla, variando en cada serie el porcentaje de gravas ($G\%$), así como el nivel de esfuerzo vertical aplicado de manera externa. Especial interés se puso en la cuantificación de la rugosidad creada en la interfaz pila-suelo y su variación con la granulometría del medio.

A partir de los resultados experimentales, se encontró que existe una correlación directa entre $G\%$ y f_s , así como entre $G\%$ y la rigidez del sistema pila-suelo. Se observó también que la rugosidad del fuste crece con $G\%$ y está relacionada con el diámetro de las partículas D_{60} . Se demostró que el comportamiento mecánico de fricción en el fuste se relaciona con los periodos de longitudes de onda (T) de 3 y hasta 7 veces D_{60} , no así con los periodos de onda larga mayores a esta dimensión. Asimismo, a partir de los valores del coeficiente K calculados en forma inversa en las pruebas con los modelos de pila, se deduce que la rugosidad del fuste favorece el comportamiento dilatante de los suelos arenosos con gravas, incrementando los valores de K muy por arriba de lo que los cálculos convencionales para este parámetro indican.

En resumen, a mayor porcentaje de gravas, mayor rugosidad, mayor dilatancia, mayores valores de K y mayores valores de f_s . Sin embargo, estos efectos se inhiben conforme se aumenta el nivel de esfuerzo vertical efectivo.

Derivado de la presente investigación, puede afirmarse que la subestimación observada en el cálculo convencional de la capacidad de carga por fuste de pilas coladas *in situ* en suelos con gravas se debe, en buena medida, al hecho de soslayar el efecto de la rugosidad-dilatancia que se genera en la interfaz fuste-suelo granular, cuya consecuencia es el incremento del coeficiente K a valores muy superiores a los que convencionalmente se usan para el cálculo de la resistencia cortante unitaria f_s .

ABSTRACT

Historically, the load capacity design of cast-in-situ piles in granular media has been addressed considering only sandy soils, and typically ignoring the effect on the shaft bearing capacity due to the presence of larger particles, such as gravel. The limitations of this design approach become evident when confronted with the results of load tests on piles constructed in sand and gravelly soils. As a result, conventional estimates for the shaft load capacity are very conservative.

In this context, the main objective of this research study was to identify the factors that mostly affect the shaft side-shear resistance (f_s) of piles constructed in granular (gravelly) soils, and to redefine more rigorous proposals aimed at calculating the friction-induced bearing capacity in these types of soils.

To this end, a load testing experimental program was developed using pile models with reduced dimensions ($B=14$ cm and $L=60$ cm), which were constructed in granular soils contained in a rigid cube with one-meter side walls. A series of controlled extraction load tests were conducted until failure by varying in each series the percentage of gravel ($G\%$) and the level of external vertical stress. Special focus was placed on the quantification of the resulting pile-soil interface roughness and its variation with the soil granulometry.

From the experimental results, it was found that there is a direct correlation between $G\%$ and f_s and between $G\%$ and the stiffness of the pile-soil system. It was also observed that the shaft roughness increases with $G\%$ and is related to the particle diameter D_{60} . It was shown that the mechanical friction behavior in the shaft is related to wavelength periods (T) with a value of 3 and up to 7 times D_{60} , but not with long wavelength periods greater than this dimension. Likewise, from the values of the lateral thrust coefficient (K) calculated using pile models tests, it follows that the shaft roughness favors the dilatant behavior of sandy gravelly soils, increasing K well above the value typically obtained with conventional calculations.

In short, a higher percentage of gravel results in a higher roughness, increased dilatancy and higher values of K and f_s . However, these effects are inhibited as the level of effective vertical stress is increased.

According to the present research study, is possible to affirm that the observed underestimation in conventional calculations of the shaft load capacity of piles cast-in-situ in gravelly soils, is mostly the result of neglecting roughness-dilatancy effects generated at the shaft-soil granular interface. These effects result in increased values of K , well above those typically used to calculate the unitary shaft side-shear resistance f_s .

NOMENCLATURA

LETRAS LATINAS MAYÚSCULAS

A_p	Área de la sección transversal de la punta
A_s	Área lateral del fuste
B	Diámetro de la pila
C_c	Coefficiente de curvatura
C_u	Coefficiente de uniformidad
D	Longitud embebida o profundidad de empotramiento
D_c	Profundidad crítica de Meyerhof, para la que se alcanza un valor límite máximo de f_s
D_f	Dimensión fractal
D_r	Densidad relativa
D_{10}	Tamaño tal que, en peso, 10% de las partículas tengan un tamaño igual o menor
D_{30}	Tamaño tal que, en peso, 30% de las partículas tengan un tamaño igual o menor
D_{50}	Tamaño tal que, en peso, 50% de las partículas tengan un tamaño igual o menor
D_{60}	Tamaño tal que, en peso, 60% de las partículas tengan un tamaño igual o menor
$F\%$	Porcentaje de finos en peso
G_s	Gravedad específica de sólidos
$G\%$	Porcentaje de gravas en peso
K	Coefficiente de empuje lateral de tierras
K_o	Coefficiente de empuje lateral de tierras en reposo o <i>in situ</i>
K_s	Coefficiente de empuje lateral de tierras para pilas y pilotes de Meyerhof
L	Longitud de la pila
N_{SPT}	Número de golpes de la prueba de penetración estándar
N_{60}	N_{SPT} corregido al 60% de la energía estándar
$(N_1)_{60}$	N_{SPT} corregido por esfuerzo de una atmósfera y al 60% de la energía estándar
OCR	Relación de preconsolidación
PI	Índice plástico
P_{LM}	Presión límite de la prueba presiométrica
P_t	Altura total del perfil primario
Q_c	Capacidad de carga en compresión
Q_p	Capacidad de carga por punta
Q_{pt}	Capacidad de carga por punta en tensión debido a succión

Q_s	Capacidad de carga por fuste en compresión
Q_{st}	Capacidad de carga por fuste en tensión (incluye Q_{pt})
Q_t	Capacidad de carga en tensión
R_a	Rugosidad media
R_{max}	Parámetro de rugosidad definido por Ueusegi y Kishida (1986)
R_p	Altura máxima de picos del perfil de rugosidad
R_q	Desviación estándar de la rugosidad
R_t	Altura total del perfil de rugosidad
R_v	Profundidad máxima de valles del perfil de rugosidad
R_z (DIN)	Rugosidad de diez puntos
T	Periodo de onda en perfiles de rugosidad, en mm
TMA	Tamaño máximo de partículas
W	Peso de la cimentación
W_a	Ondulación media
W_L	Límite líquido
W_t	Altura total del perfil de ondulación

LETRAS LATINAS MINÚSCULAS

d_{max}	Diámetro máximo de partículas
f_l	f_s límite en la interfaz pila-suelo de Meyerhof, para profundidades mayores a la crítica
f_s	Resistencia cortante unitaria de la interfaz pila-suelo
f'_c	Resistencia en compresión simple del mortero
k_i	Rigidez secante al 50% de la carga máxima, de la curva carga-desplazamiento
p_a	Presión atmosférica
p_f	Esfuerzo efectivo principal en la falla, para la ecuación de Bolton
p_L	Presión límite determinada con el presiómetro de Menard
q_c	Resistencia de punta de cono eléctrico
q_d	Resistencia de punta dinámica con penetrómetro PANDA
q_p	Resistencia unitaria de la punta en una pila
z	Profundidad media del estrato de análisis

LETRAS GRIEGAS

δ	Ángulo de fricción en la interfaz pila-suelo
----------	--

β	Parámetro adimensional; $\beta = K \tan \phi$
ϕ'	Ángulo de fricción efectivo
ϕ'_{\max}	ϕ' obtenido con la tangente a un sólo círculo de Mohr, para el esfuerzo σ'_1 máximo.
ϕ_{cv}	Ángulo de fricción para volumen constante
ϕ_{dil}	Ángulo de dilatancia
γ	Peso volumétrico del suelo
γ'_c	Peso volumétrico efectivo del concreto fresco
γ_d	Peso volumétrico seco
$\gamma_{d\max}$	Peso volumétrico seco máximo
$\gamma_{d\min}$	Peso volumétrico seco mínimo
γ_h	Peso volumétrico húmedo
σ'_h	Esfuerzo horizontal efectivo
σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo y/o esfuerzo aplicado extremadamente en los ensayos
σ'_1	Esfuerzo principal mayor
σ'_3	Esfuerzo principal menor

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 PRESENTACIÓN

En los últimos dos decenios, las cimentaciones con pilas coladas *in situ* han tenido gran auge en la zona poniente de la ciudad de México, tanto para la construcción de viaductos elevados como para edificios y torres; ello ocurre por el desarrollo de estructuras cada vez más altas y robustas hacia esa zona de la ciudad, donde predominan depósitos aluviales y formaciones volcánicas de rocas blandas, que requieren cimentaciones de secciones cada vez mayores y más profundas. Desde luego, no es únicamente la capital del país donde con frecuencia se usa este tipo de cimentaciones; lo mismo sucede en otras grandes ciudades del mundo, en zonas de depósitos aluviales y otros suelos granulares, y en puentes carreteros para pasos de cañadas y ríos, donde existen suelos con contenido importante de arenas y gravas, por ejemplificar algunos casos.

El creciente desarrollo de obras de infraestructura y edificaciones ha puesto en evidencia la carencia de métodos de diseño *ad hoc* para el cálculo de la capacidad portante de pilas coladas *in situ* en suelos granulares; en efecto, los desarrollos tecnológicos que han hecho más eficientes los procedimientos constructivos, no han tenido un avance semejante en la comprensión cabal de los mecanismos de transferencia de carga de las pilas al subsuelo circundante y por ende, en métodos sustentados, probados y prácticos de diseño. Lo anterior es particularmente cierto cuando se trata de determinar la resistencia cortante unitaria por el fuste de pilas en suelos granulares con presencia importante de gravas, en donde se ha observado que los métodos de diseño convencionales subestiman en forma significativa la capacidad de carga por fuste.

Vialidades construidas en la zona poniente de la ciudad de México, tales como el Distribuidor Vial San Antonio (Mendoza *et al.*, 2004) y más recientemente el Viaducto Bicentenario (Mendoza *et al.*, 2010), han permitido ensayar algunas pilas instrumentadas coladas en el lugar bajo cargas axiales de compresión y extracción, donde se ha podido confirmar lo antes dicho: los diseños comúnmente empleados para calcular la capacidad de carga de pilas en suelos granulares, con presencia de gravas, subestiman importantemente el aporte del fuste. Estas experiencias, aunadas a las generadas en otras partes del mundo, apuntan a la necesidad de poner a revisión las consideraciones de diseño de las llamadas localmente, con frecuencia y sin sustento, pilas de punta.

Compartiendo las ideas anteriores, la investigación que aquí se presenta se enfocó en estudiar algunos factores que influyen en el comportamiento de pilas construidas en suelos granulares con presencia de gravas, particularmente por lo que respecta a la aportación de la resistencia de su fuste a la capacidad de carga. Por su naturaleza, la investigación tiene un fuerte componente experimental; esto es, el primer paso del estudio se orientó a la observación y registro de los fenómenos bajo condiciones controladas en el laboratorio. Posteriormente, se puso énfasis en el análisis de los datos y en la identificación de los factores que inciden en la resistencia unitaria por fuste, con especial interés en el análisis de la rugosidad, para formular, finalmente, lineamientos y recomendaciones prácticas para el diseño de estas cimentaciones.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE

El objetivo principal de esta investigación es identificar los factores que mayormente inciden en la resistencia unitaria por fuste de pilas construidas en suelos granulares, para contribuir a la formulación y replanteamiento de propuestas, más sustentadas, para el cálculo de la capacidad portante por fricción de pilas coladas *in situ* en suelos con contenido importante de gravas.

En este contexto, se desarrolló un programa experimental en el Laboratorio de Enrocamientos del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IIUNAM) donde se realizaron pruebas de carga axial a extracción en modelos de pilas de dimensiones reducidas ($B=14$ cm y $D=60$ cm). Las pilas se construyeron en diversos suelos granulares contenidos en un cubo de pruebas rígido, de un metro de lado, mediante perforación con barrena *auger* y colado *in situ*. El experimento consistió en realizar series de ensayos de extracción con carga controlada, hasta la falla, variando para cada serie la granulometría del suelo, particularmente el porcentaje de gravas, así como el nivel de esfuerzo vertical aplicado de manera externa sobre el medio granular. Se estudió con especial interés la rugosidad en el fuste de los modelos.

Los datos derivados de las series de pruebas con los modelos de pilas, permitieron establecer correlaciones entre diversas variables y la resistencia cortante unitaria, f_s , desarrollada en el fuste de pilas coladas *in situ*, el coeficiente de empuje lateral K , así como con la rigidez secante inicial, k_i , de las curvas carga-desplazamiento. Las principales variables que se correlacionaron con f_s , K y k_i fueron: contenido de gravas ($\%G$), coeficiente de uniformidad (C_u), esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), resistencia de punta dinámica (q_d) y rugosidad en el fuste determinada con diferentes parámetros (R_{max} , T y D_f).

Otras variables que también tienen influencia en el desarrollo de la resistencia unitaria en el fuste, f_s , como la forma y dureza de los granos, la compacidad, el proceso constructivo, la humedad del suelo y la resistencia del concreto de las pilas, fueron constantes en el experimento por lo que su influencia no se abordó experimentalmente en este estudio.

1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Considerando los objetivos de este trabajo de investigación, la tesis se organizó de la siguiente manera:

En el capítulo 2 se presenta una revisión de las prácticas y métodos de diseño del estado actual del conocimiento, para pilas coladas *in situ* en medios granulares, especialmente en lo que al fuste se refiere. Inicialmente se describen las teorías clásicas y algunos métodos locales de diseño. Posteriormente, se hace referencia a métodos de diseño para pilas en suelos granulares basados en pruebas de campo como el penetrómetro estándar (SPT), presiómetro de Menard y cono eléctrico (CPT). En el desarrollo del capítulo, se presentan algunos avances y aportaciones recientes de otros autores que han apuntado sus investigaciones al diseño por fuste de pilas coladas en suelos granulares, con especial énfasis en la presencia de gravas en el medio. El capítulo concluye con un resumen y una discusión.

En el capítulo 3, se presentan los resultados del programa experimental de pruebas a extracción de pilas de escala reducida realizado en el laboratorio. El experimento se diseñó para estudiar, de manera sistemática y bajo condiciones controladas, el aporte por fricción del fuste de los modelos de pilas en suelos granulares y su variación con el porcentajes de gravas. Se estudió también el efecto del nivel de esfuerzo vertical efectivo. Se presentan los detalles de la formación de los suelos y su caracterización, la construcción de los modelos de pilas y los resultados de las pruebas de carga. El capítulo termina con la descripción de los resultados observados, donde se destaca que variables como el porcentaje de gravas, el coeficiente de uniformidad y el nivel de esfuerzo vertical tienen una influencia directa y sistemática en la rigidez secante inicial k_i de las curvas carga-desplazamiento, en la resistencia unitaria por fuste (f_s) y en los parámetros β y K para diseño por fuste en términos de esfuerzos efectivos.

En el capítulo 4 se describe la medición cualitativa y cuantitativa de la rugosidad determinada en perfiles a lo largo de todo el fuste de los modelos de pilas construidos en suelos granulares y su correlación con otros parámetros de diseño. Al inicio del capítulo se presenta una revisión de los métodos de análisis para determinar la rugosidad de un perfil y se resumen estudios previos de la influencia de la rugosidad en elementos de cimentación profunda reportados en la literatura. Los análisis de rugosidad de los modelos de pilas se realizaron con tres enfoques: parámetros estadísticos de la rugosidad, estudio a través de espectros de Fourier y aproximación con geometría fractal. Se demuestra que la rugosidad es creciente con el porcentaje de gravas y favorece el comportamiento dilatante de las gravas, lo que incrementa en forma importante los valores de K y por ende de f_s en el fuste de las pilas.

Finalmente, en el capítulo 5 se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo de tesis, indicando las líneas de investigación que se deberán continuar para mejorar el conocimiento del desempeño de estos elementos de cimentación en suelos granulares con gravas.

CAPÍTULO 2

ENFOQUES DE DISEÑO DE PILAS COLADAS *IN SITU* EN MEDIOS GRANULARES

2.1 INTRODUCCIÓN

Las pilas coladas *in situ* se han convertido en la solución de cimentación profunda dominante para una diversidad de ambientes geológicos en todo el mundo (Kulhawy, 1991) y los suelos granulares no son la excepción; en efecto, la versatilidad en su construcción con diámetros que alcanzan hasta 3 m y longitudes de varias decenas de metros, así como su rapidez de construcción, afectaciones mínimas por vibraciones al entorno, entre otros aspectos, han hecho que las pilas sean la elección de muchos ingenieros geotécnicos para resolver cimentaciones en suelos duros, rocas blandas, suelos granulares, suelos aluviales y fluviales, entre otros ambientes geológicos.

Aunque es reconocido que mucho se ha avanzado en la comprensión del comportamiento de las cimentaciones profundas en general, todavía existen tareas por resolver, como el hecho de considerar la presencia de partículas de mayor tamaño que las arenas en los medios granulares, como las gravas y los boleos, y los efectos que éstas tienen en la capacidad de carga de las pilas; el cálculo de la capacidad de carga de las pilas de cimentación en medios granulares, se ha abordado históricamente con enfoques analíticos en términos de esfuerzos efectivos y enfoques empíricos, ambos desarrollados principalmente para arenas, con muy escasas menciones al diseño de las pilas en arenas con gravas y en gravas francamente. Sin embargo, la experiencia de las últimas dos décadas ha demostrado que la capacidad de carga de pilas en suelos con gravas es sustancialmente mayor que la de pilas en arenas, específicamente por lo que se refiere a la contribución del fuste (O'Neill y Hassan, 1994; Rollins *et al.*, 1997 y 2005; Harraz *et al.*, 2004; Mendoza *et al.*, 2004).

Incluso en los métodos clásicos de diseño para pilas coladas *in situ* en arenas, se observa una variedad de enfoques e interpretaciones que conducen a diferentes resultados de acuerdo con la filosofía del diseño adoptada y, quizás en mayor medida, con la experiencia del ingeniero diseñador, evidenciando que el diseño de las cimentaciones profundas en general, y en particular el de las pilas coladas *in situ*, es una tarea todavía difícil que no tiene una solución cerrada y única. Para muestra, se presenta en la Fig. 2.1 el espectro de resultados de las estimaciones de capacidad de carga de 40 diseñadores que participaron en un ejercicio de predicción organizado por Fellenius (2011) para una prueba de carga en una pila colada con barrena continua de 406 mm de diámetro y 18.5 m de profundidad, embebida mayormente en arenas limosas con algunos lentes de gravas; a los participantes se les ofreció información limitada consistente en la descripción estratigráfica general del sitio de prueba y el registro de cuatro sondeos de penetración estándar (SPT) hasta 26 m de profundidad, no se ofrecieron resultados de laboratorio. Las estimaciones variaron desde 830 kN hasta 3600 kN y mayores. La variedad de resultados muestra, por una parte, la escasa información y desconocimiento de la geología del sitio para la mayoría de los diseñadores (dentro de círculos se muestran las estimaciones de un par de diseñadores locales); por otra parte refleja que, partiendo de la misma información para todos los diseñadores, los enfoques, reducción de datos y métodos de diseño variaron tanto como las estimaciones de la capacidad de carga.

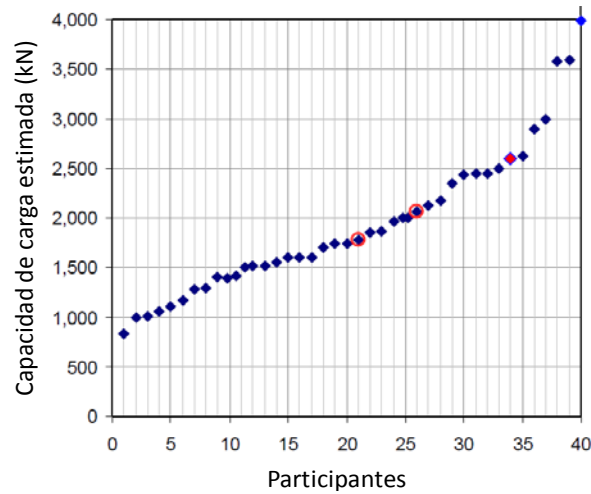


Figura 2.1 Estimaciones de capacidad de carga en concurso de predicción (Fellenius,2011)

En este contexto, se presenta en este capítulo una revisión de las prácticas de diseño convencionales para el cálculo de la capacidad de carga de pilas coladas *in situ* en medios granulares, específicamente en lo que se refiere al diseño de la capacidad de carga por fuste. Inicialmente, se revisan los métodos analíticos y semiempíricos clásicos desarrollados para suelos arenosos y donde resulte conveniente, se presentan los avances de los últimos tres lustros reportados en la literatura, para el cálculo de la capacidad de carga por fuste de pilas que consideran la presencia de gravas en el medio.

El marco teórico, en conjunto con los resultados experimentales en modelos de pilas que se muestran en el capítulo 3, servirán para identificar los parámetros que mayormente influyen en el desarrollo de la capacidad de carga por fuste de pilas coladas *in situ* en suelos con presencia importante en gravas.

2.2 COMPORTAMIENTO GENERAL CARGA-DESPLAZAMIENTO EN PILAS

Antes de revisar los enfoques convencionales y avances recientes para el diseño por fuste de pilas en medios granulares, conviene clarificar algunos aspectos del comportamiento general carga-desplazamiento de pilas.

Tanto la capacidad de carga del fuste como de la punta de una pila trabajando en compresión, se desarrollan en función del desplazamiento vertical de la pila, más específicamente, del desplazamiento relativo pila-suelo, pero bajo condiciones muy diferentes: la capacidad de carga por fuste se desarrolla con pequeños desplazamientos relativos, independientemente del tipo de construcción, del tipo de suelo y de la geometría del elemento. Por su parte, la capacidad de carga por punta se desarrolla con grandes desplazamientos relativos asociados, y es dependiente del proceso de construcción, de la geometría de la cimentación y del tipo de suelo. En efecto, el desarrollo máximo de la fricción en el fuste requiere un desplazamiento relativo entre pila y suelo de tan sólo unos cuantos milímetros, mientras que para que se desarrolle la resistencia máxima de la punta, son necesarios desplazamientos tan grandes como el 10% o más del diámetro de la pila. Muestra de lo anterior se presenta en las curvas idealizadas carga-desplazamiento de una pila que se

muestran en la Fig. 2.2 presentadas por Kulhawy (1991). Para un pequeño desplazamiento, por ejemplo en el punto A de la gráfica, se observa que la capacidad por fuste se ha desarrollado en forma importante mientras que la capacidad por punta apenas empieza a evolucionar; a medida que la pila es cargada axialmente en su cabeza, la resistencia por fuste llega a un máximo de su capacidad (punto B), mientras que para la punta todavía queda una reserva importante de capacidad de carga, que sólo se alcanza desplazando o penetrando la pila en el terreno (punto C).

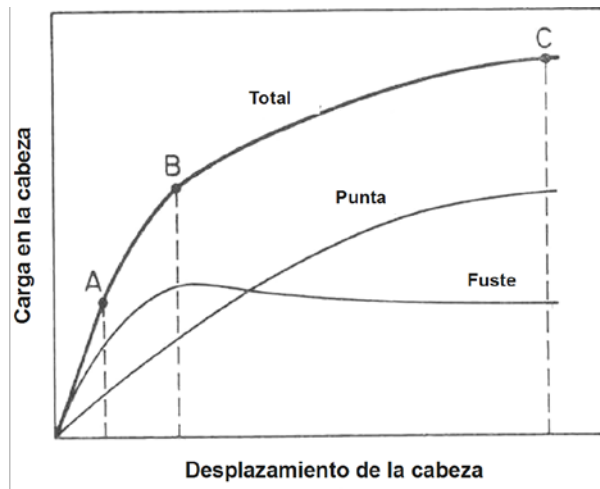


Figura 2.2 Curvas carga-desplazamiento para pilas en compresión (Kulhawy, 1991)

Dado que la capacidad de carga del fuste de las pilas se moviliza para pequeños desplazamientos que resultan mucho menores que los requeridos para movilizar la capacidad de carga de la punta, resulta claro que bajo cargas de diseño, estos elementos suelen trabajar puramente por fricción, especialmente si están embebidos en rocas, rocas blandas, suelos duros y suelos granulares. Como consecuencia, existe un interés particular en el diseño de la capacidad de carga por fuste de las pilas en este tipo de suelos.

Para reforzar las ideas anteriores, en la Fig. 2.3 se presenta la distribución de cargas con la profundidad medidas en la cabeza de una pila instrumentada ($B=68$ cm, $D=26.3$ m) ensayada en el Distribuidor Vial San Antonio (Mendoza *et al.*, 2004) de la ciudad de México, donde existen depósitos aluviales con arenas y gravas. A través de mediciones de los acortamientos del concreto registrados con indicadores de deformación a diferentes profundidades (*tell tales*), incluyendo uno cercano a la punta, se observó que para la carga máxima aplicada cercana a 10 MN (906 t), la pila se desplazó en su cabeza 14.5 mm verticalmente, de los que sólo 4.5 mm correspondieron al desplazamiento relativo entre la pila y el suelo, en tanto que 10 mm son atribuibles a la compresión del concreto. Para ese nivel de desplazamiento relativo, la punta apenas empezaba a reaccionar, mientras que prácticamente toda la carga, fue tomada por la fricción desarrollada en el fuste.

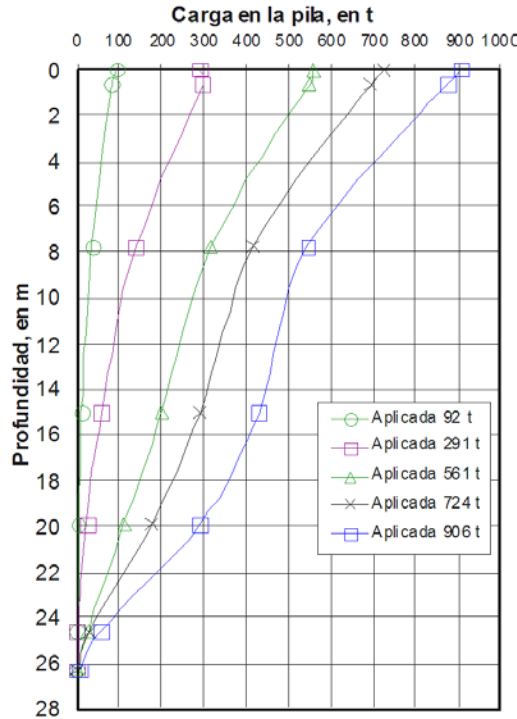


Figura 2.3 Distribución de cargas en pila de prueba instrumentada. Distribuidor Vial San Antonio (Mendoza et al., 2004)

2.3 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE PILAS

El diseño geotécnico de las cimentaciones profundas, usualmente se realiza en términos de su capacidad de carga más que en términos de sus desplazamientos; en efecto, en una revisión de los métodos de diseño que se emplean en la práctica profesional de los Estados Unidos de América, Baker (1994) encontró que poco menos del 75% de los diseños de pilas y pilotes se realizan calculando la capacidad de carga y empleando diversos factores de seguridad; proporciones similares deben encontrarse en los diseños realizados en México. No obstante lo anterior, debe reconocerse que los desplazamientos excesivos pueden regir el diseño geotécnico de estos elementos de cimentación, por lo que el diseño de la capacidad de carga del fuste, que se moviliza para pequeños desplazamientos, reviste un interés especial, como antes se comentó.

La capacidad de carga axial de cimentaciones profundas de cualquier tipo se basa en el equilibrio de fuerzas de la Fig. 2.4, que para el trabajo en compresión se expresa como:

$$Q_c = Q_s + Q_p - W \tag{2.1}$$

donde Q_c es la capacidad de carga en compresión, Q_s es la capacidad de carga del fuste o cara lateral de la pila, Q_p es el aporte de la punta y W es el peso del elemento de cimentación. Para cimentaciones profundas trabajando en tensión, la expresión 2.1 se transforma en:

$$Q_t = Q_{st} + Q_{pt} + W \tag{2.2}$$

donde el subíndice t indica el trabajo en tensión. Los diagramas de equilibrio de fuerzas para trabajo de pilas en compresión y en tensión se muestran en la Fig. 2.4, donde B es el diámetro de la pila y D es la longitud embebida.

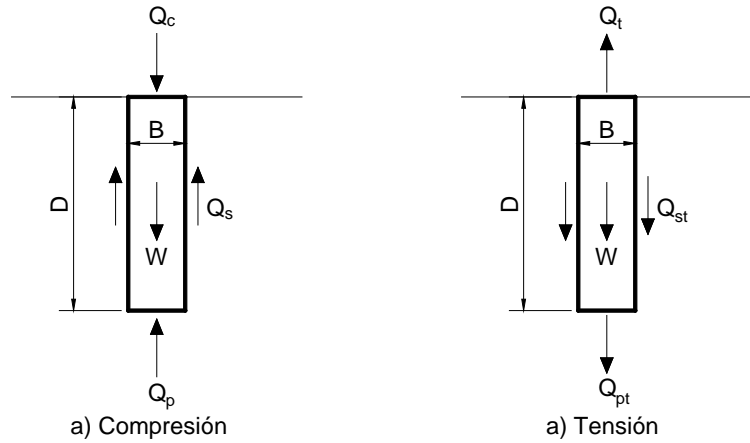


Figura 2.4 Diagrama de fuerzas para pilas trabajando a compresión y tensión

En la práctica, es usual considerar el peso W de la cimentación como parte de las acciones verticales actuantes en la revisión de la capacidad de carga en compresión, así como soslayar la succión que se genera en la punta durante el trabajo en tensión. Por otra parte, también es usual considerar la capacidad de carga por fuste en compresión y en tensión iguales ($Q_s = Q_{st}$). En lo que sigue, se harán estas consideraciones en las expresiones de capacidad de carga 2.1 y 2.2. Los aportes a la capacidad de carga del fuste y de la punta se rigen, a su vez, por:

$$Q_s = f_s A_s \quad (2.3)$$

$$Q_p = q_p A_p \quad (2.4)$$

donde f_s es la resistencia cortante unitaria en la interfaz suelo-fuste, A_s es el área del fuste, q_p es la resistencia unitaria de la punta y A_p es el área de la sección transversal de la punta. En la práctica, la ec. 2.3 se convierte en una sumatoria (ec. 2.5), o bien una integral, para tomar en cuenta la estratificación del medio:

$$Q_s = \sum_{i=1}^n f_{si} A_i \quad (2.5)$$

donde el subíndice i indica el estrato analizado en cuestión. Para pilas de sección circular, la ec. 2.5 expresada en forma de integral es:

$$Q_s = \pi B \int_0^D f_s(z) dz \quad (2.6)$$

La resistencia cortante en la interfaz pila-suelo f_s , varía a lo largo del fuste de la pila y su evaluación se discute adelante. Así pues, se presentan en primera instancia los métodos analíticos clásicos para cuantificar la capacidad de carga por fuste de pilas construidas *in situ* en suelos

granulares. En general, se distingue para ambas contribuciones una solución teórica para suelos friccionantes y otra para suelos cohesivos, con sus correspondientes análisis en términos de esfuerzos efectivos y esfuerzos totales. Dado que esta investigación se enfoca en la capacidad de carga por fuste de pilas coladas *in situ* en suelos granulares, con especial interés en los suelos granulares con diversos contenidos de gravas, sólo los métodos en términos de esfuerzos efectivos se abordan en este capítulo.

2.4 ENFOQUES DE DISEÑO

Como ya se ha comentado, existe una variedad de enfoques de diseño para estimar la capacidad de carga por fuste de pilas coladas *in situ* en medios granulares mayormente desarrollados para arenas. Los enfoques de diseño se pueden clasificar en:

1. **Soluciones teóricas** que requieren como entrada parámetros básicos de resistencia al esfuerzo cortante y del estado de esfuerzos efectivos (ϕ' , K , OCR , entre otros), determinados en laboratorio o por medio de correlaciones empíricas.
2. **Métodos semiempíricos**, donde se relaciona la resistencia cortante unitaria en el fuste de la pila con el esfuerzo vertical efectivo y con un parámetro adimensional β . En realidad, este método es una simplificación del anterior, ya que implícitamente se engloban en β dos parámetros de difícil determinación práctica, sobre todo en suelos granulares como son K y ϕ' .
3. **Métodos empíricos** que correlacionan resultados de ensayos *in situ* (q_c , N_{SPT} , P_{LM} , por ejemplo) con la resistencia cortante unitaria en el fuste, a partir del análisis de bases de datos de pruebas de carga.
4. **Métodos basados en la inteligencia artificial**. Esfuerzos recientes basados en las redes neuronales, intentan predecir la resistencia unitaria cortante en el fuste de las pilas en suelos arenosos y gravas a partir de su entrenamiento con una base de datos de pruebas de carga en pilas (Peraza *et al.*, 2012) y entradas como N_{SPT} , D_r , ϕ' , σ'_v y la geometría de la pila. También se encuentran estudios similares para pilas en arcillas (Goh *et al.*, 2005)
5. **Métodos numéricos** basados en el método de los elementos finitos y más recientemente, el método de elementos distintos, que resulta más apropiado para el estudio de los medios granulares.

El interés de esta investigación se centra en los métodos 1, 2 y 3, por lo que se deja fuera de la discusión los métodos basados en la inteligencia artificial y los métodos numéricos.

2.5 ANTECEDENTES DE SOLUCIONES TEÓRICAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN PILAS

Una forma de aproximarse rápidamente a las teorías clásicas para el diseño geotécnico de pilas en medios granulares que se reportan en la literatura, es a través de las cuatro conferencias Karl Terzaghi que han abordado temas sobre cimentaciones profundas. La primera conferencia Terzaghi dedicada al diseño geotécnico de cimentaciones profundas fue de McClelland (1974) con especial énfasis en los pilotes profundos hincados para cimentaciones marinas. Sin embargo, fue la conferencia de Meyerhof en 1976, donde se sentaron muchas de las bases teóricas y reglas de diseño semiempíricas que siguen usándose con frecuencia hasta nuestros días. Un par de años

después Reese (1978) dictó la decimosegunda conferencia Terzaghi dedicada especialmente a la construcción y diseño geotécnico de pilas coladas *in situ*, donde destaca la importancia de los aspectos constructivos y presenta recomendaciones para el diseño de pilas en arcillas duras y en arenas. Pasaron más de veinte años desde la presentación de Reese para que O'Neill (2001), mostrara en su conferencia Terzaghi la actualización de algunos temas abordados por sus predecesores, especialmente en lo referente al cálculo de la capacidad de carga por fuste en pilas y pilotes, reconociendo entonces que si bien se han logrado avances significativos, todavía se tienen tareas por mejorar en cuanto a la determinación de la resistencia cortante unitaria en el fuste (f_s). O'Neill no abordó específicamente el caso de las pilas coladas *in situ* en medios granulares, aunque si presenta algunos avances sobre el diseño de pilas en rocas y en suelos duros, que reconoce como materiales intermedios (IGM). Destaca que la rugosidad en la interfaz pila-suelo, resultado del proceso constructivo, tiene una influencia preponderante en el cálculo de la capacidad de carga por fuste de las pilas.

2.5.1 Métodos analíticos para determinar la resistencia cortante por fuste

Todos los métodos analíticos para calcular la capacidad de carga por fuste de pilas (y también de pilotes), en términos de esfuerzos efectivos, se basan en la determinación de la resistencia cortante unitaria de la interfaz pila-suelo (f_s) a través de una expresión de las formas:

$$f_s = K \sigma'_v \tan \delta \quad (2.7)$$

$$f_s = \sigma'_h \tan \delta \quad (2.8)$$

donde K es un coeficiente de empuje lateral de tierras, σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo, σ'_h es el esfuerzo horizontal efectivo y δ es el ángulo de fricción en la interfaz pila-suelo, donde ocurren los esfuerzos de corte. El ángulo δ es función del ángulo de fricción efectivo del medio (ϕ'), de la técnica de construcción y del material de construcción de la pila.

Un procedimiento teórico clásico para determinar la resistencia cortante unitaria f_s para pilas es el propuesto por Meyerhof en 1976. Este autor, establece que f_s se puede calcular para una pila colada *in situ* en un depósito homogéneo de arena mediante una expresión similar a la ec. 2.7:

$$f_s = K_s \sigma'_v \tan \delta \leq f_l \quad (2.9)$$

donde K_s es un coeficiente de empuje lateral de tierras para pilas y f_l es la resistencia cortante máxima del fuste para profundidades mayores a la profundidad crítica (D_c). El concepto de profundidad crítica fue planteado inicialmente por Kerisel (1964) y retomado por Meyerhof a partir de observaciones experimentales de pruebas de carga de escala natural; se refiere a la profundidad para la que la resistencia al esfuerzo cortante, f_s , y la resistencia unitaria de la punta, q_p , ya no se incrementan y permanecen con un valor constante, no obstante el incremento del esfuerzo efectivo. Según Meyerhof, la profundidad crítica en un medio arenoso homogéneo puede alcanzar poco más de 20 diámetros (B) y depende principalmente del ángulo de fricción interna, de la compresibilidad del medio y de las condiciones del agua en el sub suelo. Meyerhof recomienda calcular la resistencia cortante en la interfaz (f_s) con la ec. 2.9 hasta 15 ó 20 diámetros de profundidad; para profundidades mayores en pilas largas, se debería usar la resistencia cortante máxima f_l . La idea de la profundidad crítica ha sido criticada por otros autores (Kulhawy, 1991; Fellenius, 2009), quienes señalan que si

bien disminuye la tasa de incremento de f_s para profundidades mayores, el concepto de la profundidad crítica no existe y su propuesta se debe a una mala interpretación de pruebas de carga.

Valores de K_s propuestos por Meyerhof en función del ángulo de fricción ϕ' deducidos a partir de pruebas de carga en pilas coladas *in situ* (*bored piles*) se muestran en la Fig. 2.5. Se observa que los valores de K_s varían entre 0.2 y 0.8, para ángulos ϕ' de 33° a 37°, aproximadamente. Por su parte, en la Fig. 2.6 se presentan valores de la resistencia cortante f_s máxima o límite (f_l) para profundidades mayores a la crítica.

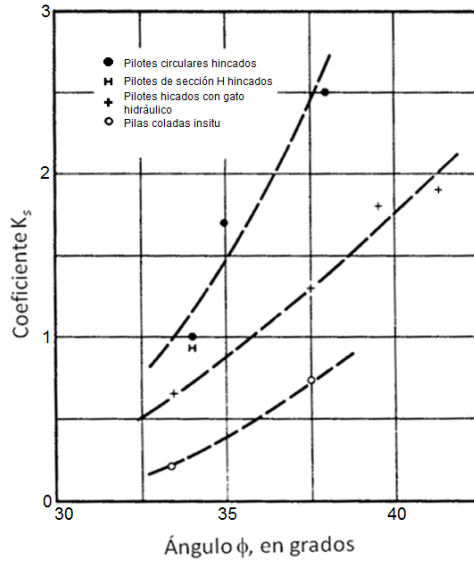


Figura 2.5 Coeficiente K_s para pilas y pilotes (Meyerhof, 1976)

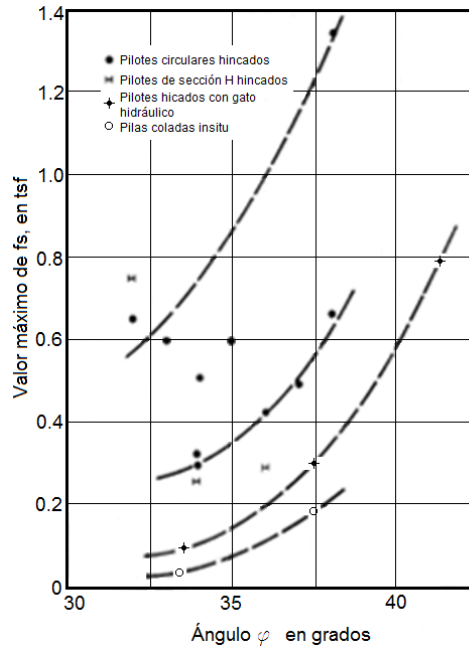


Figura 2.6 Valores límite de f_s para pilas y pilotes en arenas (Meyerhof, 1976)
(1 tsf = 95.8 kPa)

En contraste con la teoría de Meyerhof, están los resultados de pruebas de carga de pilas en arenas, que evidencian que los valores de K_s y los valores límite de f_s propuestos por Meyerhof para pilas coladas *in situ*, resultan en un cálculo muy conservador de la capacidad de carga por fuste. La experiencia ha mostrado que el cálculo resulta aún más conservador si se trata de suelos arenosos con presencia de gravas (O'Neill y Hassan, 1994; Rollins *et al.*, 1997 y 2005; Harraz *et al.*, 2004; Mendoza *et al.*, 2004); sin embargo, se presenta aquí como referencia de un método clásico, destacando el hecho de que se sigue usando todavía con cierta frecuencia.

Por otra parte, la mayoría de las soluciones teóricas usan la ec.2.7 sin limitar el valor máximo de f_s por la profundidad crítica; asimismo, toman en cuenta aspectos del proceso constructivo y del material de las pilas para determinar los parámetros fundamentales de diseño δ y K .

Un método ampliamente usado para el diseño de la capacidad de carga por fuste en arenas que sigue la forma general de las ecs. 2.6 y 2.7 es el de Kulhawy (1991). Kulhawy y coautores (1983) coinciden en que δ puede expresarse como función del ángulo ϕ' . Reconocen además que el cociente δ/ϕ' depende de la rugosidad creada en la interfaz pila-suelo y está asociada a la técnica de construcción y al tipo de suelo; es igual a 1 para técnicas cuidadosas (construcción en seco o empleo de tubería *tremie*, por ejemplo). Para técnicas constructivas deficientes donde el lodo de perforación permanezca por mucho tiempo y se forme una costra en la interfaz, el cociente puede disminuir a 0.8 o incluso a valores menores. Si se emplea un ademe permanente se genera una interfaz lisa, disminuyendo el cociente a 0.7. La forma general de la ecuación de Kulhawy para pilas de sección circular es:

$$Q_s = \pi B(K/K_o) \int_0^D \sigma_v(z) K_o(z) \tan[\varphi(z)(\delta/\varphi)] dz \quad (2.10)$$

El cociente K/K_o se discutirá posteriormente y el resto de las literales ya se han definido con anterioridad.

Mayne y Harris (1993) suponen que la interfaz pila-suelo para pilas coladas *in situ* es rugosa, por lo que sugieren usar $\delta=\phi'$. Los autores indican que esta suposición es aplicable si el concreto se colocó de inmediato al terminar la perforación (en seco) y el esfuerzo geostático se recupera totalmente antes de someter a cargas al elemento de cimentación, lo que es muy difícil de evaluar. Cuando se emplean técnicas de perforación con lodos y polímeros, sugieren usar $\delta=0.75\phi'$. En la Tabla 2.1 se presenta un resumen de los cocientes δ/ϕ' para diferentes tipos de interfaz y cimentaciones.

Tabla 2.1 Cocientes δ/ϕ' para pilas y pilotes en arenas (Kulhawy *et al.*, 1983)

Tipo de interfaz	δ/ϕ'	Cimentación y construcción
Arena/concreto rugoso	1.0	Pilas coladas <i>in situ</i>
Arena/concreto rugoso	0.75	Pilas coladas <i>in situ</i> con lodos o polímeros (Mayne y Harris)
Arena/concreto liso	0.8 a 1.0	Pilotes de concreto hincados
Arena/acero rugoso	0.7 a 0.9	Pilotes de acero corrugado
Arena/acero liso	0.5 a 0.7	Pilotes de acero
Arena/madera	0.8 a 0.9	Pilotes de madera

En el método de Kulhawy, se acostumbra usar la ecuación de Bolton (1986) desarrollada para arenas para determinar el valor del ángulo de fricción ϕ' , que tiene un componente de volumen constante (ϕ_{cv}) y un componente dilatante ($\phi_{dil} = 3 I_{rd}$); este último es función de la densidad relativa (D_r). En las ecs. 2.11 y 2.12 se presentan las ecuaciones que definen ϕ' :

$$\phi' = \phi_{cv} + 3 I_{rd} \quad (2.11)$$

$$I_{rd} = D_r [10 + \ln [100 (p_f/p_a)]] - 1 \quad (2.12)$$

donde p_f es el esfuerzo efectivo principal en la falla (aproximadamente igual a $2\sigma'_v$) y p_a es la presión atmosférica. La compacidad relativa D_r de la ecuación 2.12 se calcula con una ecuación propuesta por Kulhawy y Mayne (1990) también para arenas:

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60 + 25 \log D_{50}}} \quad (2.13)$$

donde $(N_1)_{60}$ es el número de golpes de la penetración estándar normalizado a una atmósfera y corregido al 60% de energía y D_{50} es el diámetro medio de las partículas.

En un trabajo de investigación doctoral relativamente reciente, Chen (2004) analizó la resistencia al esfuerzo cortante de gravas, a través de la revisión de una amplia base de datos de resultados reportados en la literatura que incluyó arenas y gravas. A partir de su estudio, propone la ec. 2.14 que correlaciona N_{SPT} normalizado, con el ángulo de fricción interna de pruebas triaxiales en arenas y gravas. Kulhawy *et al.* (2007) recomiendan aplicar esta correlación para usarse en conjunto con la ec. 2.10 y la Tabla 2.1 en el cálculo de la capacidad de carga por fuste de pilas embebidas en arenas y gravas. Debe tenerse presente que la ec. 2.14 presenta una correlación baja ($r^2=0.356$) con dispersión importante (Fig. 2.7) y siempre queda la duda de la validez de las correlaciones entre el número de golpes N_{SPT} y los suelos con gravas, por los conocidos efectos de escala en la boca del muestreador estándar; sin embargo, la aproximación es valiosa y ofrece una alternativa de cálculo para considerar la presencia de gravas.

$$\phi' = 27.5 + 9.2 \log[(N_1)_{60}] \quad (2.14)$$

Si la determinación del ángulo de fricción interna tiene sus propios retos, la mayor dificultad en la aplicación de la ec. 2.7 ó 2.10 para el diseño de la capacidad de carga del fuste de las pilas, estriba en la adopción del valor del coeficiente K que relaciona al esfuerzo efectivo horizontal con el esfuerzo efectivo vertical. De hecho, para suelos normalmente consolidados ($OCR=1$) el cálculo de f_s resulta muy sensible a K y relativamente insensible al valor de ϕ' adoptado. K es función del coeficiente de empuje lateral de tierras *in situ* o en reposo (K/K_o), y de los cambios de esfuerzo originados por la construcción, por las cargas aplicadas y por el tiempo. Desafortunadamente, en las campañas de exploración convencionales poca o ninguna atención se da a la determinación de K_o , que podría determinarse con suficiente aproximación en los suelos granulares a través de ensayos *in situ* con pruebas de presiómetro y/o de dilatómetro.

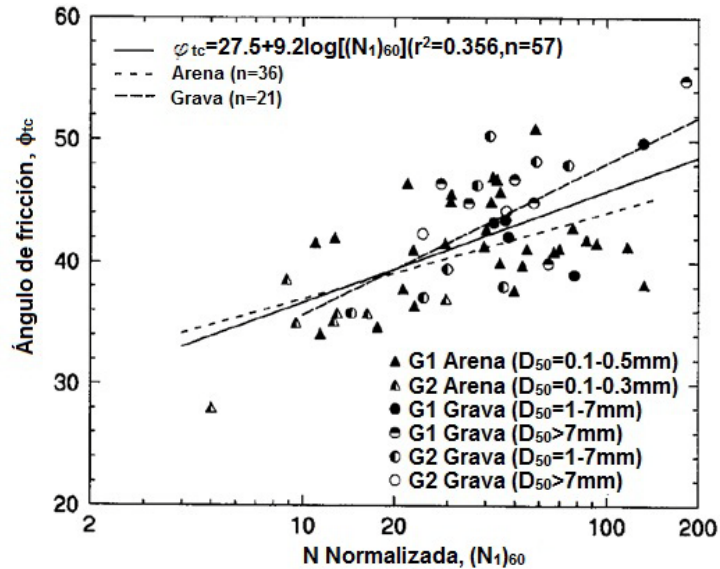


Figura 2.7 Correlación entre el ángulo de fricción interna (triaxial) y el $(N_1)_{60}$ para arenas y gravas (Kulhawy et al., 2007)

En ocasiones se adopta para K el valor del coeficiente de empuje lateral de tierras en reposo (K_o) determinado mediante la ecuación de Jaky (1944), es decir $K_o = 1 - \text{sen } \phi'$. Kulhawy y coautores (1983) proponen usar el cociente K/K_o cuyo valor varía desde la unidad para una buena técnica de construcción hasta 2/3 para técnicas de perforación deficientes con lodos. Para la determinación de K_o , proponen la ecuación (2.15):

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi) \text{OCR}^{\text{sen } \phi} \quad (2.15)$$

Por otra parte, Kulhawy (1991) reporta valores de K empíricos determinados en pruebas de carga de pilas en arenas que varían entre 0.1 y mayores que 5; estos valores frontera corresponden a valores mínimos del coeficiente activo y a valores máximos del coeficiente pasivo de empuje de tierras, respectivamente.

En una investigación relativamente reciente, Harraz *et al.* (2004) obtuvieron valores empíricos del coeficiente K basados en la revisión de 56 pruebas de carga de pilas cortas construidas en suelos arenosos con contenido variable de gravas. Estos autores hicieron estimaciones del ángulo de fricción ϕ' por medio de correlaciones empíricas y a través de análisis inversos encontraron valores de K como función del porcentaje de gravas y de la profundidad de la pila. En la Fig. 2.8 se muestran los valores de K calculados en forma inversa por Harraz y coautores para suelos arenosos con porcentajes de grava variable entre 20% y 55%. Se observa que para profundidades someras el valor de K alcanza valores tan altos como 10 y luego decrece con la profundidad. Los autores explican que esto se debe mayormente al comportamiento dilatante de las gravas ya que los valores mayores de K se encuentran en superficie, donde los esfuerzos confinantes son bajos y el comportamiento dilatante tiene mayor efecto que a profundidad, donde los esfuerzos confinantes reducen el comportamiento dilatante de las gravas.

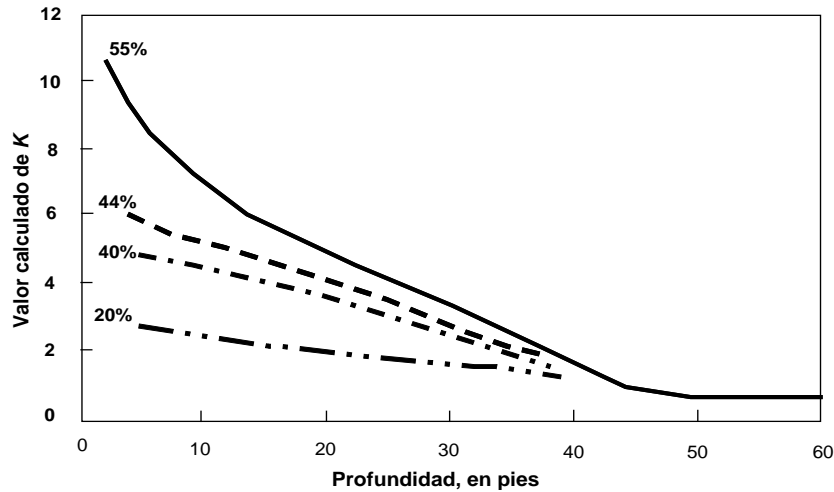


Figura 2.8 Coeficiente K para arenas con % variables de gravas (Harraz et al., 2004)

En el mismo sentido, Rollins y coautores (2005) obtuvieron una función de K con la profundidad para calcular f_s en suelos con gravas, a partir del análisis inverso de pruebas de carga en este tipo de suelos (ϕ' estimado con la ecuación 2.10 de Bolton). Los autores recomiendan emplear la ec. 2.16 conjuntamente con el método de Kulhawy para calcular la fricción por fuste en suelos con gravas; para capacidades de carga admisibles por fuste recomiendan un factor de seguridad mayor que 2. En la Fig. 2.9 se presenta la gráfica de la función K propuesta por Rollins *et al.*, en comparación con los valores de K calculados en forma inversa por Harraz *et al.* Se muestran también como referencia los valores de K pasivo para ángulos ϕ' de 41° a 45° y el K_o para ϕ' de 31° .

$$K = 4.62e^{(-0.137z)} \quad (2.16)$$

Llama la atención que el valor máximo de K calculado en forma inversa por Harraz *et al.* (2004) para pilas en suelos arenosos con gravas, duplica el valor máximo de K reportado por Kulhawy (1991) para pilas en suelos arenosos (igual a 5) y es mucho mayor que los valores de K_s propuestos inicialmente por Meyerhof en 1976 para pilas en arenas, con valores inferiores a la unidad (K_s de 0.2 a 0.9). Lo anterior muestra la tendencia histórica en el incremento del valor de K calculado para sustentar lo que la experiencia ha demostrado: los cálculos analíticos con métodos tradicionales, subestiman en forma importante el cálculo de la capacidad de carga por fuste de pilas coladas *in situ* en suelos granulares; especialmente si el contenido de gravas es importante. Lo anterior también puede interpretarse de otra manera: se está subestimando en el cálculo tradicional, el valor de K para los suelos con contenido importante de gravas, o bien, el valor de ϕ' , o ambos.

En una discusión reciente sobre los resultados presentados por Rollins *et al.* (2005), Kulhawy *et al.* (2007) descalifican la ecuación 2.16 para calcular K indicando, entre otras cosas, que en la interpretación de los resultados se está soslayando la alta preconsolidación de los suelos donde se hicieron las pruebas de carga estudiadas por los primeros autores; es decir, Kulhawy atribuye los altos valores superficiales de K (o del producto $K \tan \phi'$) al valor de OCR que es mayor en superficie que a profundidad. Por su parte, Rollins y coautores (2007) sostienen que no es únicamente el OCR, sino también el efecto dilatante de las gravas que es mayor superficialmente que a profundidad, como antes se comentó.

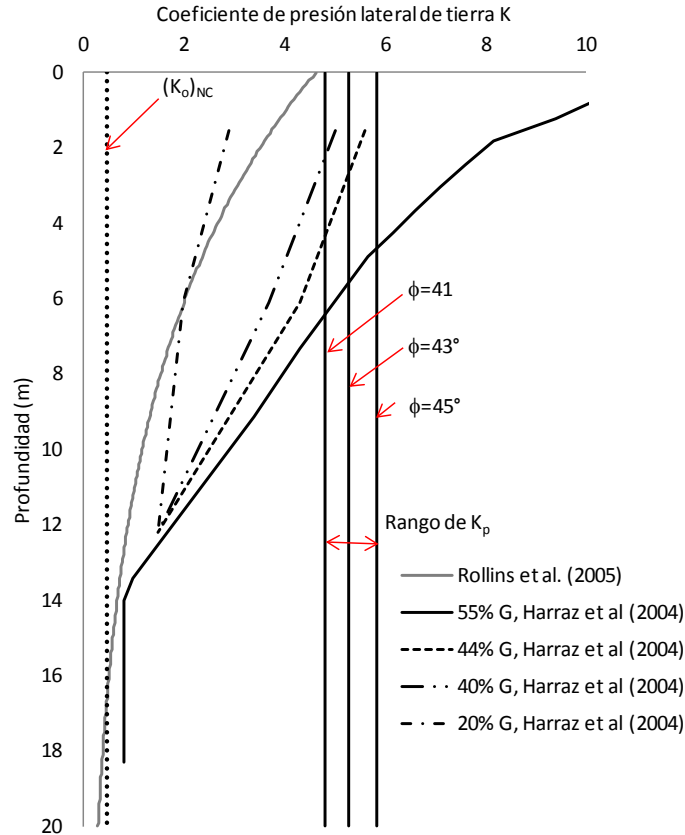


Figura 2.9 Valores de K para arenas y gravas (Rollins et al., 2005; Harraz et al., 2004)

2.5.2 Método de Tamez

Un variante de la ec. 2.8 para evaluar la resistencia cortante en la interfaz pila-suelo para rocas blandas y suelos granulares, de uso relativamente reciente en nuestro país, es el propuesto por Tamez (2003) a partir de la observación de resultados de pruebas de carga en pilas cortas ensayadas en suelos arenosos (longitud de 11m). Tamez supone que la contribución por fricción del fuste es función del esfuerzo efectivo normal a la pila generado no por el tradicional esfuerzo horizontal efectivo del suelo sino por el del concreto fresco del colado. Se ha sugerido el empleo de este método para calcular la capacidad de carga de pilas coladas en medios firmes y/o granulares, tales como los que se encuentran en la zona poniente de la ciudad de México. Tamez señala que la resistencia cortante del fuste, f_s , sigue una variación lineal y creciente con la profundidad, proporcional al peso volumétrico efectivo del concreto fresco colado en la perforación; esto es, con una distribución de presiones horizontales de tipo hidrostática:

$$f_s = \gamma'_c z \tan \phi \quad (2.17)$$

donde γ'_c es el peso volumétrico efectivo del concreto, y z es la profundidad de análisis. Tamez señala que lo anterior es válido para revenimientos mínimos del concreto de 20 cm y agregado máximo de 2 cm. Con este método se calculan esfuerzos efectivos horizontales mayores y por tanto, resistencias del fuste también mayores que con los métodos clásicos anteriormente expuestos

(Meyerhof, 1976;. Kulhawy, 1991, entre otros). Nuevamente, se pretende incrementar en el cálculo la capacidad de carga del fuste, para subsanar la ahora conocida subestimación a la que conducen las soluciones analíticas convencionales para el diseño portante por fuste de pilas con perforación previa y coladas *in situ*, en suelos firmes y/o granulares (Rollins *et al.*, 1997 y 2005; Harraz *et al.*, 2004; Mendoza *et al.*, 2004).

La validez de tal procedimiento no había sido avalada hasta ahora mediante mediciones en campo de la presión lateral del concreto tomadas durante el colado en pilas, mucho menos en pilas de gran profundidad. En una investigación reciente Mendoza y coautores (2012) midieron la presión lateral del concreto durante el colado de dos pilas en el poniente del Valle de México, de poco más de 40 m de profundidad y 1.2 m de diámetro. Las mediciones se efectuaron mediante cuatro celdas de presión distribuidas a lo largo del acero de refuerzo de cada pila, abarcando desde una profundidad somera hasta el registro de la presión cercana a la punta . En la Fig. 2.10 se muestra una vista de una celda de presión colocada en el armado de refuerzo de las pilas descritas.



Figura 2.10 Vista de celda de presión en armado de pila (Mendoza *et al.*, 2012)

Las distribuciones de la presión lateral máxima ejercida por el concreto fresco durante el colado de las pilas registrada por Mendoza y coautores se presentan en la Fig. 2.11. Los resultados indican que la presión lateral máxima del concreto fluido sigue una distribución de tipo hidrostática hasta profundidades relativamente someras, que no exceden los diez metros, para después mostrar un valor máximo constante o incluso ligeramente decreciente. Además, los autores encontraron que la presión lateral máxima decrece rápidamente con el tiempo. Así pues, las mediciones experimentales no soportan la hipótesis de que el esfuerzo lateral que ejerce el concreto fresco mantiene una distribución de tipo hidrostática en toda la profundidad de la pila.

Aunque es de esperarse que las condiciones no cambien mayormente, cabe señalar que con rigor persiste aún la incógnita sobre cuál es la presión lateral en el contacto entre el fuste de la pila y el terreno circundante durante el colado, toda vez que las mediciones se realizaron en el seno del fluido a 7 cm del contacto concreto-suelo. Desde luego, más estudios se deberán hacer para registrar

la presión justo en la interfaz concreto-suelo, y no sólo durante el colado, así como para considerar otras variables como el revenimiento del concreto, velocidad de colocación del concreto y el tiempo de fraguado.

Los resultados de la Fig. 2.11 medidos en pilas de sección circular, confirman distribuciones similares de la presión lateral máxima del concreto medidas en paneles de muros Milán, que habían sido reportadas por otros autores (Lings *et al.*, 1994; Clayton y Milititsky, 1983).

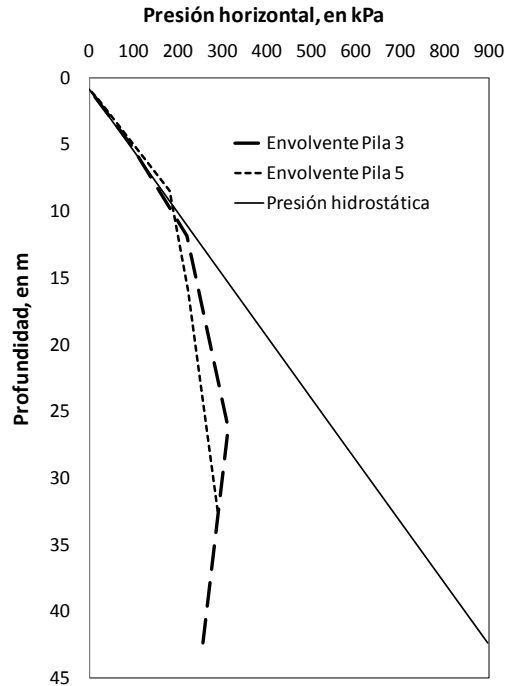


Figura 2.11 Diagrama de envolventes máximas de presión lateral medida

2.6 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS β

Se ha comentado sobre la poca atención que se da a la determinación del parámetro K en las campañas de exploración geotécnica, así como a la dificultad de obtener el ángulo ϕ' en suelos granulares o más aún, el ángulo δ en la interfaz del suelo y la pila; la dificultad es mayor si se trata de suelos con gravas. En el pasado Chandler (1968) y Meyerhof (1976) propusieron una simplificación al conjuntar los parámetros K y δ en un solo factor adimensional de la forma:

$$\beta = K \tan \delta \quad (2.18)$$

de tal suerte que la resistencia cortante en el fuste expresada mediante la ec. 2.7, queda ahora expresada únicamente en función del esfuerzo vertical efectivo (ec. 2.19). Aunque Chandler y Meyerhof usaron β para el diseño de pilotes en arcillas en términos de esfuerzos efectivos, el concepto fue retomado para el diseño de pilas en arenas.

$$f_s = \beta \sigma'_v \quad (2.19)$$

Numerosos esfuerzos se han hecho en el pasado para correlacionar empíricamente el parámetro β con la resistencia cortante unitaria del fuste (f_s) para pilas construidas en arenas. Reese y O'Neill (1988), propusieron la ec. 2.20 con base en las observaciones de 41 pruebas de carga de pilas construidas en arena:

$$\beta = 1.5 - 0.245 z^{0.5} \quad (z \text{ en m}) \quad (2.20)$$

donde z es la profundidad de análisis. Los valores frontera de β para la ecuación anterior son $1.2 \geq \beta \geq 0.25$, mientras que el límite que establecen Reese y O'Neill para calcular f_s con la ecuación 2.13 es de 200 kPa ($f_s = \beta \sigma'_v \leq 200$ kPa). El método de Reese y O'Neill no distingue la composición granulométrica del subsuelo ni la compacidad (aunque implícitamente se incluye la compacidad con γ en el cálculo del esfuerzo efectivo vertical) y se emplea de manera general para pilas en arenas.

A partir de investigaciones posteriores, O'Neill y Hassan (1994) propusieron la ec. 2.21 para determinar β para pilas en arenas con dos modificaciones importantes; la primera: la ecuación es válida si el número medio de golpes de la penetración estándar corregido al 60% de energía, N_{60} , es mayor que 15. En caso de no cumplirse esta condición, el segundo término de la ecuación 2.21 se multiplica por $N_{60}/15$ para tomar en cuenta la compacidad; la segunda: no se limita el valor de f_s a 200 kPa. Los valores de β nuevamente están acotados entre 0.25 y 1.2.

$$\beta = 1.5 - 0.28 z^{0.34} \quad (z \text{ en ft}) \quad (2.21)$$

En el mismo trabajo, O'Neill y Hassan hacen una aportación importante al proponer una expresión de β para pilas coladas *in situ* en arenas con gravas, gravas y boleos (ec. 2.22), con valores límite entre 0.25 y 1.8:

$$\beta = 2.0 - 0.0615 z^{0.75} \quad (z \text{ en ft}) \quad (2.22)$$

En la Fig. 2.12 se muestra la variación de β con la profundidad en ft. Obsérvese que β adopta valores altos superficialmente y éstos decrecen con la profundidad, de tal forma que se vuelven prácticamente una sola curva para profundidades mayores a 86 ft (26.2 m, profundidad para la que $\beta = 0.25$), independientemente de si son arenas o gravas.

La capacidad de carga por fuste es proporcional a β ; en las gráficas de la Fig. 2.12 se observa claramente el efecto que tienen las gravas, resultando incrementos importantes de β hasta 86 ft (26.2 m). Quizás fueron estos autores los primeros en destacar contundentemente que la presencia de gravas incrementa en forma importante la capacidad de carga por fuste en comparación con la que se obtiene de pilas en arenas limpias.

Más recientemente, Rollins y coautores (2005) encontraron, a partir del análisis de 28 pruebas a tensión en pilas cortas construidas en suelos que van desde arenas limosas hasta gravas con arena, efectos similares a los reportados por O'Neill y Hassan, es decir, que la resistencia unitaria por fuste de pilas embebidas en suelos con gravas, es considerablemente mayor que la desarrollada de pilas embebidas en arenas. Los autores propusieron dos ecuaciones más de β para distinguir intervalos de contenido de grava en los suelos: Para menos del 25% de grava, las expresiones son las mismas que las de Reese y O'Neill (ec. 2.20); para contenidos de grava entre el

25% y el 50% y para contenidos mayores que el 50%, el parámetro β se calcula mediante las ecuaciones 2.23 y 2.24, respectivamente:

$$\beta = 2.0 - 0.15z^{0.75}; \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.80 \quad (z \text{ en m}); \quad 25\% < G < 50\% \quad (2.23)$$

$$\beta = 3.4 e^{(-0.085z)}; \quad 0.25 \leq \beta \leq 3.0 \quad (z \text{ en m}) \quad G > 50\% \quad (2.24)$$

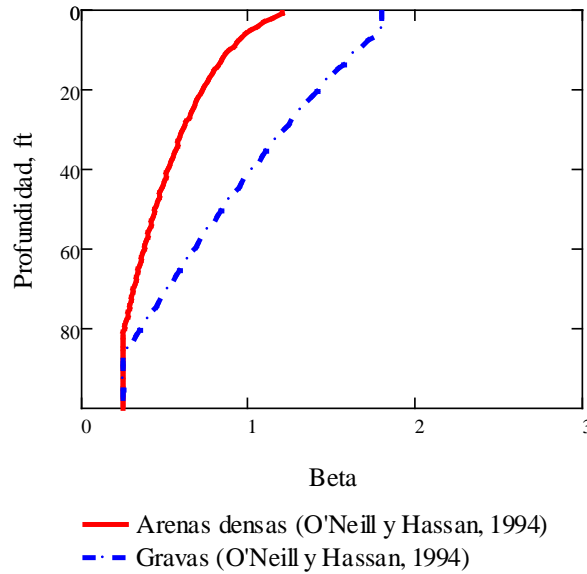


Figura 2.12 Variación de β para arenas densas y gravas (O'Neill y Hassan, 1994)

Rollins y coautores acotan el uso de las ecuaciones anteriores para arenas con grava y gravas medianamente densas a compactas (N_{60} mayor que 25). En caso de no cumplirse con esta compacidad recomiendan el uso de la ecuación 2.20 propuesta para arenas, independientemente del contenido de grava. Recomendamos también emplear un FS de 2.5 para calcular valores admisibles en la capacidad de carga por fuste.

En la Fig. 2.13 se muestra la variación de β con la profundidad en m, para arenas, arenas con gravas y gravas empleando las ecuaciones 2.20, 2.23 y 2.24, respectivamente. Por su parte, en la Fig. 2.14 se presenta un ejemplo del cálculo de la resistencia cortante del fuste f_s para un suelo homogéneo con γ de 17 kN/m^3 y sin presencia del NAF para estas tres condiciones. El uso de las ecuaciones anteriores conduce a cálculos de capacidades de carga por fuste mayores que con los métodos convencionales (Meyerhof, 1976; Kulhawy, 1991; Mayne y Harris, 1993) cuando se trata de suelos granulares con gravas. En la Fig. 2.14 se ha incluido la variación de la resistencia cortante f_s propuesta por Tamez (ec. 2.11); la variación lineal por él propuesta resulta comparable a la de Reese y O'Neill (arenas) hasta profundidades del orden de 10 m; lo anterior concuerda con el efecto observado por Mendoza *et al* (2012) en pilas de escala natural donde el esfuerzo normal del concreto sobre las paredes de una perforación, sólo es lineal a profundidades someras (menores a 10m), para después decrecer o mantenerse con un valor aproximadamente constante.

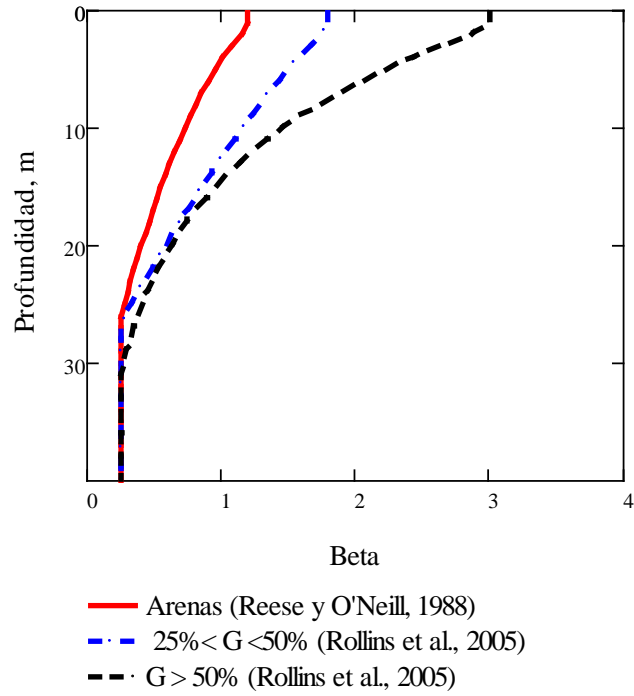


Figura 2.13 Variación de β (Reese y O'Neill, 1988; Rollins et al., 2005)

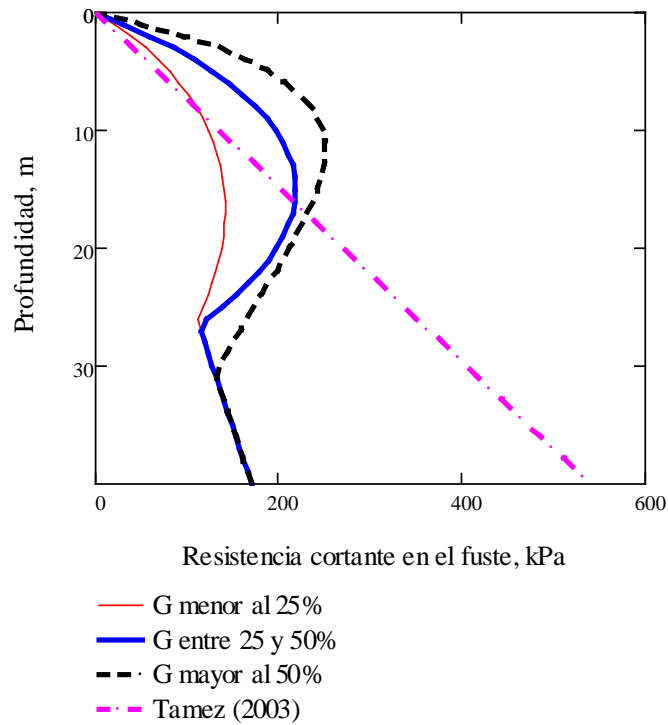


Figura 2.14 Variación de f_s con la profundidad (Rollins y coautores, 2005)

Debe decirse que algunos autores critican a los métodos empíricos β que tratan de agrupar o generalizar en un solo término la resistencia del suelo (ϕ'), el estado de esfuerzos y su variación con la construcción y el tiempo (K , K/K_o) y la rugosidad (δ/ϕ') de la interfaz, de tal forma que no conducen a métodos prácticos de aplicación general (Kulhawy, 1991, Kulhawy *et al.* 2007).

Al respecto, es la opinión del autor que estas críticas son a la vez un reconocimiento de lo pragmático del método β , es decir, si bien es cierto que la determinación de los parámetros, K y ϕ' permitirían tomar en cuenta aspectos básicos como la resistencia cortante de los suelos, estado de esfuerzos, proceso constructivo, entre otros aspectos, y cuantificar la incidencia de las variables por separado en la capacidad de carga, también es cierto que su determinación en campo o laboratorio es muy difícil y pocas veces se mide en la mayoría de los casos, particularmente si existen gravas, por lo que “agrupar” variables en un solo término adimensional, tiene beneficios prácticos, siempre y cuando se acote perfectamente su alcance (tipo de suelo, compacidad, entre otros aspectos).

2.7 MÉTODOS EMPÍRICOS BASADOS EN PRUEBAS DE CAMPO

Si bien en países europeos también se adoptan soluciones analíticas basadas en el método del equilibrio límite, existe un marcado uso de pruebas *in-situ*, que sin transitar por la determinación del ángulo de fricción ϕ' , o el coeficiente K , correlacionan directamente la capacidad de carga; esto es, privilegian las determinaciones experimentales en el campo, en comparación con la práctica actual mexicana que orienta más tareas hacia el laboratorio.

En otros países prestan mayor atención al empleo directo de los resultados de pruebas de campo en la cuantificación de la capacidad de carga por fuste y punta; asimismo, tanto la práctica y experiencia locales como las pruebas de carga juegan un rol decisivo en tal definición.

En nuestro país es poco común el uso de correlaciones empíricas con pruebas *in situ*, ignorando prácticamente el uso del presiómetro de Menard, del penetrómetro dinámico o del ficómetro (Santoyo, 2010). El cono holandés o cono eléctrico tiene poca aplicación local en suelos granulares compactos, y menos cuando tales suelos cuentan con un contenido alto de gravas. El uso de pruebas de carga de escala real como método de diseño o en la etapa de validación de diseños, sólo se emplea en obras de infraestructura de gran envergadura y dista mucho de ser una práctica común para obras ordinarias en nuestro país.

2.7.1 Prueba de penetración estándar

Muchas correlaciones se han generado en el pasado para determinar la capacidad de carga de pilas a partir de resultados de pruebas de campo en una diversidad de suelos. La mayor cantidad de correlaciones se han desarrollado para la prueba de penetración estándar de amplio uso en E.U.A., Japón y en muchos otros países de América; en Europa se aprecia un apego a procedimientos empíricos basados en otras pruebas *in situ* como el presiómetro de Menard y el cono eléctrico.

En la Tabla 2.2 se presenta un resumen de las correlaciones entre f_s y N más conocidas para suelos granulares, principalmente desarrolladas para arenas aunque se incluyen algunas para gravas. Fue Meyerhof (1976) quien quizás estableció la correlación más conocida y a la vez más

conservadora, para determinar la resistencia cortante unitaria en el fuste para pilas coladas *in situ* en arenas a partir del número de golpes N de la penetración estándar. Posteriormente, se han desarrollado otras correlaciones N - f_s para pilas en arenas que muestran una tendencia menos conservadora (Quiros y Reese, 1977; Reese y Wright, 1977).

Tabla 2.2 Correlaciones empíricas f_s - N para pilas coladas *in situ* en arenas y gravas

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN	OBSERVACIONES
Meyerhof (1976)	f_s (tsf) = $\bar{N} / 100$ f_s (kPa) = \bar{N}	\bar{N} Número de golpes medio en el estrato analizado, sin corrección alguna. Para pilas en arenas.
Quiros y Reese (1977)	f_s (MPa) = $0.0025 N \leq 0.19$ MPa f_s (kPa) = $2.5 N \leq 190$ kPa	N , Número de golpes medio en el estrato analizado, sin corrección alguna.
Reese y Wright (1977)	Para $N \leq 53$ f_s (tsf) = $N / 34$ f_s (kPa) = $2.84 N$ Para $53 < N \leq 100$ f_s (tsf) = $((N - 53) / 450) + 1.6$ f_s (t/m ²) = $0.213 (N - 53) + 153.3$	N , Número de golpes medio en el fuste de la pila, sin corrección alguna.
Wysockey (1999)	f_s (kPa) = $4 N_{60}$	Suelos arenosos
Rollins <i>et al.</i> (2005)	Para $N_{60} > 15$ f_s (kPa) = $2 N_{60}$	N_{60} número de golpes corregidos por energía. Para pilas en gravas. Recomiendan usar un FS igual a 2.5.

Fue en los últimos tres lustros, que otros autores establecieron correlaciones N - f_s para pilas coladas *in situ* en suelos con gravas; en efecto, Rollins y coautores (2005), propusieron alternativamente al método β descrito en el inciso 2.3.3, una modificación a la correlación $N - f_s$ para pilas coladas *in situ* en suelos con gravas que duplica el valor de f_s predicho con la ecuación inicial de Meyerhof.

Por otra parte, Wysockey (1999) propone una adaptación al criterio presentado en el manual de la Federal Highway Administration FHWA88 (1999) para el diseño de pilas en suelos arenosos, en términos de la penetración estándar N_{60} . En su trabajo doctoral, Wysockey revisó una base de datos de pruebas de carga sobre pilas en suelos arenosos, que asoció con los resultados del número de golpes de la SPT corregidos al 60% de la energía, según Skempton. Las estimaciones por fuste de Wysockey duplican las estimaciones de Rollins *et al.* y cuadruplican las muy conservadoras de Meyerhof (Tabla 2.2).

Por lo que se refiere al uso de reglas semiempíricas asociadas al número de golpes N de la penetración estándar para el cálculo de la fricción lateral en medios granulares, debe reconocerse que es susceptible de diferentes fuentes de error, sobre todo cuando existen gravas, lo que puede llevar a incertidumbres y a sobreestimar el valor de N por el conocido efecto de escala conduciendo, en este caso particular, a sobreestimaciones de la capacidad de carga si no se acota un límite superior para N .

2.7.2 Presiómetro de Menard

Bustamante y Frank (1999) desarrollaron un método de diseño semiempírico para determinar la capacidad de carga y asentamientos en una diversidad de cimentaciones profundas y tipos de suelo y rocas. De especial interés para esta revisión es el caso de las pilas coladas *in situ* embebidas en arenas y en gravas, que Bustamante y Frank incluyeron en su trabajo. El método fue desarrollado en el Laboratorio Central de Puentes y Caminos de Francia (LCPC) y se basa en la correlación de resultados de numerosas pruebas de carga con los resultados del presiómetro de Menard, específicamente con la presión límite p_L . Adicionalmente, se toma en consideración en el cálculo el tipo de suelo y su compacidad, el tipo de pila y las condiciones de su construcción.

La capacidad de carga por fuste (Q_s) para una pila de sección circular se calcula con:

$$Q_s = \pi B \int_0^D q_s(z) dz \quad (2.25)$$

donde q_s es la resistencia unitaria por fuste que se determina gráficamente con la Fig. 2.15. Conocida la presión límite (p_L) en el estrato de interés, se entra en la gráfica hasta intersectar verticalmente la curva correspondiente Q de acuerdo con el tipo de suelo, compacidad, y proceso de construcción que se resumen en la Tabla 2.3.

Bustamante y Frank reconocen a los suelos granulares genéricamente como arenas y gravas, sin distinguir unas de otras. En cambio, sí hacen diferencia en la compacidad, estableciendo cualitativamente compacidad suelta, media y densa, a las que asignan las letras A, B y C, respectivamente, de la Tabla 2.3. En cuanto al tipo de pilas, distinguen pilas coladas *in situ* empleando lodo para estabilizar, empleando ademe temporal (por ejemplo ademe metálico) o ademe permanente. El caso de las pilas coladas en seco no se reporta. Finalmente, se designan diferentes curvas para pilas menores o mayores que 30m de longitud (pilas largas).

Los valores más altos de f_s se obtienen para los casos de pilas de menos de 30m de longitud, construidas en arenas y gravas densas, cuya perforación se estabilizó con lodo o con ademe temporal, para las que se asigna la curva Q3 de la Fig. 2.15. También se incluye el caso de pilas con inyección de baja presión, por ejemplo, pilas de barrena continua. Las curvas superiores Q4 a Q7 de la Fig. 2.15 están designadas para las pilas inyectadas con altas presiones, o pilas construidas en rocas.

Llama la atención que el valor máximo de f_s en estos casos es apenas de 120 kPa, que resulta por debajo del límite determinado por Reese y O'Neill (1988) de 200 kPa y al propuesto por Quiros y Reese (1977) de 190 kPa, ambos para pilas coladas *in situ* en arenas, por lo que el cálculo de la capacidad de carga por fuste con este método se antoja un tanto conservador para pilas en gravas y/o arenas con gravas.

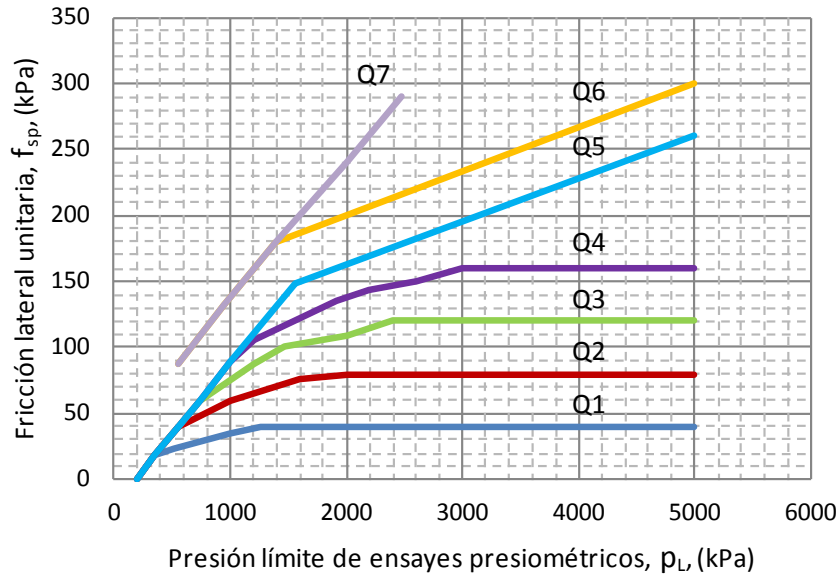


Figura 2.15 Determinación de f_s a partir de resultados con presiómetro de Menard (Bustamante y Frank, 1999)

Tabla 2.3 Clasificación de curvas para cálculo de f_s (Bustamante y Frank, 1999)

Suelos Tipo de pila	Arenas y gravas		
	A, sueltas	B, medias	C, densas
Perforada con lodo	Q1	Q2 Q1 ^b	Q3 Q2 ^b
Perforada con ademe temporal		Q2 Q1 ^b	Q3 Q2 ^b
Perforada con ademe permanente		Q1	Q2
Perforada e inyectada con baja presión		Q3	
Perforada e inyectada con alta presión		Q5	Q6

Nota: b para pilas largas (longitud mayor que 30m)

Recientemente, Bustamante y Gianceselli (2006) hicieron una actualización del método LCPC con base en la revisión de 350 pruebas de carga en pilas instrumentadas en cinco tipos de suelos, e incorporaron nuevas técnicas de construcción. Como resultado, presentan la Fig. 2.16 donde se destacan las diferencias siguientes respecto a la Fig. 2.15: las curvas son continuas e independientes; se incorporan 3 curvas más (Q8 a Q10) para integrar nuevas técnicas de construcción; las curvas no muestran un valor límite sino que presentan una ligera pendiente ascendente conforme aumenta la presión p_L .

Para todo fin práctico y tratándose de pilas construidas en gravas y arenas sin inyección, la Tabla 2.3 sigue siendo válida para elegir las curvas de diseño, con la salvedad de que se sugiere el uso de la curva Q2 para pilas perforadas en seco (en el caso de que la estabilidad del suelo lo

permita). En este sentido, el límite de f_s para la curva Q3 aumenta a 160 kPa, pero sigue estando por debajo de los límites de 200 kPa y 190 kPa antes descritos.

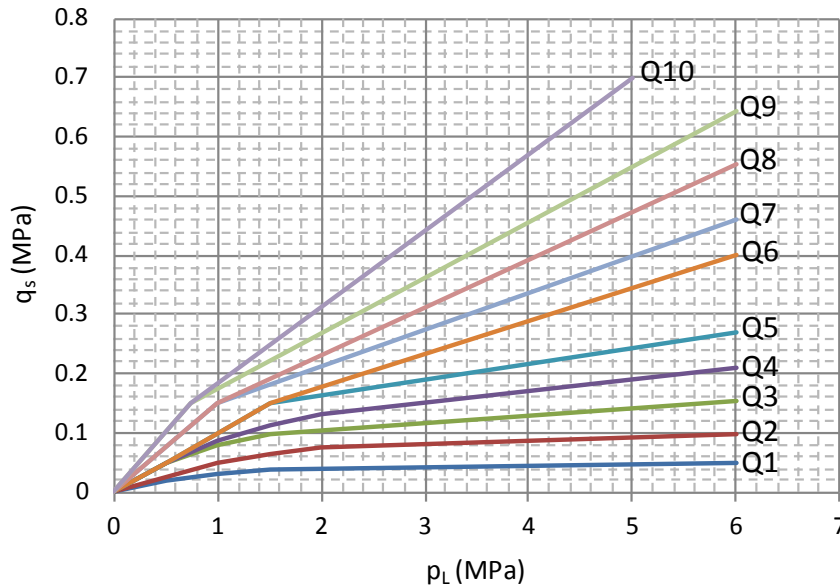


Figura 2.16 Determinación de f_s a partir de resultados con presiómetro de Menard (Bustamante y Gianceselli, 2006)

2.7.3 Cono eléctrico

De manera similar al método del LCPC para el diseño por fuste de pilas y pilotes a partir de resultados del presiómetro de Menard, Bustamante y Frank (1999) desarrollaron un método gráfico para el diseño por fuste de pilas y pilotes basado en los resultados de punta del cono eléctrico (q_c). En la Fig. 2.17 se presentan las curvas de diseño numeradas del 1 al 5. Para el cálculo de la resistencia cortante unitaria en el fuste (f_s), se identifica en el eje de las abscisas la resistencia de punta (q_c); a partir de este punto, se traza una línea vertical hasta encontrar la curva de diseño 1 a 5 correspondiente al tipo de pilote y su proceso constructivo, así como al tipo de suelo.

Para identificar las curvas de diseño de acuerdo con el tipo de pilote, tipo de suelo y rango de valores de q_c , se presenta la Tabla 2.4. Se observa que para arenas gruesas con gravas y para gravas, corresponden las curvas de diseño 3 y 4, con valores de f_s de hasta 150 kPa, que resultan mayores que los obtenidos con las curvas 1 y 2 reservadas para arenas finas (hasta 90 kPa). Lo anterior indica que la experiencia observada por estos autores a partir de las pruebas de carga en donde se tienen arenas gruesas con gravas y gravas, han reportado mayores capacidades de carga por fuste que las de arenas finas.

Bustamante y Frank (1999) recomiendan usar la curva de diseño 5, que llevaría a cálculos de f_s mayores con límite de 220 kPa, sólo en el caso de contar con resultados de pruebas de carga que así lo soporten.

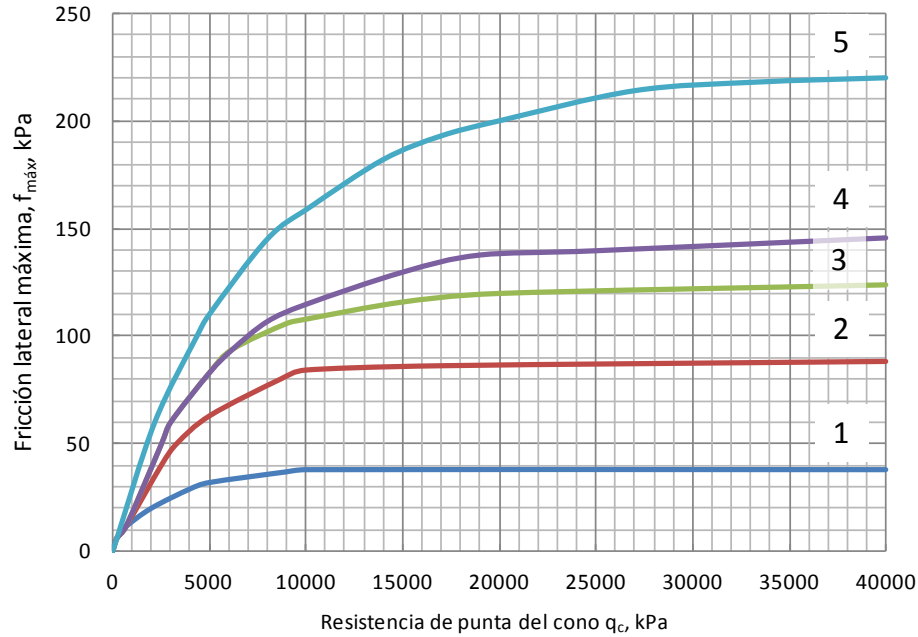


Figura 2.17 Determinación de f_s a partir de resultados de cono eléctrico para arenas y gravas (Bustamante y Frank, 1999)

Tabla 2.4 Clasificación de curvas para cálculo de f_s (Bustamante y Frank, 1999)

CURVA	q_c (ksf)	Tipo de pilote	Comentarios sobre el uso de las curvas
1	< 73.1	2, 3, 4, 6, 7, 8,	
		9, 10, 11, 12, 13, 14, 15	
2	> 73.1	6, 7, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15	Para arenas finas. Debido a que pilotes de acero pueden desarrollar valores muy bajos de f_s , use la curva 1 para estos pilotes en arenas, a menos que se tengan pruebas de carga que indiquen valores mayores. Para pilotes de concreto con $q_c > 156.6$ ksf, use la curva 2.
	>104.4	2,3	Sólo para arenas finas y pilas coladas <i>in situ</i> de menos de 30m de longitud. Para pilotes de más de 30m de longitud en arena fina, f_s puede variar entre las curvas 1 y 2. Si no se cuenta con datos de pruebas de carga, use la curva 1.
	>104.4	4	Únicamente para arenas que muestren algo de cohesión
3	>156.6	6, 7, 9, 10, 11, 13, 14, 15, 17	Para arena gruesa con gravas o gravas. Para pilotes de concreto, use la curva 4 si se puede justificar con resultados de pruebas de carga
	>156.6	2,3	Para arena gruesa con gravas o gravas y pilas menores de 30m de profundidad Para gravas con $q_c > 83.5$ ksf use la curva 4
4	>156.6	8, 12	Para arena gruesa con gravas o gravas
5	>104.4	16, 17	Valores mayores a los indicados en la curva 5, pueden usarse sólo si se cuenta con resultados de pruebas de carga

Tipo de pila o pilote: 2, perforación con lodo. 3, con ademe perdido. 4, con ademe recuperable. 5., 6, barrena continua. 7, pilote prefabricado. 8, pilote tubular.

Nuevamente llama la atención que el valor máximo de f_s para diseño de pilas en arenas gruesas y gravas es de 150 kPa, que resulta por debajo del límite determinado por Reese y O'Neill (1988) de 200 kPa y al propuesto por Quiros y Reese (1977) de 190 kPa, ambos para pilas coladas *in situ* en arenas.

2.8 DISCUSIÓN

Las observaciones anteriores refuerzan la idea de que otros aspectos fundamentales como la rugosidad creada en el fuste de la pila en suelos granulares, especialmente con aquellos donde dominan las gravas, así como el comportamiento dilatante de estas partículas, son los principales aportadores del incremento de fricción que usualmente se reporta en pruebas de carga en pilas coladas *in situ* y que los métodos tradicionales subestiman. En efecto, se ha demostrado en casos bien documentados (Rollins *et al.* 1997, 2005; Harraz *et al.*, 2004) que los métodos de diseño tradicionales funcionan razonablemente bien cuando se trata de arenas finas limpias, pero resultan muy conservadores cuando se analizan pilas embebidas en medios granulares con porcentaje importante de gravas.

Aunque existen algunas diferencias de opinión respecto a si es el efecto dilatante de los suelos con gravas o el efecto de la preconsolidación en el cálculo del ángulo de fricción interna del medio, el factor que genera los altos valores de β observados para pruebas de carga de pilas en suelos granulares con gravas, como lo han discutido recientemente Kulhawy *et al.* (2007) vs Rollins *et al.* (2007), el consenso general entre todos los investigadores cuyos trabajos aquí se han descrito, es que la rugosidad juega un rol importante en la capacidad de carga por fricción y que ésta aumenta en los suelos granulares si aumenta el contenido de gravas.

Para muestra se presenta en la Fig. 2.18 la comparación cualitativa de la rugosidad en la pared de un par de perforaciones para pilas presentada por Rollins *et al.* (2005): la primera hecha en arenas mal graduadas y la segunda en gravas arenosas. Por la simple inspección visual de las imágenes es claro que la rugosidad es mayor en la perforación con gravas que en la de arenas.

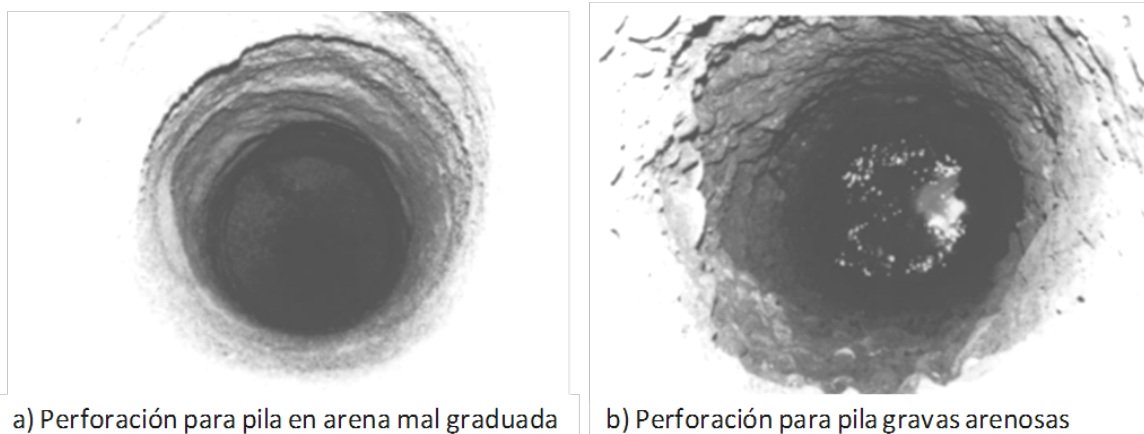


Figura 2.18 Rugosidad en paredes de perforaciones (Rollins *et al.*, 2005)

Por su parte, en la Fig. 2.19 se presenta la vista de unas pilas que se construyeron al poniente del Valle de México en lahares y rocas blandas (tobas), con algunos rellenos superficiales. Las pilas se diseñaron como elementos de retención por lo que fueron excavadas parcialmente en su porción superior posteriormente a su construcción. De la superficie del fuste descubierta, se observan claramente diferentes rugosidades de acuerdo a la estratigrafía; de arriba hacia abajo: rellenos,

lahares y tobas. La rugosidad mayor se observa en la porción media, que corresponde a los lahares que presentan mayor contenido de gravas que los rellenos y las tobas.



Figura 2.19 Rugosidad en pilas perforadas en rellenos, lahares y tobas (Foto cortesía de Ing. Raúl Verduzco)

No obstante la coincidencia generalizada sobre la importancia de la rugosidad en el desempeño del trabajo por fuste de las pilas coladas *in situ*, llama la atención que existen muy pocas experiencias reportadas en la literatura, sobre la medición cuantitativa de la rugosidad de las pilas coladas *in situ* en suelos, ya sean granulares o no. Las experiencias de mediciones de rugosidad conocidas se han realizado en modelos de pilotes de acero embebidos en arena en el laboratorio, así como en pilas construidas en rocas (*rock sockets*), en las que se incorpora directamente en el diseño de la capacidad portante por fuste un parámetro de rugosidad (Seidel y Collingwood, 2001; Seol *et al.*, 2007; .Nam y Vipulanandan, 2008).

En este contexto, la medición de la rugosidad de pilas construidas en suelos granulares y su correlación con otros parámetros de diseño, se presenta naturalmente como un tópico de interés que merece investigarse. La medición de la rugosidad en los modelos de pilas y su análisis se trata con amplitud en el capítulo 4 de esta tesis.

CAPÍTULO 3

PRUEBAS DE CARGA EN MODELOS DE PILAS ENSAYADAS EN EL LABORATORIO

3.1 CONSIDERACIONES GENERALES DEL EXPERIMENTO

En el Laboratorio de Enrocamientos del Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM) se realizaron pruebas de carga axial en modelos de pilas de dimensiones reducidas, que fueron perforadas y coladas *in situ* en diversos suelos granulares, contenidos en un cubo de pruebas rígido, de un metro de lado. El experimento consistió en la ejecución de series de ensayos de extracción con carga controlada, hasta la falla, variando para cada serie la granulometría del suelo, así como el nivel de esfuerzo vertical o esfuerzo confinante aplicado de manera externa sobre el medio granular.

El objetivo principal perseguido en esta investigación fue el de estudiar, de manera sistemática y bajo condiciones controladas en el laboratorio, el aporte por fricción del fuste de los modelos de pilas en suelos granulares, su variación con el porcentaje de gravas y la rugosidad asociada. Se estudió también el efecto del nivel de esfuerzo vertical en la resistencia unitaria por fuste; para lograr lo anterior, se perforaron y colaron los modelos de pilas en suelos compactados, que fueron previamente diseñados y colocados dentro del cubo de pruebas.

El cubo de pruebas corresponde al cubo triaxial que usó Marsal en los años 70 para ensayar muestras de enrocamientos sujetas a estados de esfuerzos triaxiales (Marsal, 1972); se trata de un cubo de 1m de lado formado por placas de acero de 1" de espesor, colado a su alrededor en concreto reforzado de alta resistencia y paredes de 40cm de espesor para soportar las altas presiones para las que fue diseñado. En la parte superior, se atornillaba la tapa de acero con pernos de alta resistencia para formar la cámara de pruebas. En la investigación que se describe en este trabajo de tesis, el cubo sólo se usó como un recipiente rígido; la base circular donde se atornillaba la tapa de acero se usó para fijar el marco de reacción para la aplicación de la carga de extracción de los modelos de pilas y para la aplicación del esfuerzo vertical sobre el medio granular, que adelante se describen.

Los suelos granulares variaron desde arenas arcillosas bien graduadas con gravas (SW-SC) hasta gravas mal graduadas con pocos finos (GP). Cada tipo de suelo se formó por capas compactadas dentro del cubo de pruebas. Se estudiaron cuatro granulometrías con contenido nominal de gravas del 30%, 40%, 60% y 80% que se reconocen como series M1, M2, M6 y M8, respectivamente. La compacidad relativa se mantuvo en 70% aproximadamente. En cada composición granulométrica se estudiaron cuatro niveles de esfuerzo vertical, variando entre 0.0 kg/cm² y 1.2 kg/cm² (117.7 kPa) que se aplicaron mediante una placa rígida de acero y gatos hidráulicos, con lo que se buscó alcanzar esfuerzos representativos de diferentes profundidades.

En cada medio granular, se colaron cuatro pilas de 13 cm a 15 cm de diámetro nominal y longitudes variables entre 57 cm y 66 cm, las cuales se ensayaron bajo incrementos de carga crecientes a extracción y hasta la falla, llevando registros de la carga aplicada, el desplazamiento y el tiempo. Todas las pilas se descubrieron al terminar los ensayos para inspeccionar visualmente las condiciones de la rugosidad del colado en la superficie del fuste, haciendo un registro geométrico y fotográfico mediante un escaneo láser tridimensional.

En la Fig. 3.1 se muestra un esquema general del experimento, donde se reconocen el cubo de pruebas que contiene al suelo granular, los modelos de pilas, el marco de carga para los ensayos de extracción y para la aplicación del esfuerzo vertical externo, así como la instrumentación.

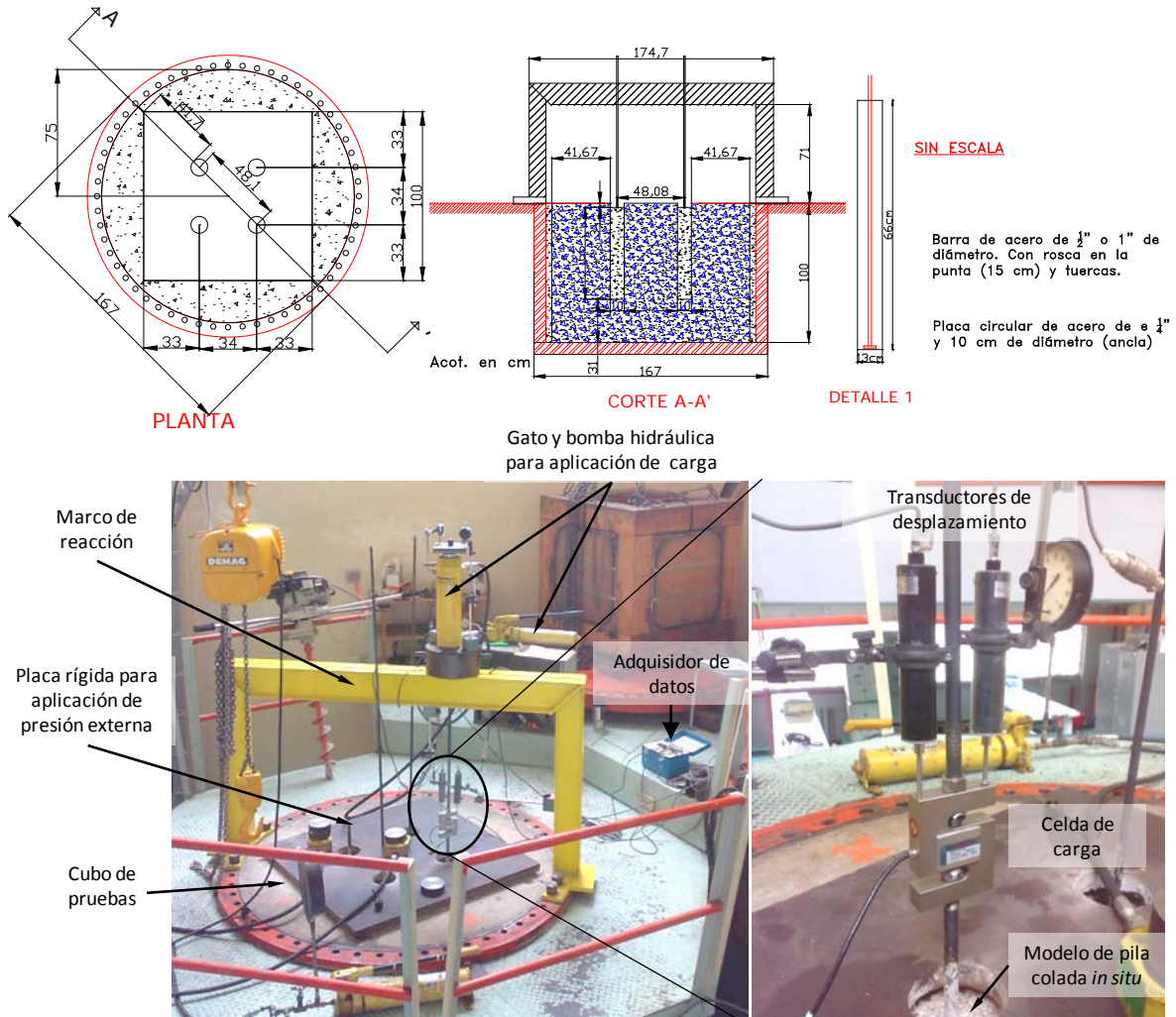


Figura 3.1 Arreglo general para las pruebas de carga a extracción en modelos de pilas

Los datos derivados de las pruebas con los modelos de pilas, permitieron establecer correlaciones con la resistencia unitaria, f_s , desarrollada en el fuste, el coeficiente de empuje lateral K , así como con la rigidez secante inicial, k_i , de las curvas carga-desplazamiento. Las principales variables que se correlacionaron con f_s , K y k_i fueron el porcentaje de gravas en peso, el coeficiente de uniformidad (C_u) esfuerzo vertical efectivo y la resistencia de punta dinámica promedio del medio obtenida con un penetrómetro portátil (Panda). Correlaciones con parámetros de rugosidad del fuste, se presentan en el capítulo 4 de esta tesis. Otras variables que tienen influencia en el desarrollo de f_s , como la forma y dureza de los granos, la compacidad, el proceso constructivo, la humedad y la resistencia del concreto de las pilas fueron constantes en el experimento, por lo que su influencia en f_s no se abordó experimentalmente en esta investigación.

3.2 FORMACIÓN DE LOS SUELOS GRANULARES DENTRO DEL CUBO DE PRUEBAS Y CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS DE PILAS

3.2.1 Selección de bancos de materiales

Con el objeto de contar con medios granulares del mismo origen y dureza que se emplearían en todo el programa experimental, se realizó una búsqueda de bancos de materiales en el poniente del Valle de México. Se buscó, por una parte, contar con partículas duras para evitar su rotura en las diferentes etapas de los ensayos, y por la otra, contar con arenas y con gravas (material triturado) con tamaño máximo cercano a 1 cm, para minimizar los efectos de escala en los ensayos; se buscó que los medios granulares donde se colaran los modelos de pilas contaran con un tamaño máximo (TMA) tal que $B/TMA \geq 10$, donde B es el diámetro nominal del modelo de pila.

Se seleccionaron los bancos La Carabina y La Mexicana para arena y grava, respectivamente; ambos ubicados en San Bartolomé Coatepec, al poniente del libramiento Cuajimalpa- Naucalpan (Fig. 3.2), cuyo uso es mayormente para agregados de concreto. El banco La Carabina corresponde a tobas andesíticas de donde se recolectó un camión de 7 m³ de arena que resulta del proceso de trituración de la roca. El banco La Mexicana corresponde a una dacita de donde se recolectaron 7 m³ de grava triturada conocida coloquialmente como hormigón, cuya dureza y granulometría (TMA cercano a 1 cm) resultaron ideales para los fines del experimento. Todos los materiales se trasladaron y acopiaron en el almacén de la Coordinación de Estructuras y Materiales del IIUNAM.

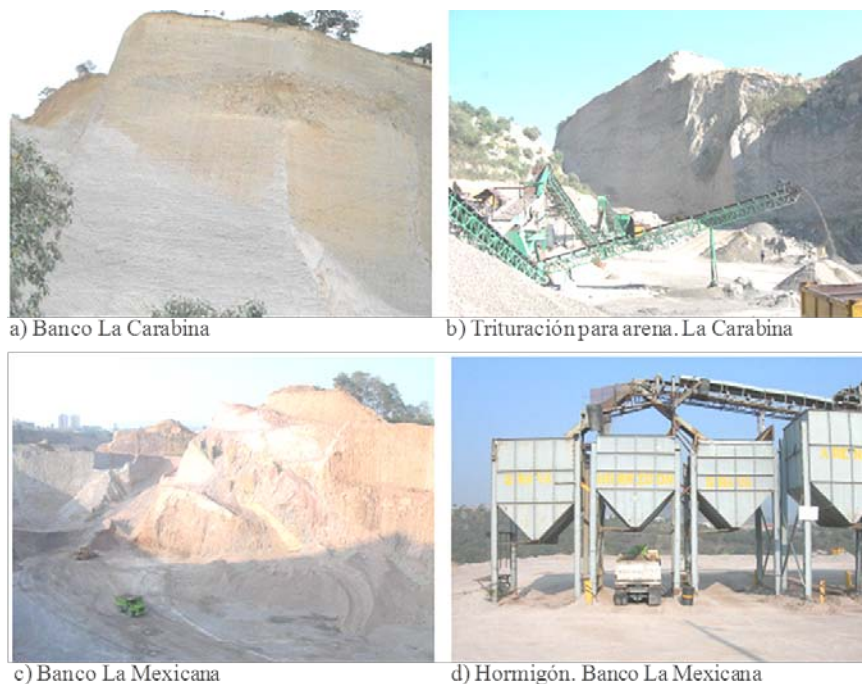


Figura 3.2 Vista de los bancos de materiales La Carabina y La Mexicana

3.2.2 Cribado de los materiales

Los materiales de los bancos descritos en el inciso anterior, se clasificaron por tamaños empleando las cribas gigantes del Laboratorio de Enrocamientos que se muestran en la Fig. 3.3

(Marsal, 1972). Para ello, previamente se extendió y secó a la intemperie el material por cribar, para posteriormente pasarlo por las cribas en forma gradual. Los tamaños clasificados en las cribas fueron los siguientes:

- Gravas gruesas y finas: retenido en malla de 3/8 de pulgada (9.5 mm)
- Gravas finas: pasa la malla de 3/8 de pulgada (9.5 mm) y retenido en malla No. 4 (4.76 mm)
- Arenas gruesas: pasa la malla No. 4 (4.76 mm) y retenido en la malla No. 8 (2.38 mm)
- Arenas gruesas y medias: pasa la malla No. 8 (2.38 mm) y retenido en la malla No. 16 (1.19 mm)
- Arenas medias y finas: pasa la malla No. 16 (1.19 mm)

De los tamaños anteriores, se desechó el retenido en la malla de 3/8 de pulgada (mayor que 9.5 mm), que representó del orden del 5% del volumen total cribado. El resto del material se almacenó por tamaños en tambos de 120 lt previamente acondicionados e identificados.



a) Cribas del Laboratorio de Enrocamientos



b) Materiales clasificados por tamaños en contenedores

Figura 3.3 Cribado y clasificación por tamaños

El proceso de cribado y clasificación por tamaños se realizó tantas veces como fue necesario para contar con el volumen suficiente para formar cinco o seis capas durante el llenado del cubo de pruebas en cada serie de ensayos. En total se cribaron del orden de 5 m^3 de la grava de dacita y de la arena andesítica, para formar los cuatro medios estudiados con granulometrías variables, donde se colaron y ensayaron los modelos de pilas. Los materiales de cada serie se retiraron del cubo para cribar nuevos agregados, ya que no hubo reúso de materiales en ningún caso.

3.2.3 Colocación y compactación del suelo granular dentro del cubo de pruebas

Una vez seleccionada la granulometría que se deseaba ensayar en cada serie de pruebas, se pesaron, mezclaron y homogeneizaron los diferentes tamaños de granos almacenados en los tambos, para formar medios con porcentajes específicos de grava. Previamente a ello, se llevaron a cabo ensayos de compactación Próctor estándar, así como ensayos de compactación en cilindros de lucita

(diámetro de 18 cm y altura de 60 cm), para determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima de cada granulometría por colocarse dentro de la cámara de pruebas. La premisa fue colocar el material con una compactación superior al 90% de la prueba Próctor estándar, y con una densidad relativa del orden del 70 %, en todas las series de ensayos, para contar con ensayos de extracción comparables bajo las mismas condiciones de compactación y densidad relativa en el medio granular.

Cada vez que se llenó el cubo de pruebas, se formaron de cinco a seis “bachadas” con el volumen necesario para formar capas de 20cm de espesor ya compactado; cada capa se integró con los porcentajes predefinidos de cada tamaño de granos y se homogeneizaron con traspaleo, adicionando el agua necesaria para lograr la humedad óptima determinada previamente con las pruebas de compactación (Fig. 3.4), que varió entre el 8% y 11%.



Figura 3.4 Formación de capas de suelo para compactar dentro de cubo de pruebas

Cada capa se acomodó dentro del cubo en dos subcapas de igual volumen y altura, inicialmente apisonándolas sin vibración y posteriormente cada subcapa se compactó con un vibrador marca Brecon de frecuencia variable, adosado a un pisón con placa cuadrada de acero de una pulgada de espesor (2.54 cm) y 30 cm por lado, de tal forma que en nueve posiciones se cubrió casi la totalidad del área en planta de la capa por compactar (1 m²). El pisón se mantuvo en cada

posición vibrando durante 2 min, para luego cambiar a la siguiente posición (Fig. 3.5). En cada subcapa se dieron dos rondas de vibrado. La secuencia de compactación en cada subcapa inició colocando la placa en la posición central, luego en las posiciones intermedias en contacto con los muros y finalmente en las esquinas.

Se llevó un registro del peso por capa, del agua agregada en cada capa y del espesor compacto alcanzado después del apisonamiento y la vibrocompactación. Estos registros, aunados a los del material recuperado durante las perforaciones de los modelos de pilas y el volumen de los mismos modelos, permitieron caracterizar el peso volumétrico húmedo y seco, así como el grado de compactación y la compacidad relativa del material colocado en cada serie de ensayos. Los resultados se describen adelante.

3.2.4 Perforación de los modelos de pilas

Una vez colocado el material granular compactado dentro del cubo de pruebas, se realizaron las perforaciones para el colado de cuatro pilas (serie) mediante una broca *auger* de 10 cm de diámetro nominal (Fig. 3.6), hasta profundidades de 0.7m aproximadamente. Únicamente en la primera serie de pruebas se colaron sólo dos pilas. La broca *auger* que se empleó gira bajo la acción de un pequeño motor de gasolina y cuenta con un maneral para ser sujetado por dos personas y facilitar su guía. En la serie inicial, M1, las perforaciones se realizaron sin la ayuda de una guía; sin embargo, se observó un cierto abocardamiento superficial, por lo que en el resto de las series (M2, M6 y M8) se empleó una boquilla de tubo PVC adosado a las perforaciones de la placa metálica que se emplea para confinar el medio, como se muestra en la Fig. 3.6.



Figura 3.5 Colocación y compactación del material dentro del cubo de pruebas

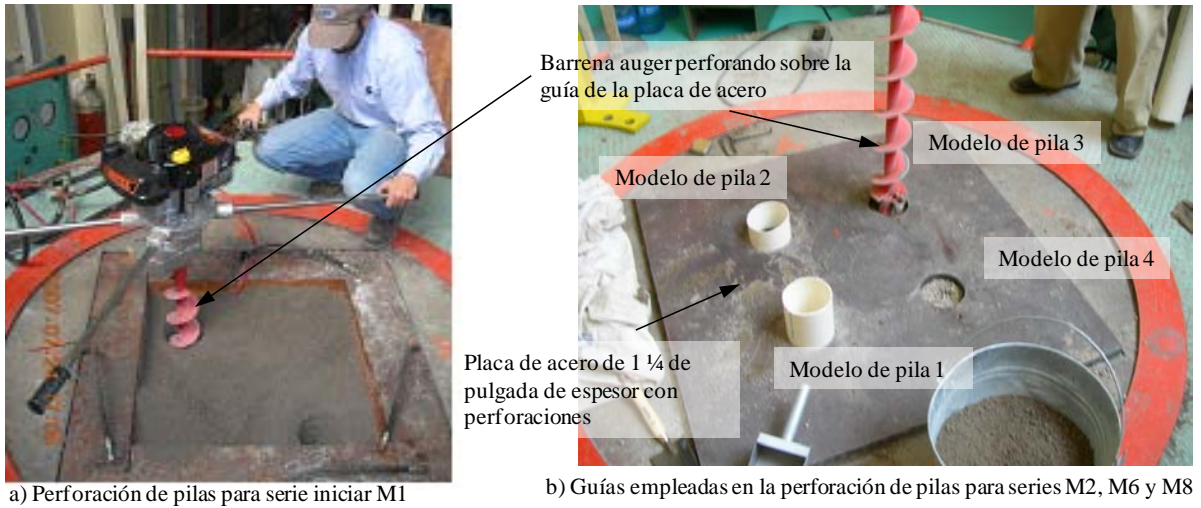


Figura 3.6 Vista de la perforación de los modelos de pilas con broca auger

La ubicación en planta de las perforaciones, se diseñó para mantener una distancia centro a centro de las pilas de al menos tres veces el diámetro nominal de la perforación, así como la misma distancia entre las fronteras rígidas del cubo de pruebas. En la Fig. 3.7 se muestra la planta de las perforaciones que se emplearon en todas las series, excepto en la primera donde sólo se hicieron dos perforaciones, como ya se mencionó.

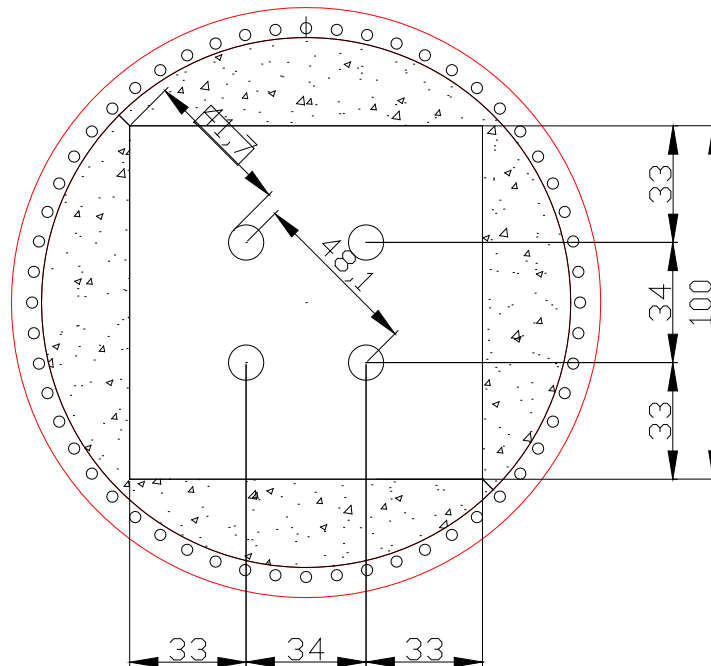


Figura 3.7 Planta de las perforaciones para los modelos de pila. Series M2, M6 y M8 (acotaciones en cm)

El fondo de las perforaciones, con material suelto que no podían sacar los álabes de la broca *auger*, se limpió con un pequeño bote limpiador con un álabe, que se fabricó con una lata. Cada perforación se midió y el material extraído se pesó para determinar el peso volumétrico, así como para realizar pruebas índice con el material excavado, que se describen en el inciso 3.3, especialmente el contenido de agua y pruebas granulométricas.

En las primeras series, se realizó una inspección del interior de las excavaciones mediante un boroscopio, con miras a realizar un levantamiento de la rugosidad interna de las paredes con un rugosímetro láser (Fig. 3.8); sin embargo, esta operación no prosperó, pero sirvió para ver la forma general de la perforación, la estabilidad de las paredes y la limpieza del fondo. En su lugar, los perfiles de rugosidad se obtuvieron de un levantamiento láser tridimensional completo de los propios modelos de pilas, una vez realizadas las pruebas de carga a extracción y recuperados del cubo de pruebas, excavando cuidadosamente a su alrededor, como se describe en el capítulo 4.



Figura 3.8 Inspección visual con boroscopio del interior de las perforaciones

3.2.5 Diseño de mortero fluido y colado de los modelos de pilas

Para el colado de los modelos de pila, se diseñó un mortero fluido agua-arena-cemento con proporción agua-cemento A/C entre el 50% y 65% ($f'c$ entre 10 MPa y 14 MPa, aproximadamente), salvo para la serie inicial M1 donde la proporción agua-cemento A/C fue del 100%, que resultó en un mortero pobre con baja resistencia a la compresión simple ($f'c$ de 5.7 MPa) por lo que se decidió incrementarla para las series de ensayos posteriores.

El colado de las pilas se realizó por gravedad, vertiendo el mortero con ayuda de un embudo en la perforación. Con antelación, se colocó en cada una de las perforaciones una barra de acero de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro (series M1, M2 y M6) y de una pulgada (serie M8) con un disco de acero de 3 pulgadas de diámetro soldado en su extremo inferior, que se apoyó en el fondo de la perforación (Fig. 3.9); se le adosaron puntos de soldadura a la barra de acero para generar mayor adherencia con el mortero durante los ensayos de extracción. El disco en la base permitió que el mortero trabajara en compresión durante las pruebas de carga a extracción. En todos los colados se empleó la arena andesítica de la Mina La Carabina, así como cemento Portland gris tipo I marca Tolteca para la serie M1 y Apasco CPC30 tipo I para el resto de las series.

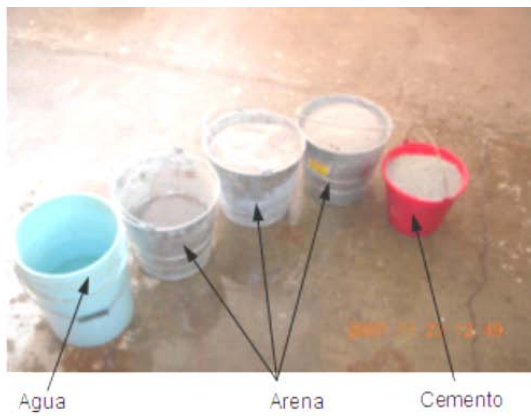


a) Barra de acero de ½ pulgada de espesor con disco en su punta, previo a su introducción en el barreno



b) Vista de los modelos de pila ya colados

Figura 3.9 Colado de los modelos de pilas. Serie inicial M1



Agua

Arena

Cemento



Mortero fluido



Prueba de revenimiento



Cilindros para ensayos de resistencia

Figura 3.10 Mezclado del mortero, revenimiento y toma de muestras

Una vez homogeneizado el mortero, se realizaron pruebas de revenimiento, que resultó variable entre 21 cm y 25 cm en todas las series (Fig. 3.10) y se tomaron muestras del mortero en cilindros para concreto de 15 cm x 30 cm (diámetro-altura) y cilindros para mortero de 8.5 cm x 15 cm, para realizar ensayos de resistencia en la máquina universal del laboratorio de materiales del IIUNAM, en fechas previas y en una fecha cercana a la ejecución de los ensayo de extracción. Los

resultados de peso volumétrico, revenimiento y resistencia a la compresión simple para las muestras de todas las series se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Resultados de ensayos en compresión simple de los cilindros de mortero

Mezcla M1 con 30% de grava Revenimiento 25 cm

Pila	Cilindro No.	Fecha colado	Diámetro medio m	Altura media	Peso kg	Peso vol. kg/m ³	Fecha rotura	Días transcurridos	f'c kg/cm ²
P1 y P2	1	23-nov-07	0.0853	0.148	1.284	1514	12-dic-07	19	56.8
P1 y P2	2	23-nov-07	0.0857	0.150	1.301	1508	12-dic-07	19	55.0
P1 y P2	3	23-nov-07	0.0862	0.149	1.302	1495	12-dic-07	19	58.3
P1 y P2	1B	23-nov-07	0.1515	0.290	9.092	1737	12-dic-07	19	57.3
P1 y P2	2B	23-nov-07	0.1507	0.289	9.110	1766	12-dic-07	19	62.3
									57.9

Mezcla M2 con 40% de grava Revenimiento 25 cm

Pila	Cilindro No.	Fecha colado	Diámetro medio m	Altura media	Peso kg	Peso vol. kg/m ³	Fecha rotura	Días transcurridos	f'c kg/cm ²
P1 y P3	1	20-may-08	0.1488	0.2980	9.360	1805	02-jul-08	43	99.3
P1 y P3	2	20-may-08	0.1530	0.3050	10.074	1797	02-jul-08	43	96.3
P2 y P4	M1	29-jul-08	0.1498	0.2940	9.214	1777	09-sep-08	42	78.8
P2 y P4	M2	29-jul-08	0.1538	0.3000	9.945	1784	09-sep-08	42	93.2
									96.3

Mezcla M6 con 60% de grava Revenimiento 22 cm

Pila	Cilindro No.	Fecha colado	Diámetro medio m	Altura media	Peso kg	Peso vol. kg/m ³	Fecha rotura	Días transcurridos	f'c kg/cm ²
P1 y P3	a	12-nov-08	0.1517	0.2910	10.590	2014	19-nov-08	7	36.3
P1 y P3	b	12-nov-08	0.1547	0.2980	10.010	1788	19-nov-08	7	36.7
P2 y P4	1	12-nov-08	0.1501	0.2931	10.150	1956	02-dic-08	20	134.8
P2 y P4	2	12-nov-08	0.1523	0.2990	9.650	1771	02-dic-08	20	124.5
									129.6

Mezcla M8 con 80% de grava Revenimiento 21 cm

Pila	Cilindro No.	Fecha colado	Diámetro medio m	Altura media cm	Peso kg	Peso vol. kg/m ³	Fecha rotura	Días transcurridos	f'c kg/cm ²
P1 y P3	1G	15-may-09	0.1490	0.2960	10.000	1938	29-may-09	14	95.7
P1 y P3	2G	15-may-09	0.1507	0.3020	10.140	1883	11-ago-09	88	144.7
P1 y P3	1 chico	15-may-09	0.1000	0.2000	2.900	1846	29-may-09	14	107.0
P1 y P3	2 chico	15-may-09	0.1000	0.2020	2.950	1859	11-ago-09	88	140.6
P2 y P4	1G	29-may-09	0.1493	0.2970	10.140	1949	11-ago-09	74	230.0
P2 y P4	2G	29-may-09	0.1533	0.2987	10.515	1907	26-ago-10	454	244.2
P2 y P4	1 chico	29-may-09	0.1003	0.2030	3.090	1925	11-ago-09	74	254.7
P2 y P4	2 chico	29-may-09	0.1013	0.2007	3.045	1882	26-ago-10	454	248.0
									142.6
									246.1

3.3 SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGAS Y DE PRESIÓN EXTERNA

3.3.1 Marco de reacción

Se diseñó y construyó un marco de carga con perfiles de acero estructural IPR de 5 pulgadas como columnas, y un travesaño de secciones canal de 6 pulgadas. El diseño del marco de carga se

realizó por deformación, de manera similar al que se empleó para los ensayos con modelos de pilotes en arcilla marina realizados por el grupo de trabajo en el que participa el autor (Mendoza *et al.*, 2001, Ibarra *et al.*, 2005). Este marco tiene capacidad para la aplicación de cargas de extracción o compresión de hasta 10 t (98.1 kN), con deformaciones máximas de 2mm . En los ensayos de carga a extracción, la reacción se obtiene con el apoyo de las bases del marco apernadas al perímetro del cubo de pruebas (Fig. 3.11).

Los ensayos de extracción se realizaron con carga controlada aplicada mediante un gato hidráulico Enerpac modelo Holl-O-Cylinder de 300 kN, aproximadamente. El gato se calibró periódicamente en el Laboratorio de Materiales del IIUNAM. En cada calibración, se realizaron dos ciclos de carga y de descarga, obteniendo la curva de calibración que se empleó para la programación y comprobación por redundancia de la carga aplicada contra la celda de carga de la instrumentación que adelante se describe.

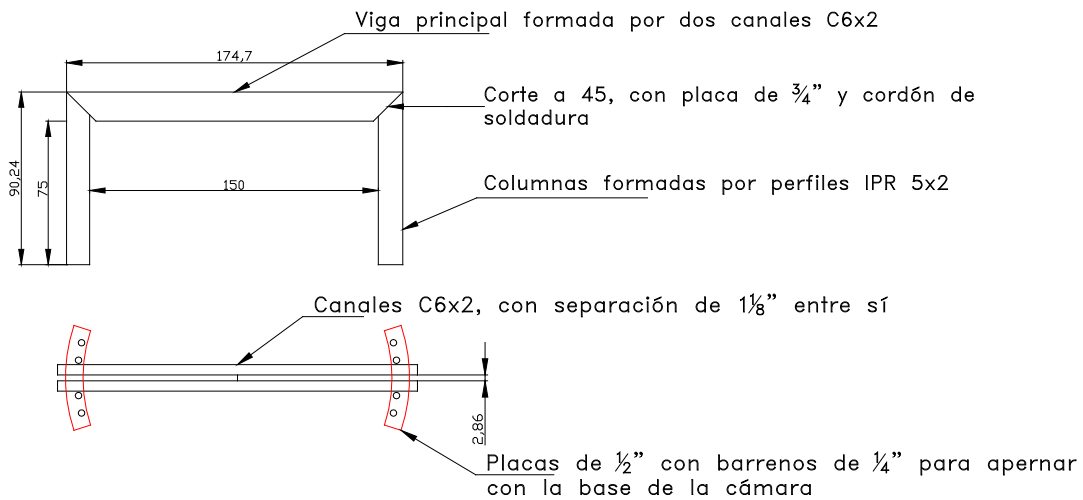
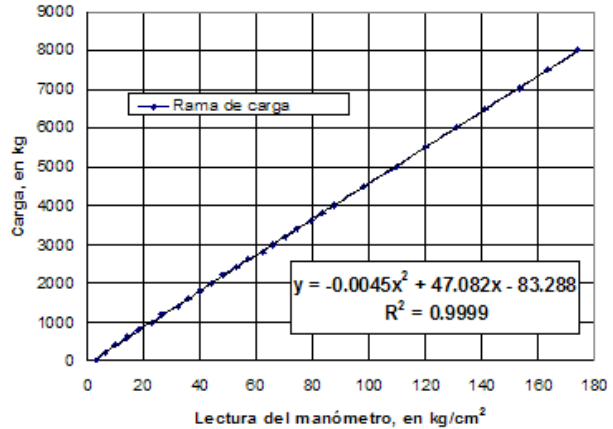


Figura 3.11 Esquemas y vista del marco de carga para la aplicación de cargas de extracción y presión vertical externa



Proceso de calibración del sistema



Curva de calibración, rama de carga ciclo 1

Figura 3.12 Calibración del sistema hidráulico de aplicación de cargas

3.3.2 Aplicación de presión externa

La presión externa se aplicó mediante dos gatos hidráulicos planos reaccionando contra dos perfiles “I” de acero apoyados en el marco de carga, para comprimir verticalmente a una placa rígida de acero de forma cuadrada en planta con 98 cm por lado y 5 cm de espesor. La placa rígida se apoyó directamente sobre el medio granular, dejando una holgura de 1.0 cm entre los bordes de la placa y las fronteras rígidas de la cámara de pruebas. De esta forma, se pudieron aplicar presiones verticales confinantes de hasta 1.5 kg/cm² (147.15 kPa).

La placa de acero cuenta con cuatro barrenos circulares de 11cm de diámetro en la posición exacta donde se colaron los modelos de pila, de esta forma la placa de carga sirvió a su vez como guía para la barrena *auger* durante la perforación de los modelos de pila. En la Figura 3.11 se muestra una vista del arreglo para la aplicación de la presión externa.

3.3.3 Instrumentación y sistema de adquisición de datos

En cada prueba de carga se registraron los desplazamientos de la pila, la fuerza de extracción aplicada y el tiempo asociado. Los desplazamientos se registraron por medio de transductores de desplazamiento colocados directamente sobre el cabezal de la pila, o bien, sobre la celda de carga como se muestra en el esquema de la Fig. 3.13. Inicialmente, los desplazamientos se registraron sobre el extremo superior de la barra de acero, mediante dos micrómetros de carátula, pero posteriormente se decidió añadir dos transductores cercanos al cabezal, dejando los micrómetros de carátula como lecturas redundantes de los desplazamientos.

La carga de extracción se registró por medio del manómetro calibrado de la bomba, así como mediante una celda de carga tipo S. En la serie final M8, donde la carga de extracción a la falla superó la capacidad de la celda, se sustituyó por una celda hueca montada sobre el gato hidráulico.

Las señales de los transductores de desplazamiento y de la celda de carga, se almacenaron de manera automática en un registrador marca Vishay modelo P3 de cuatro canales, además de llevar un registro manual de las lecturas de los micrómetros, de las presiones del manómetro y del tiempo.

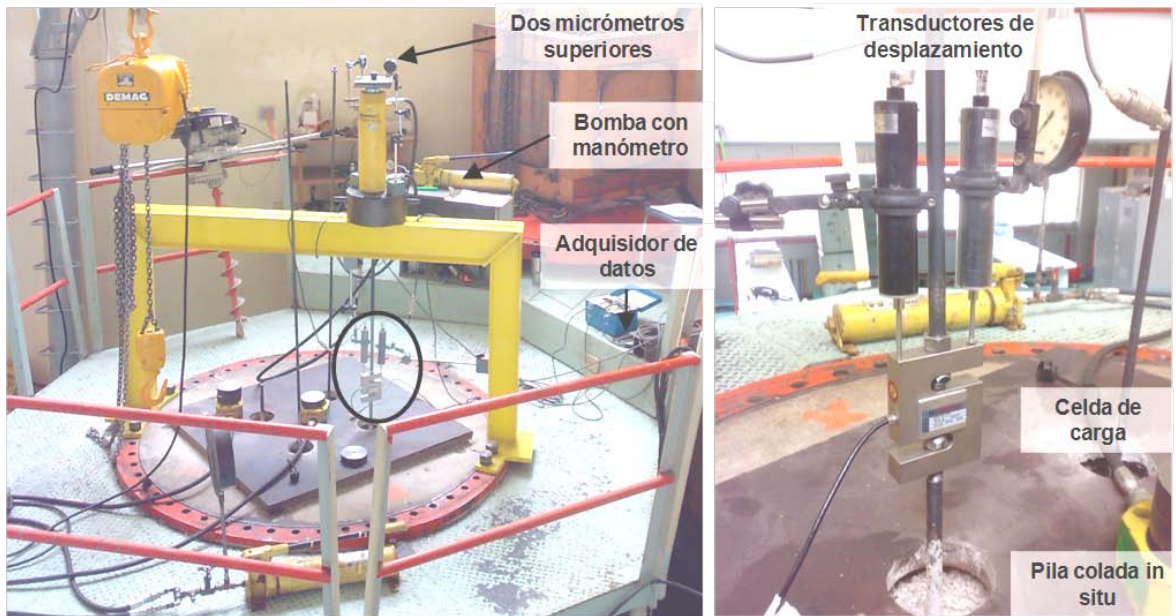


Figura 3.13 Instrumentación y sistema de adquisición de datos

3.4 CARACTERIZACIÓN DE LOS MEDIOS GRANULARES

Con el objeto de caracterizar las mezclas de suelo granular que se colocaron dentro de la cámara de pruebas, se llevaron a cabo diversos ensayos índice y mecánicos de manera sistemática en cada llenado. Las pruebas índice realizadas fueron:

- Prueba de resistencia por abrasión e impacto
- Forma de los granos
- Granulometría completa por mallas
- Límites de consistencia líquido y plástico de la parte fina
- Gravedad específica de sólidos
- Contenido de agua
- Pesos volumétricos

Las pruebas mecánicas incluyeron sondeos de cono dinámico manual (PANDA) ejecutados previamente a la perforación para el colado de los modelos de pilas, así como ensayos triaxiales estáticos en la cámara MTS del Laboratorio de Mecánica de Suelos del IIUNAM. En lo que sigue, se presenta una breve descripción de las pruebas realizadas índice y mecánicas que se realizaron.

3.4.1 Dureza y forma de los granos

Para obtener un índice de la dureza de las gravas y arenas que se emplearon en todos los ensayos, se efectuaron pruebas de resistencia por abrasión e impacto mejor conocidas como prueba de desgaste de Los Ángeles. Las pruebas se realizaron de acuerdo con la Norma ASTM C-131-03 (2003) en sus variantes C y D. La prueba variante C se efectuó en las gravas de dacita de la mina La Mexicana. La prueba variante D se efectuó en gravas de andesita de la mina La Carabina.

Los resultados obtenidos indicaron una pérdida del 34% por abrasión e impacto para la prueba variante C (gravas de dacita) y del 38% para la prueba variante D en gravas de andesita. En la Tabla 3.2 se presentan algunos porcentajes de pérdida por abrasión e impacto reportados por Leslie (1969) para diferentes materiales de enrocamientos obtenidos en pruebas de desgaste de Los Angeles variantes A y B. Se puede ver que partículas de rocas como la arenisca y el granito, presentan porcentajes de pérdida tan altos como 99% y 93%, respectivamente, mientras que el basalto y la cuarcita tuvieron porcentajes de pérdida variables entre el 13% y el 26%. En este contexto, las gravas de dacita y la arena de andesita empleadas en la formación de los medios granulares para los ensayos con los modelos de pilas, tienen un índice de pérdida por abrasión moderado, que resultó adecuado para los fines del estudio.

Tabla 3.2 Porcentajes de pérdida por abrasión e impacto para diferentes materiales de enrocamientos. Leslie (1969)

Tipo y origen	Resistencia en compresión simple (psi)	Gs	Pérdida por abrasión (%). Clase A	Pérdida por abrasión (%). Clase A
A Basalto (Napa)	25,000	2.86	15	13
B Metavolcánico (Presa New Hogan)	20,000	2.84	13	12
C Cuarzita (Presa Dam)	30,000	2.72	26	25
D Basalto (Presa Cougar)	17,000	2.75	21	21
E Arenisca (Presa Laurel)	-	2.64	86	99
F Granito (Presa Buchanan)	10,000	2.69	69	93

Por su parte, en la Fig. 3.14, se presentan vistas de algunas muestras de grava empleadas en la conformación de los medios granulares. Estas gravas corresponden a tamaños de partícula entre 3/8 de pulgada (9.5 mm) y 4.76 mm (malla No. 4). De acuerdo con la clasificación de forma de las partículas de Youd (1973), las gravas empleadas en los ensayos son mayormente angulosas y subangulosas, con índice R entre 0.2 y 0.3 (Fig. 3.15).



Figura 3.14 Forma de las partículas de grava empleadas en los ensayos

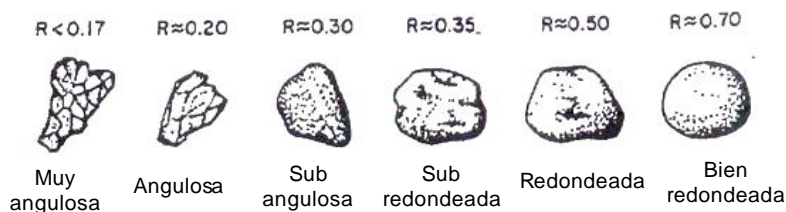


Figura 3.15 Clasificación de la forma de las partículas (Youd, 1973)

3.4.2 Granulometrías y clasificación SUCS

En la Fig. 3.16 se muestran las curvas granulométricas realizadas con material obtenido de cada serie de ensayos; se efectuaron tres o cuatro granulometrías por serie. Por su parte, en la Tabla 3.3 se muestra el resumen de las propiedades índice de las mezclas de suelo granular empleadas en las cuatro series con los modelos de pilas. En el caso de las granulometrías, se muestran los valores medios de todas las pruebas granulométricas realizadas.

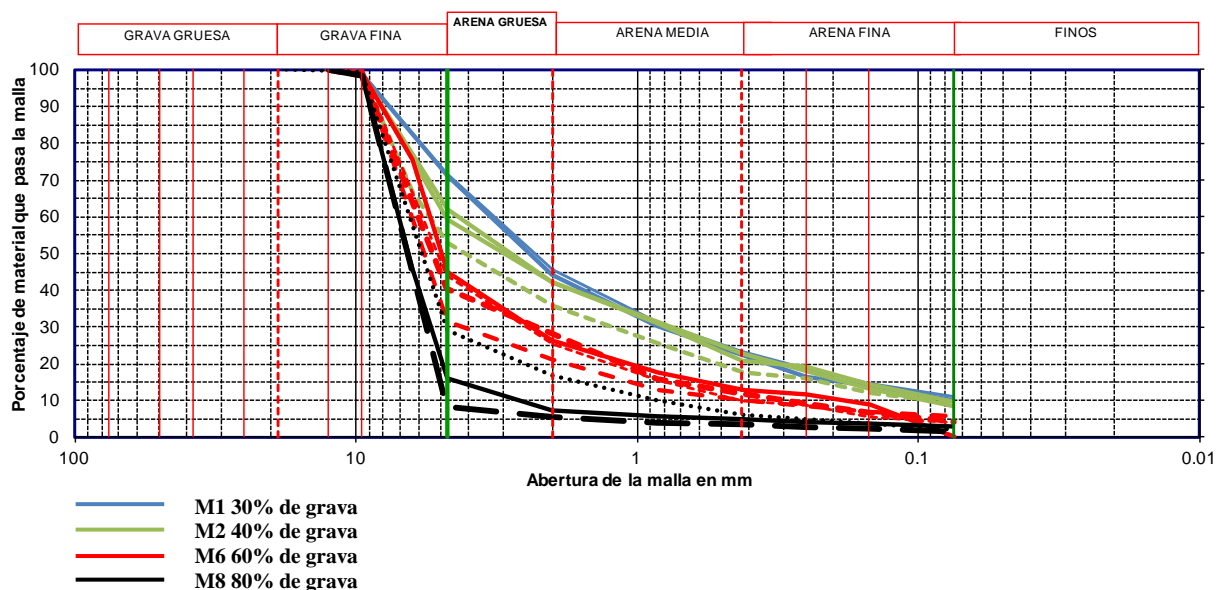


Figura 3.16 Curvas granulométricas de los medios ensayados

Tabla 3.3 Propiedades índice de las mezclas de suelo granular ensayadas

Mezcla	% G	% S	% F	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	C_u	C_c	W_L	PI	SUCS	G_s
M1	28.4	61.0	10.5	0.07	0.79	3.3	46.4	2.7	23.5* 30.5*	-	SW-SC	2.63, 2.64 2.65, 2.65
M2	39.3	51.5	9.2	0.09	0.80	4.50	49.9	1.6	32.0*	-	SW-SC	2.64, 2.63
M6	59.8	36.8	3.5	0.33	2.70	5.93	18.0	3.7	45.7	25.9	GP	-
M8	82.3	15.5	2.2	2.93	5.98	7.93	2.7	1.5	26.5	4.37	GP	2.64, 2.62

*Límite líquido determinado con cono sueco

Se observa que los porcentajes de grava ($G\%$) para las cuatro series de ensayos cubrieron el intervalo de 28% hasta 82%. En lo sucesivo, estos valores se referirán como valores nominales de 30%, 40%, 60% y 80% de gravas para las series de ensayos M1, M2, M6 y M8, respectivamente.

Las series M1 y M2 con valores nominales de $G\%$ del 30% y 40%, corresponden a una arena bien graduada, con porcentaje de finos arcillosos del orden del 10%, lo que corresponde a un doble símbolo de la clasificación SUCS: SW-SC. El coeficiente de uniformidad (C_u) para estas dos series es similar, de 46.4 y 49.9 y el coeficiente de curvatura resultó entre de 2.7 y 1.6, respectivamente. En realidad, C_u es un coeficiente de no-uniformidad puesto que es menor cuanto más uniforme es el material (Auvinet, 1986).

Por su parte, las series M6 y M7 con valores nominales de $G\%$ del 60% y 80%, corresponden a una grava mal graduada con finos menores al 4%, con clasificación SUCS GP. El coeficiente de uniformidad resultó de 18 y 2.7, mientras que los de curvatura resultaron de 3.7 y 1.4, respectivamente. La gravedad específica de las partículas de grava, varía entre 2.62 y 2.65 para todas las series de ensayos.

3.4.3 Pesos volumétricos y densidad relativa

En este subinciso se presenta el resumen de los pesos volumétricos, humedades, densidades relativas y porcentaje de compactación, registrados durante el llenado del cubo de pruebas para las cuatro series de ensayos M1, M2, M6 y M8 con contenido nominal $G\%$ de 30%, 40%, 60% y 80%, respectivamente.

En la Tabla 3.4 se muestran los valores por cada capa y el promedio de los parámetros antes referidos, para cada serie. Como referencia, se presentan también en la Tabla los valores del peso volumétrico seco máximo γ_{dmax} y mínimo γ_{dmin} que se obtuvieron para cada granulometría ensayada, mismos que se emplearon en el cálculo de la densidad relativa D_r . Estos valores se determinaron de manera experimental con pruebas Próctor estándar para los suelos más arenosos (series M1 y M2) y con pruebas Próctor estándar y pruebas de compactación en cilindros de lucita con diámetro de 18.3 cm, para las series con mayor contenido de gravas (series M6 y M8). Lo anterior debido a que la determinación de los pesos volumétricos secos máximos y mínimos, que está bien definida para los suelos arenosos, no está aún estandarizada para los suelos con gravas, por lo que se usaron moldes más grandes siguiendo las experiencias de algunos investigadores que han empleado moldes de mayor diámetro (Uchida *et al.*, 2001), así como adaptaciones en las técnicas de preparación y de compactación para lograr mejores acomodos de las partículas de grava.

Adicionalmente a los registros anteriores, se obtuvieron los pesos volumétricos del material recuperado durante las perforaciones realizadas para el colado de los modelos de pila; en efecto, al término del proceso de excavación, se recolectó todo el material excavado y se midió el volumen de la perforación, como en una cala volumétrica, los resultados se muestran en la misma Tabla.

Se observa que los valores medios de los pesos volumétricos húmedos de los materiales colocados en la cámara de pruebas, varían entre 1.70 y 2.02 t/m³ (16.68 y 19.82 kN/m³) mientras que los pesos volumétricos secos promedio variaron entre 1.56 y 1.84 t/m³ (15.30 y 18.05 kN/m³). Los pesos volumétricos mayores se alcanzaron en las dos primeras series (M1 y M2) que

corresponden a arenas bien graduadas (SW-SC), mientras que los pesos volumétricos menores se obtuvieron en las dos últimas series (M6 y M8) correspondientes a las gravas mal graduadas (GP).

Tabla 3.4 Resumen de humedades, pesos volumétricos y compacidades relativas

Serie	Capa o modelo pila	Peso seco kg	w %	γ húmedo t/m ³	γ_d t/m ³	γ_{dmax} t/m ³	γ_{dmin} t/m ³	D _r %	Compactación %	
M1 28%G	Cilindro prueba	22.1	11.3%	2.10	1.89			79%	93%	
	Cilindro prueba	21.9			1.87			75%	92%	
	1era capa	151.9	9.7%	1.88	1.72	2.02	1.517	47%	85%	
	2a capa	151.9	9.7%	2.09	1.91			82%	94%	
	3era y 4ta capa	303.8	9.7%	1.98	1.81			65%	89%	
			Promedio	2.02	1.84		Promedio	70%	91%	
M2 40%G	1era capa	282.6	10.1%	1.94	1.77			87%	96%	
	2da capa	282.6	10.1%	1.90	1.73	1.84	1.39	80%	94%	
	3ra capa	282.6	10.1%	1.76	1.60			54%	87%	
	4ta capa	282.6	10.1%	1.78	1.61			57%	88%	
				Promedio	1.85	1.68		Promedio	69%	91%
	M2P1	18.6	9.1%	1.85	1.70			74%	92%	
	M2P2	15.4	9.1%	1.71	1.57			47%	85%	
	M2P3	15.5	9.1%	1.74	1.59			52%	86%	
	M2P4	15.6	9.1%	1.87	1.72			78%	93%	
			Promedio	1.79	1.64		Promedio	63%	89%	
M6 60%G	1era capa	315.0	9.5%	1.82	1.66			66%	90%	
	2a capa	315.0	9.5%	1.86	1.70	1.84	1.39	75%	93%	
	Total	1782.4	9.6%	1.95	1.78			90%	97%	
				Promedio	1.88	1.71		Promedio	77%	93%
	M6P1	18.1	8.5%	1.89	1.74			82%	95%	
	M6P2	17.0	8.5%	1.67	1.54			40%	84%	
	M6P3	17.2	8.6%	1.80	1.66			66%	90%	
	M6P4	17.3	8.6%	1.95	1.79			92%	97%	
			Promedio	1.83	1.68		Promedio	70%	91%	
M8 80%G	1era capa	300.0	8.3%	1.71	1.58			70%	93%	
	2da capa	300.0	10.0%	1.65	1.50			49%	88%	
	3ra capa	300.0	10.0%	1.74	1.58	1.7	1.35	70%	93%	
	4ta capa	300.0	10.0%	1.69	1.54			59%	90%	
	5ta capa	300.0	7.7%	1.70	1.58			70%	93%	
			Promedio	1.70	1.56		Promedio	64%	91%	

Por su parte, la compactación relativa media para las cuatro series varió entre 64% y 77%, mientras que los porcentajes de compactación referidos a la prueba Próctor estándar variaron entre 89% y 93%. Se puede afirmar con base en las mediciones anteriores, que la variación de la densidad relativa ocurrió en un margen estrecho, del orden del 13%, y menor aún si se refiere al porcentaje de compactación, variando éste en un 4%.

Con el objeto de verificar los valores de pesos volumétricos extremos obtenidos en este estudio, se investigaron algunos valores de referencia encontrados por otros autores para suelos arenosos con grava y para gravas. Uchida y colaboradores (2001) examinaron 20 suelos arenosos y gravas en moldes de mayores dimensiones para determinar los parámetros que afectan las densidades extremas de estos suelos. Los autores encontraron que el coeficiente de uniformidad C_u es el parámetro que mayor influencia tiene en la compactación, aumentando ésta conforme crece C_u . Kokusho y coautores (2001) encontraron los mismos resultados, cuya compilación realizó Chen (2004) y se muestra en la Figura 3.17.

En la Tabla 3.5 se muestran los intervalos de valores del peso volumétrico seco máximo γ_{dmax} y mínimo γ_{dmin} para arenas y gravas compilados por Chen (2004) y que corresponden a los valores de C_u en las cuatro series realizadas. Se observa que los valores determinados experimentalmente para los suelos de este estudio, se encuentran mayormente en el límite inferior o ligeramente por debajo de los intervalos de pesos volumétricos máximos y mínimos reportados por otros autores.

Tabla 3.5 Pesos volumétricos máximos y mínimos determinados por correlaciones

Serie	G%	C_u	Chen (2004)		Este estudio	
			γ_{dmax} kN/m ³	γ_{dmin} kN/m ³	γ_{dmax} kN/m ³	γ_{dmin} kN/m ³
M1	30	46.4	20.0-22.0	15.0-18.0	19.82	14.99
M2	40	49.9	20.0-22.0	15.0-18.0	18.05	13.64
M6	60	18.0	19.8	15.6	18.05	13.64
M8	80	2.7	17.0-18.0	12.0-16	16.68	13.24

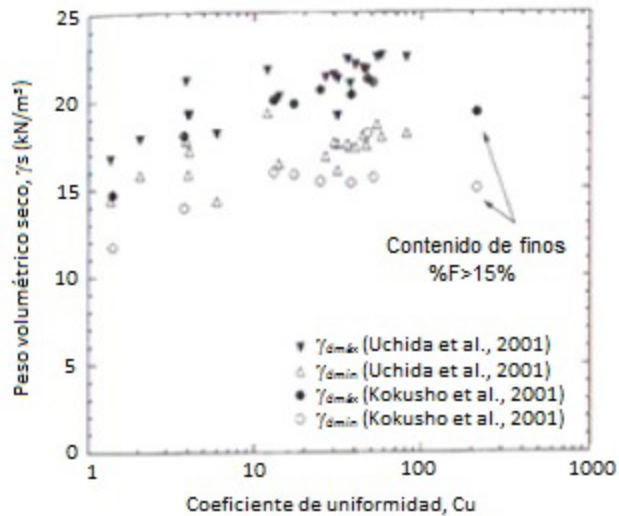


Figura 3.17 Correlación entre peso volumétrico seco máximo y mínimo y C_u , para suelos arenosos y gravas. Compilado por Chen (2004)

3.4.4 Resistencias de punta con penetrómetro dinámico, q_d

Con el objeto de tener un índice de la resistencia y homogeneidad de los suelos contenidos en la cámara de pruebas, se realizaron sondeos de cono dinámico al centro o al lado de la ubicación prevista para la perforación de cada modelo de pila en cada serie de ensayos, empleando para ello un penetrómetro ligero de energía variable conocido como PANDA (Zhou, 1997). De los sondeos se obtuvieron perfiles de la resistencia de punta dinámica (q_d) contra la profundidad. En la Fig. 3.18 se muestra una vista durante la ejecución de estos ensayos, así como los resultados de los perfiles de resistencia de punta q_d separados por serie.

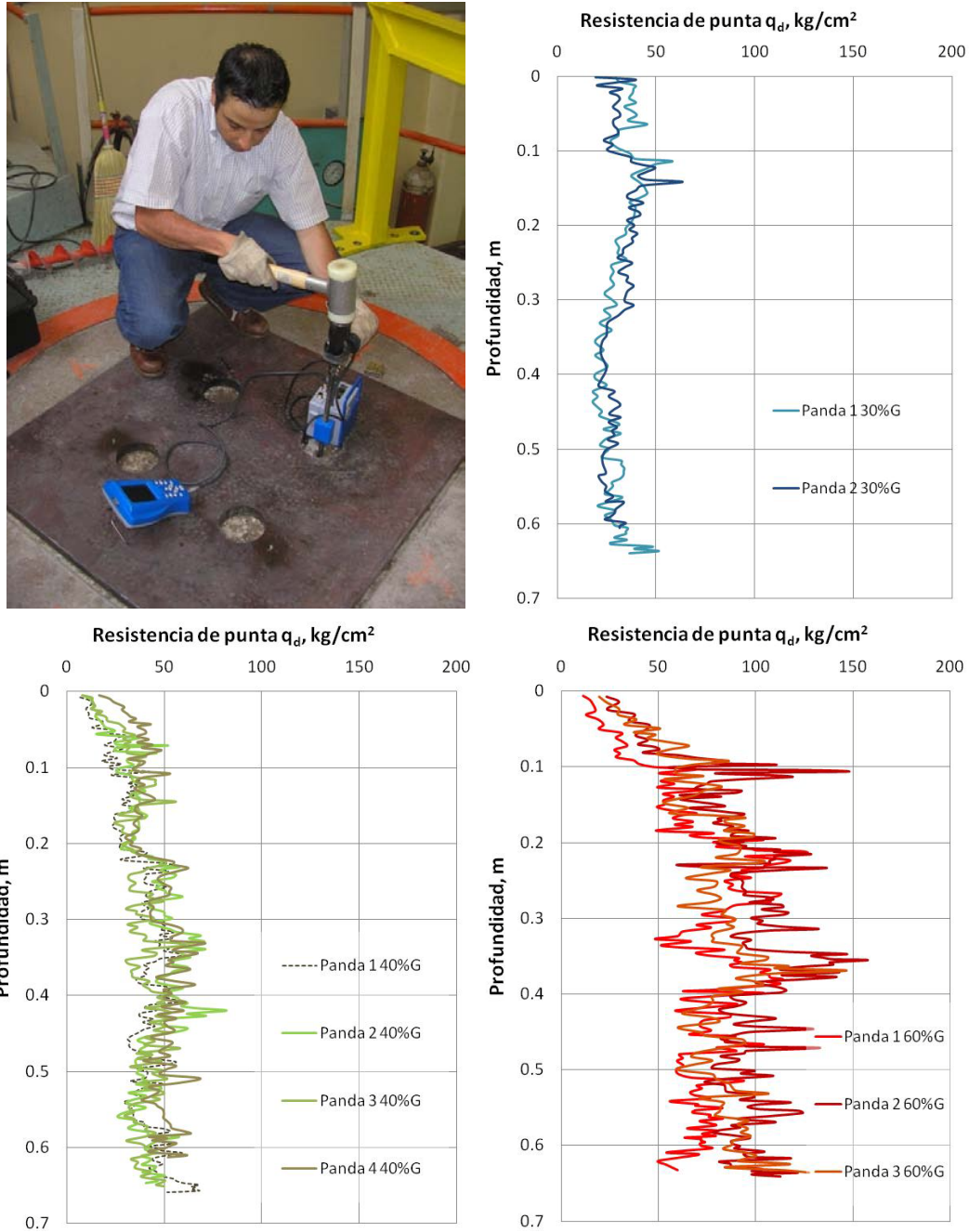


Figura 3.18 Ejecución de cono dinámico y resultados para la series M1, M2 y M6

Por su parte, en la Fig. 3.19 se presentan perfiles de resistencia de punta representativos de las series M1 a M6. Los resultados muestran un incremento sistemático de la resistencia de punta dinámica con el aumento de $G\%$; así, en la serie M1 con el porcentaje más bajo de gravas (30%) se presentaron las menores resistencias de punta y en la serie con el más alto porcentaje de gravas (80%), las resistencias más altas. En la Tabla 3.6 se presenta el resumen de los valores medios de las resistencias de punta dinámicas en cada serie, así como el valor mínimo, máximo y la desviación estándar de q_d .

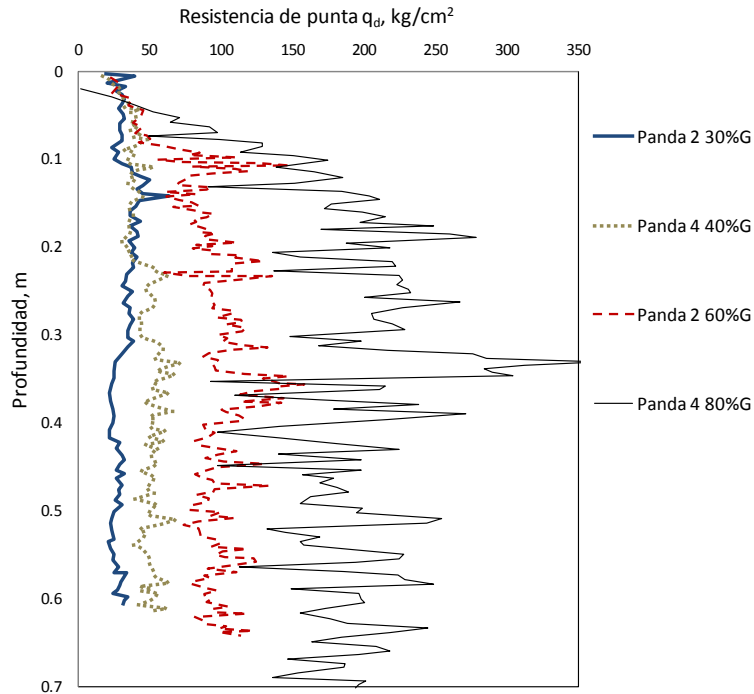


Figura 3.19 Resistencia de punta dinámica con la profundidad, todas las series

Tabla 3.6 Valores de resistencia de punta dinámica (q_d) series M1 a M8

Serie	G%	Max. q_d (kg/cm ²)	Min. q_d (kg/cm ²)	Desv. Est. (kg/cm ²)	q_d media (kg/cm ²)
M1	30	63.5	18.1	7.7	31.4
M2	40	81.8	6.9	11.1	41.3
M6	60	157.8	11.3	23.0	84.0
M8	80	364.7	4.2	53.4	160.1

3.4.5 Pruebas triaxiales en especímenes de grandes dimensiones

Se realizaron series de ensayos triaxiales estáticos en muestras de cada serie M1 a M8 en la cámara MTS del Laboratorio de Suelos del IIUNAM. La cámara MTS permite ensayar especímenes de 10 cm de diámetro y 25 cm de altura, con lo que se minimizaría el efecto de escala al cumplirse una relación B/d_{max} mayor que 10 (Marsal, 1973), ya que se tienen gravas con d_{max} de 3/8 de pulgada (0.95 cm); se buscó con ello evaluar por una parte la ley de resistencia Mohr-Coulomb de los materiales granulares estudiados, y por la otra, evaluar si se presenta dilatación bajo diferentes esfuerzos confinantes.

Para cada mezcla granular que se formó en el cubo de pruebas, se realizó una serie triaxial estática de tres probetas. Para la formación de los especímenes o probetas, el material se colocó de

igual manera buscando reproducir la misma compactación o peso volumétrico del material compactado dentro de la cámara de pruebas, con la misma humedad. En la Fig. 3.20 se muestra una secuencia de la formación de una probeta con material granular compactado.

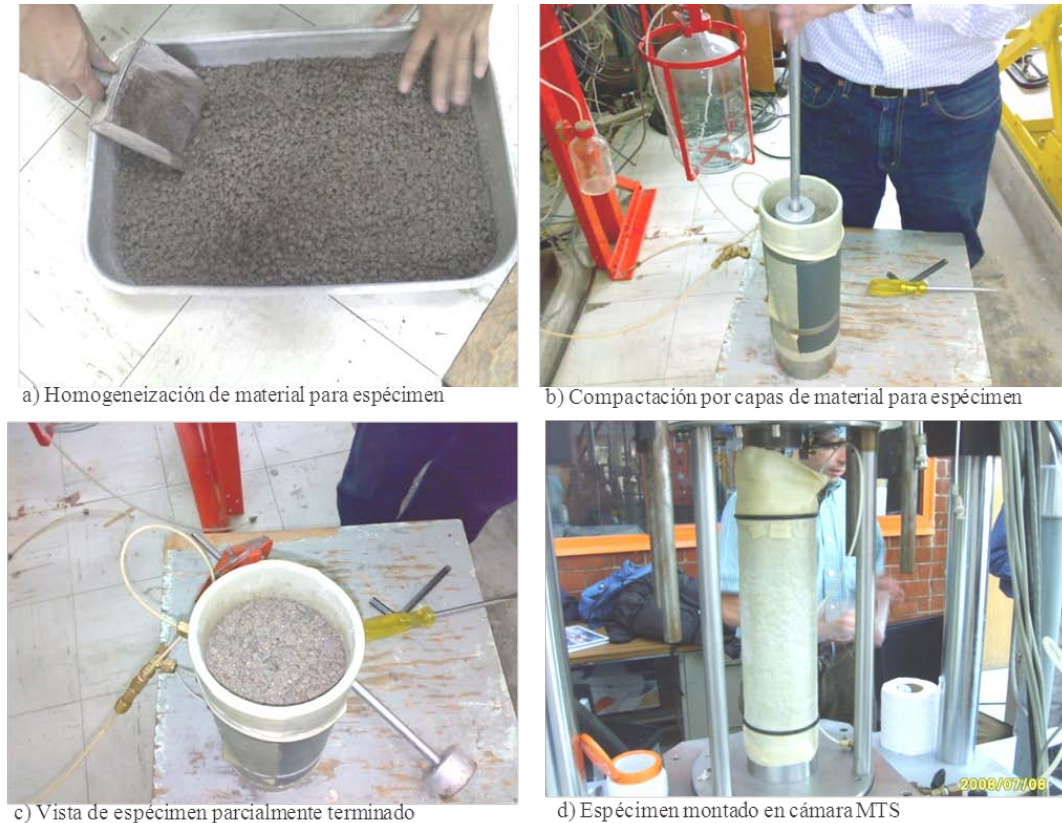


Figura 3.20 Pruebas triaxiales en especímenes de grandes dimensiones. Cámara MTS

Los ensayos se realizaron con velocidad de deformación constante igual a 0.5 mm/min hasta alcanzar una deformación unitaria de 12%. El drenaje de la muestra se mantuvo abierto desde la etapa de aplicación del esfuerzo normal y durante la etapa de falla, tratando de reproducir las condiciones de drenaje durante los ensayos con los modelos de pilas. En la Fig. 3.21 se presentan las curvas de la relación σ'_1/σ'_3 contra la deformación unitaria ε para la serie triaxial con 80% de gravas. El esfuerzo efectivo confinante (σ'_3) máximo fue de 1.5 kg/cm² (147.15 kPa) en todas las series. De acuerdo con las curvas típicas esfuerzo deformación unitaria para arenas en ensayos drenados que se muestran en la parte izquierda de la Fig. 3.22, los suelos ensayados mostraron un comportamiento dilatante.

De cada ensayo se calculó el ángulo de fricción efectiva (ϕ'_{max}) así como el ángulo de fricción en estado crítico (ϕ'_{crit}) de acuerdo con lo indicado por Bolton (1986). En la Tabla 3.7 se muestran los resultados obtenidos. El ángulo de dilatancia no se pudo calcular en forma directa debido a que no se midieron las deformaciones volumétricas durante la ejecución de los ensayos.

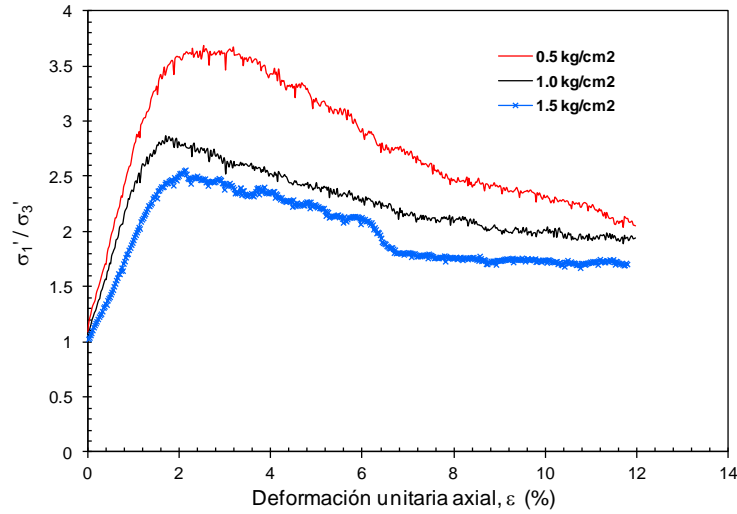


Figura 3.21 Curvas esfuerzo-deformación de serie triaxial con 80% de grava

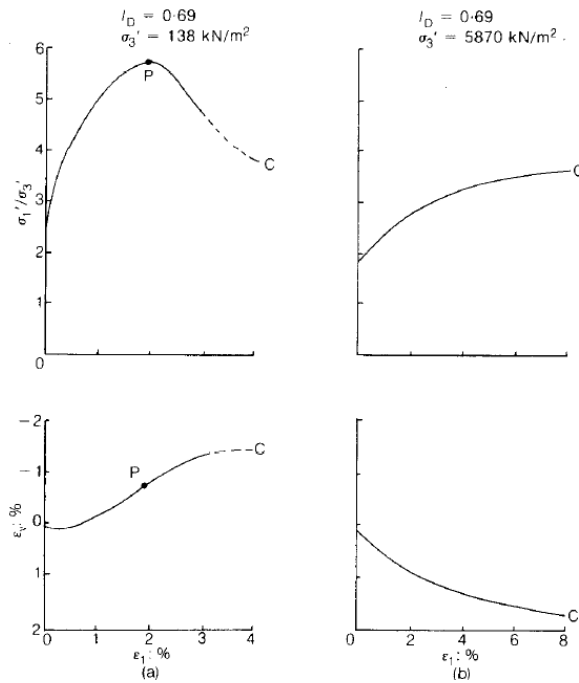


Figura 3.22 Curvas esfuerzo-deformación de arena densa (a) esfuerzo confinante bajo (b) esfuerzo confinante alto (Bolton, 1986)

Tabla 3.7 Resultados de pruebas triaxiales en especímenes de grandes dimensiones

G%	σ'_3 (kg/cm ²)	$\sigma'_{1 \text{ max}}$ (kg/cm ²)	$\sigma'_{1 \text{ crit}}$ (kg/cm ²)	ϕ'_{max}	ϕ'_{crit}
40%	0.5	1.34	0.77	26.1	11.2
	1.5	5.63	2.44	35.4	13.8
60%	0.5	1.85	1.14	35.0	23.1
	1.0	3.28	1.71	32.2	15.2
80%	0.5	1.84	1.03	35.0	20.3
	1.0	2.87	1.94	28.9	18.6
	1.5	3.83	2.80	25.9	17.6

3.5 RESULTADOS DE LOS ENSAYES DE EXTRACCIÓN

3.5.1 Programa de ensayos

Se presentan en este inciso los resultados de los ensayos de carga a extracción en los modelos de pilas construidos en suelos con contenido de gravas variables entre 30% y 80%, aproximadamente. En cada tipo de suelo se realizaron cuatro ensayos de extracción en igual número de modelos de pilas, excepto en la serie inicial M1 que contó con sólo dos modelos de pila. Los ensayos se realizaron sin esfuerzo externo y también con aplicación de presiones verticales confinantes que variaron entre 0.5 kg/cm^2 y 1.2 kg/cm^2 (49.05 kPa y 117.72 kPa), adicionales al peso propio del suelo.

En la Tabla 3.8 se presenta el resumen de los ensayos de carga realizados; se indica el nombre de la serie que reconoce a cada composición granulométrica contenida dentro de la cámara de pruebas (M1 a M8), el porcentaje nominal de gravas, arenas y finos respectivos, la densidad relativa, el peso volumétrico húmedo con el que se realizó el ensaye y su correspondiente peso volumétrico seco, el modelo de pila y los esfuerzos verticales externos que se aplicaron en cada ensaye. En la nomenclatura de las pilas, se indica primero la serie y luego el número de pila.

Tabla 3.8 Programa de pruebas de carga a extracción

Serie	G, S, F (%)	D_r (%)	γ_d (kN/m^3)	γ_h (kN/m^3)	Modelo de pila	σ'_v (kPa)	Número de pilas ensayadas
M1	28, 61, 11	69	18.05	19.82	M1P1	0.00	2
					M1P2	0.00	
M2	39, 52, 9	69	16.48	18.15	M2P1	0.00	4
					M2P2	49.05	
					M2P3	98.10	
					M2P4	117.72	
M6	60, 37, 3	77	16.78	18.44	M6P3	0.00	4
					M6P1	49.05	
					M6P2	98.10	
					M6P4	117.72	
M8	82, 16, 2	64	15.30	16.68	M8P1	0.00	4
					M8P3	49.05	
					M8P2	98.10	
					M8P4	117.72	

G:% gravas; S: % arenas, F:% finos; D_r :densidad relativa; γ_d : peso volumétrico seco de suelo y σ :esfuerzo vertical en el medio.

Como puede observarse en la Tabla 3.8, las pilas de la serie M1 se ensayaron a la falla sin aplicación de presión vertical externa, mientras que en cada serie restante (series M2, M6 y M8) se ensayó una pila sin esfuerzo vertical y tres con esfuerzo vertical creciente.

Los ensayos de carga a extracción se ejecutaron con carga controlada, aplicando al menos 20 incrementos de carga hasta la falla, lo que permitió definir la curva carga-desplazamiento completa. Los incrementos de carga fueron constantes; cada incremento de carga se sostuvo inicialmente durante 15 minutos (ensaye M1P2); sin embargo, se observó que no ocurría deformación plástica en la rama de carga inicial, por lo que en el resto de los ensayos se redujo el tiempo de los incrementos de 5 a 10 minutos.

La carga se controló mediante la bomba y el manómetro previamente calibrados, así como mediante una celda de carga tipo S o una celda de carga hueca que se adicionaron para los ensayos de las series M6 y M8, mientras que los desplazamientos se registraron con dos indicadores de carátula colocados sobre el gato hidráulico y dos transductores de desplazamiento colocados cerca de la cabeza de los modelos de pila.

Una vez alcanzada la carga máxima de extracción y siendo evidente la deformación plástica del sistema pila-suelo, se sostuvo la carga hasta alcanzar un desplazamiento mayor a 1.2 cm (mayor al 10% del diámetro de la pila). Posteriormente, se descargó la pila en forma controlada con más de siete decrementos de carga. En algunos casos, se realizó un segundo o tercer ciclo de carga días o semanas después, para verificar algún efecto de degradación, que no se presentó.

3.5.2 Curvas carga-desplazamiento-tiempo

En las Figuras 3.23 a 3.26 se presentan las curvas carga-desplazamiento, desplazamiento-tiempo y carga-tiempo de los ensayos de carga a extracción. Como se mencionó anteriormente, en la nomenclatura de las gráficas que aparecen en estas figuras, el primer par de caracteres se refiere a la serie granulométrica (M1 a M8), mientras que el segundo par se refiere al modelo de pila ensayado (P1 a P4); se indican también las presiones verticales externas (σ'_v) aplicadas mediante la placa rígida, para cada pila ensayada.

De la inspección de los registros carga-desplazamiento, se observa que existe incremento de la capacidad portante de fuste, con el incremento del porcentaje de gravas. Así, las pilas ensayadas en la serie M1 con el menor porcentaje de gravas (30%), mostraron la menor de las capacidades de carga por fuste, mientras que las pilas de la serie M8 con el mayor porcentaje de gravas (80%), mostraron capacidades por fuste muy superiores a las primeras. En efecto, en la Figura 3.27 se muestran las curvas carga-desplazamiento de ensayos a extracción agrupadas de acuerdo con el esfuerzo vertical confinante aplicado, donde se observa con mayor claridad que, bajo el mismo esfuerzo vertical confinante, la capacidad de carga última por fuste de los modelos de pila crece en forma importante conforme aumenta el porcentaje de gravas.

Por otro lado, es también claro que la rigidez de la rama de carga de las pruebas a extracción, especialmente la rigidez secante inicial, es creciente con el esfuerzo confinante, bajo un mismo porcentaje de gravas (Figs. 3.24 a 3.26).

Los aspectos relativos a la capacidad portante por fuste, especialmente de la resistencia cortante unitaria en el fuste, f_s , así como la rigidez secante inicial, se tratan con mayor detalle en los incisos siguientes.

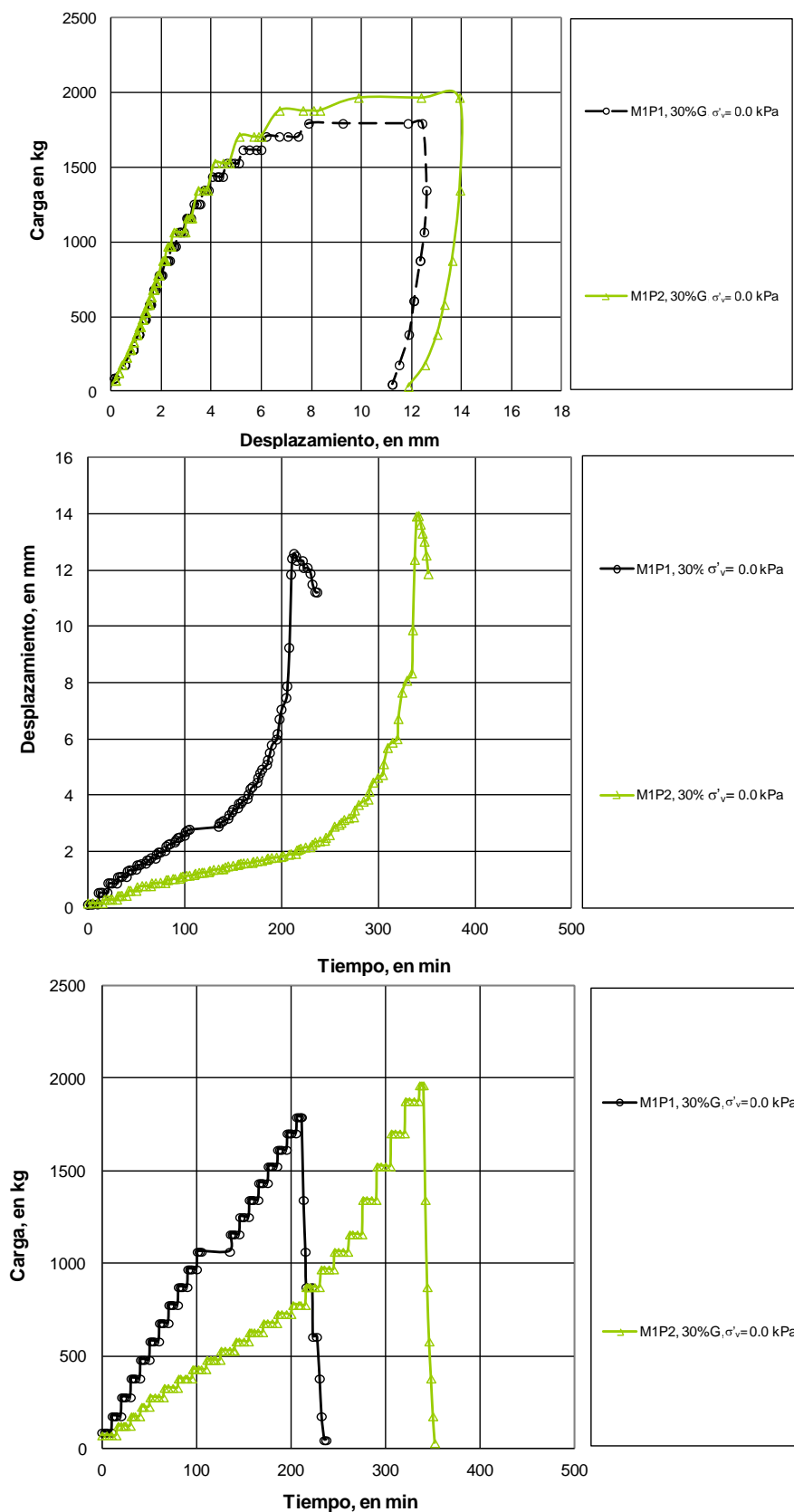


Figura 3.23 Curvas carga-desplazamiento-tiempo para la serie M1 con 30% de grava

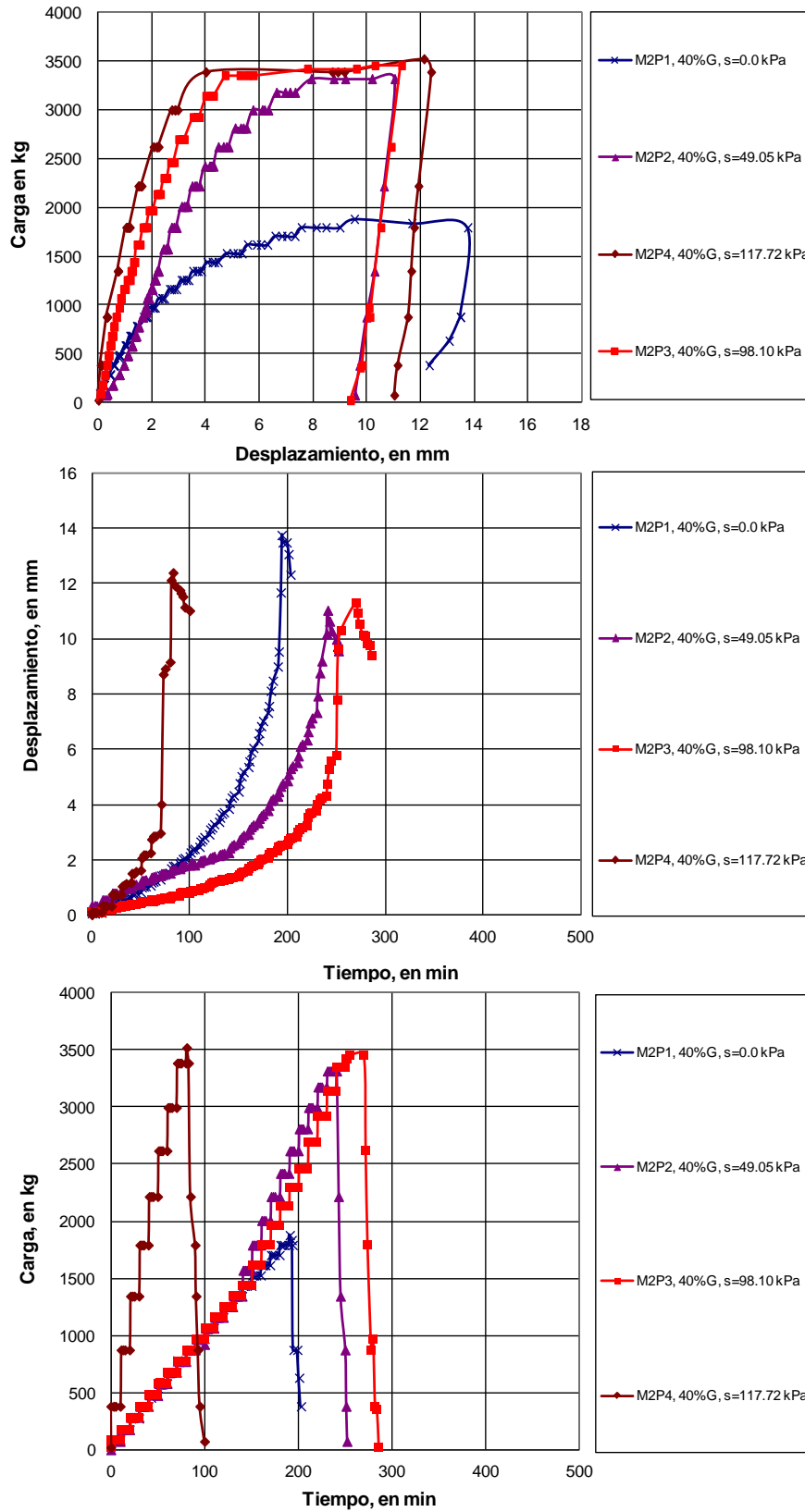


Figura 3.24 Curvas carga-desplazamiento-tiempo para la serie M2 con 40% de grava

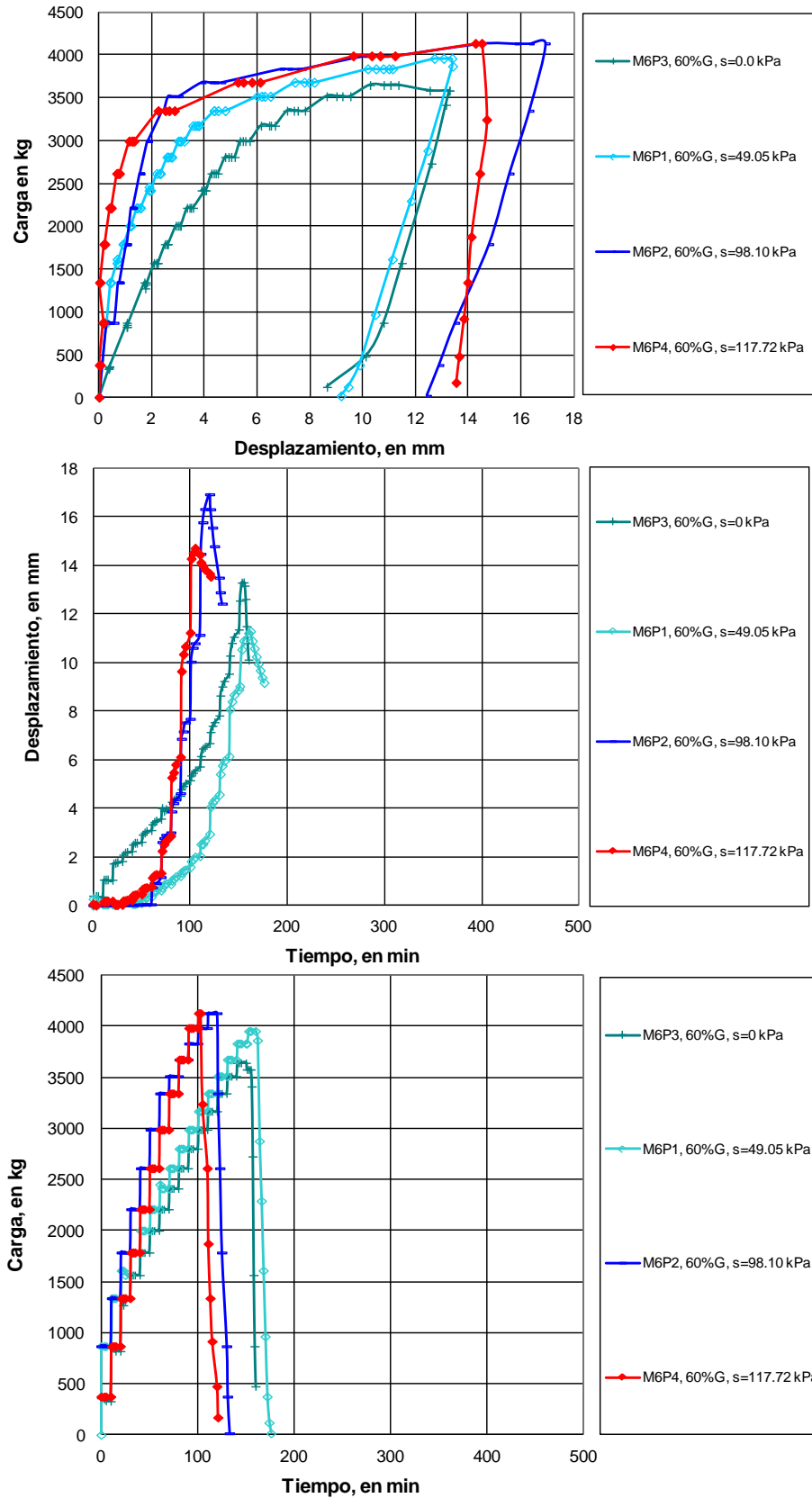


Figura 3.25 Curvas carga-desplazamiento-tiempo para la serie M6 con 60% de grava

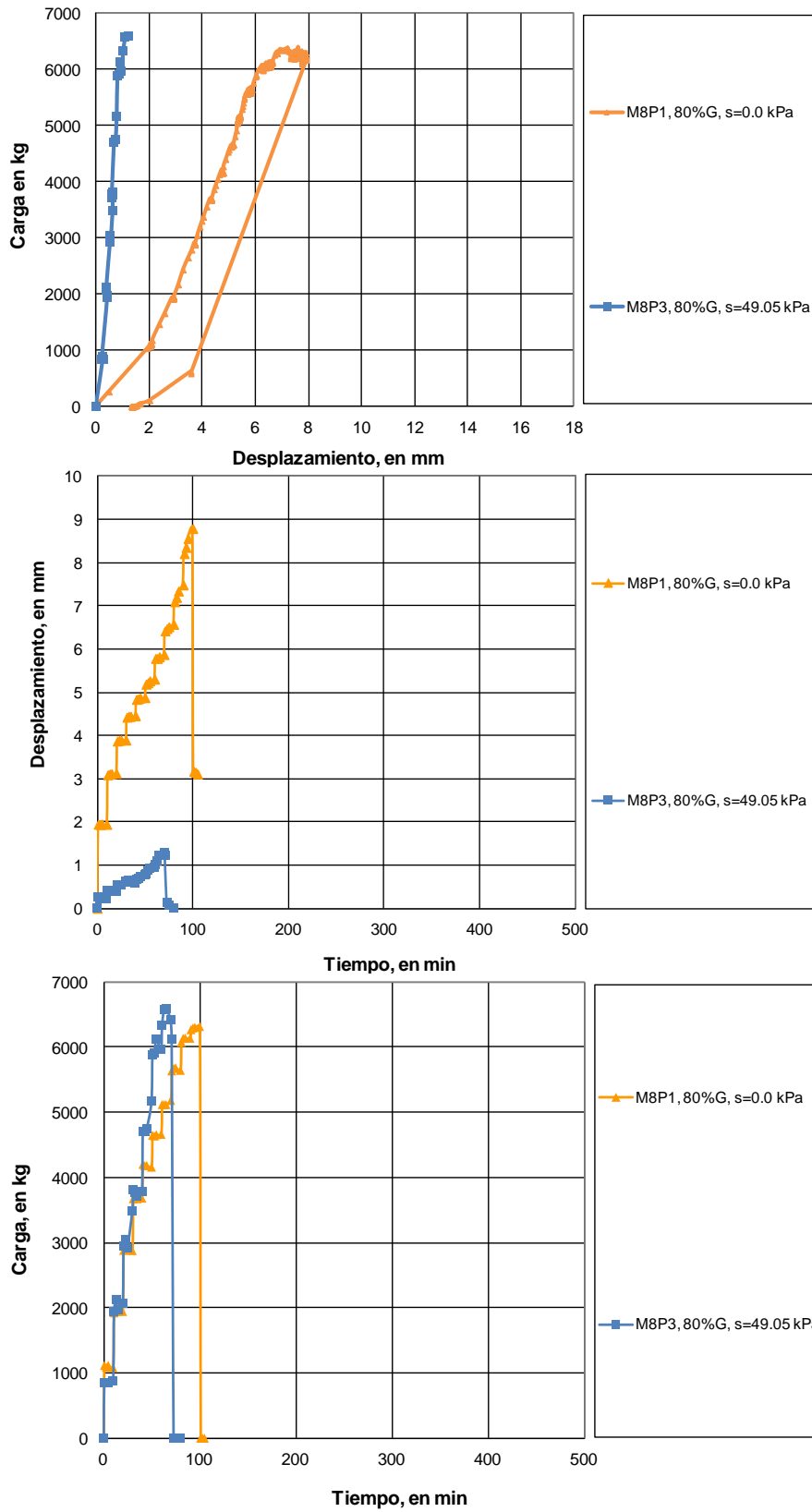
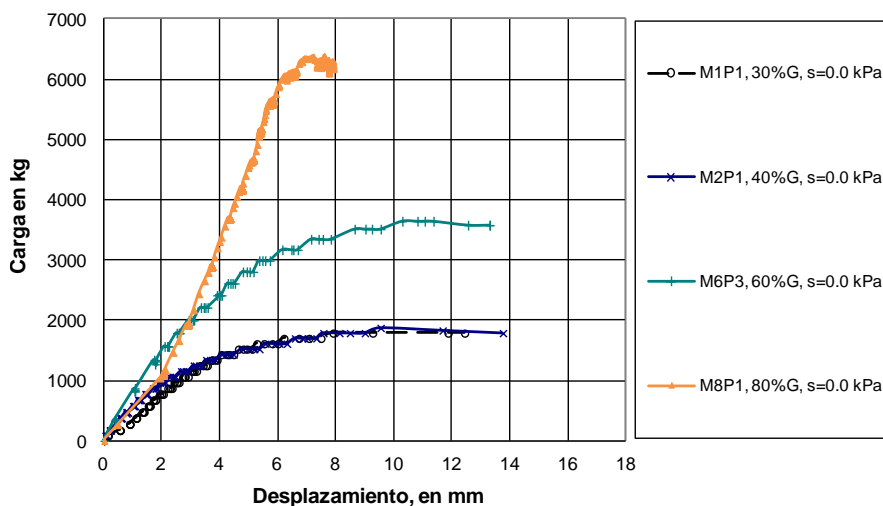
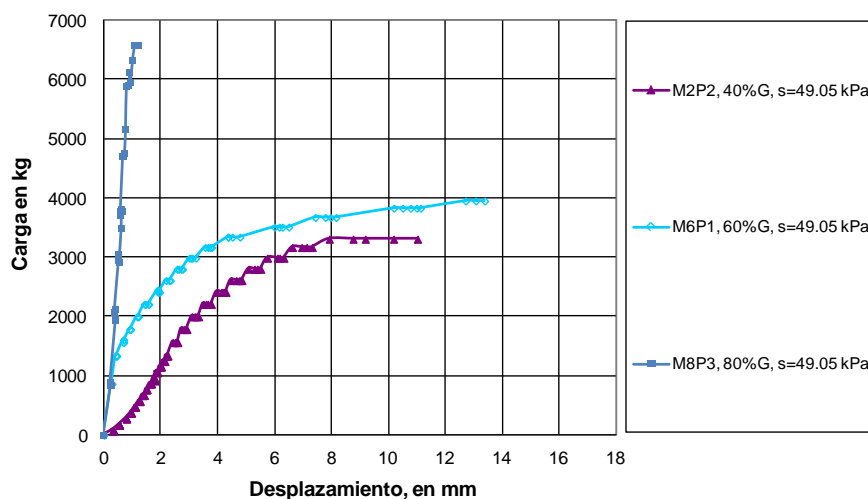


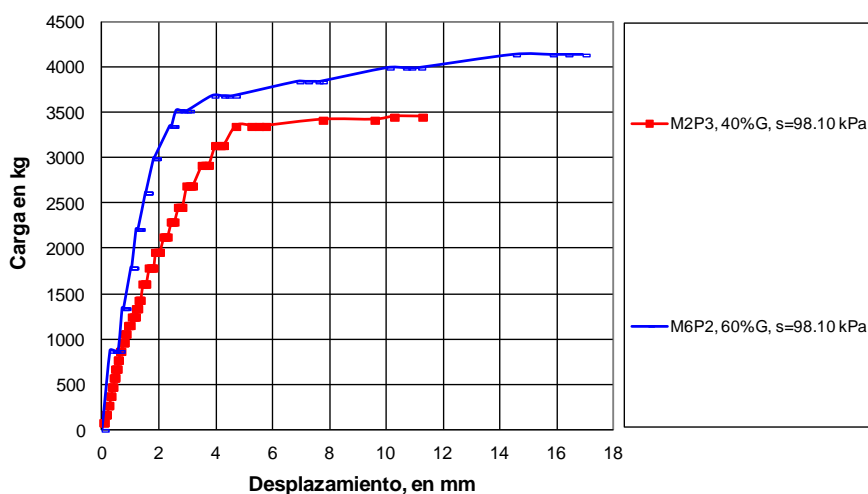
Figura 3.26 Curvas carga-desplazamiento-tiempo para la serie M8 con 80% de grava



a) Ensayes sin confinamiento



b) Ensayes con confinamiento vertical de 49.05 kPa



c) Ensayes con confinamiento vertical de 98.10 kPa

Figura 3.27 Curvas carga-desplazamiento para ensayos sin confinamiento y con confinamiento. Porcentaje de gravas variable

3.5.3 Resistencia cortante unitaria por fuste

La resistencia cortante unitaria en el fuste se obtuvo, para cada ensaye a extracción, como el cociente entre la carga máxima Q_{st} registrada en el ensaye entre el área nominal del fuste de modelo de pila correspondiente. El área de cada modelo se obtuvo tanto de una medición directa de los modelos excavados al término de cada serie, como de un escaneo tridimensional detallado de los mismos modelos. En los resultados aquí presentados, se toma en cuenta el área medida directamente con métodos convencionales. En el capítulo 4 de esta tesis se aborda lo relativo al escaneo tridimensional, que es la base para los análisis de rugosidad que ahí mismo se tratan.

En la Tabla 3.9 se muestra el resumen de dimensiones (diámetro y longitud), esfuerzo vertical confinante, carga máxima registrada en el ensaye de extracción y la resistencia cortante unitaria media en el fuste, f_s , de cada ensaye.

Tabla 3.9 Resumen de resistencias unitarias en el fuste, f_s , medidas en los ensayes

Modelo de pila	G(%)	Diámetro (cm)	Longitud (cm)	σ'_v (kPa)	Q_{st} máxima (kN)	f_s (kPa)
M1P1	30	15.68	59.3	0.00	17.57	60.2
M1P2		15.65	57.2	0.00	19.26	68.5
M2P1	40	14.48	61.0	0.00	18.42	66.4
M2P2		13.98	58.7	49.05	32.51	126.2
M2P3		13.80	59.7	98.10	33.84	130.8
M2P4		13.60	57.4	117.72	34.50	140.8
M6P3	60	13.58	66.0	0.00	35.79	127.1
M6P1		13.68	65.3	49.05	38.84	138.5
M6P2		14.25	63.7	98.10	40.55	142.3
M6P4		13.25	64.4	117.72	41.93	156.3
M8P1	80	15.50	60.0	0.00	61.96	212.1
M8P3		14.00	62.0	49.05	64.60	236.9

Por su parte, los resultados de la resistencia unitaria por fuste agrupados por series de ensayes con el mismo porcentaje de gravas, graficados contra el esfuerzo vertical confinante se presenta en la Fig. 3.28. Los resultados así presentados confirman la tendencia observada: la resistencia unitaria por fuste crece con el porcentaje de gravas. En efecto, para ensayes sin presión confinante externa, f_s aumenta de 60.2 kPa a 212.1 kPa, para porcentajes crecientes de grava de 30% a 80%.

Asimismo, f_s es creciente con el esfuerzo vertical confinante, aunque muestra incrementos discretos para esfuerzos confinantes mayores, acusando quizás el fenómeno de la dilatancia en las gravas cuyo efecto es mayor para esfuerzos confinantes menores y disminuye conforme se aumenta este esfuerzo. Lo anterior, también indica que aparentemente existe un valor límite de la resistencia unitaria por el fuste respecto al esfuerzo vertical; es decir, aun cuando siga aumentando la profundidad y por ende el esfuerzo vertical, pareciera que el incremento en f_s es despreciable y alcanza un valor límite.

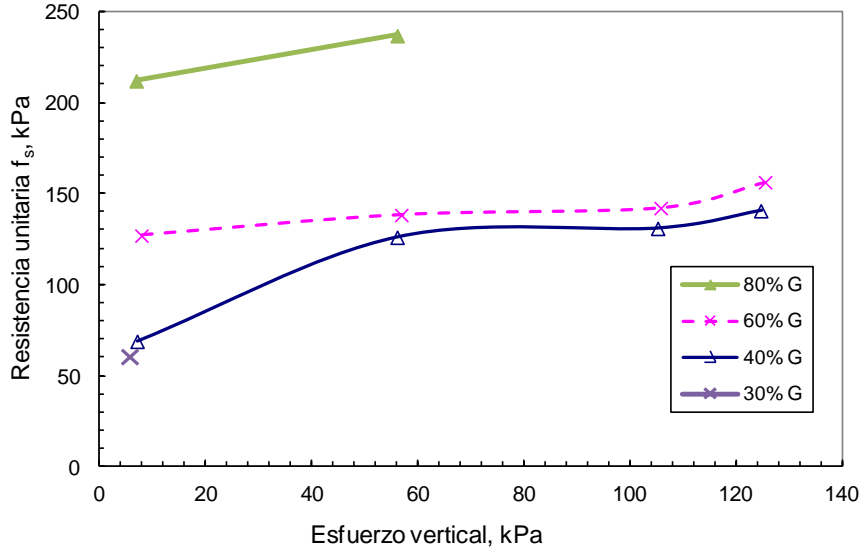


Figura 3.28 Variación de f_s con el esfuerzo vertical y con el porcentaje de gravas

Los resultados anteriores pueden presentarse en la forma de la Fig. 3.29, donde se resumen los datos registrados de f_s , con el porcentaje de gravas para diferentes esfuerzos verticales. En esta forma, puede ingresarse a la gráfica 3.29 con el porcentaje de gravas, elegir la curva de acuerdo con el esfuerzo vertical efectivo para diferentes profundidades de la pila y determinar finalmente el valor de f_s , para el diseño de la capacidad de carga portante por fricción.

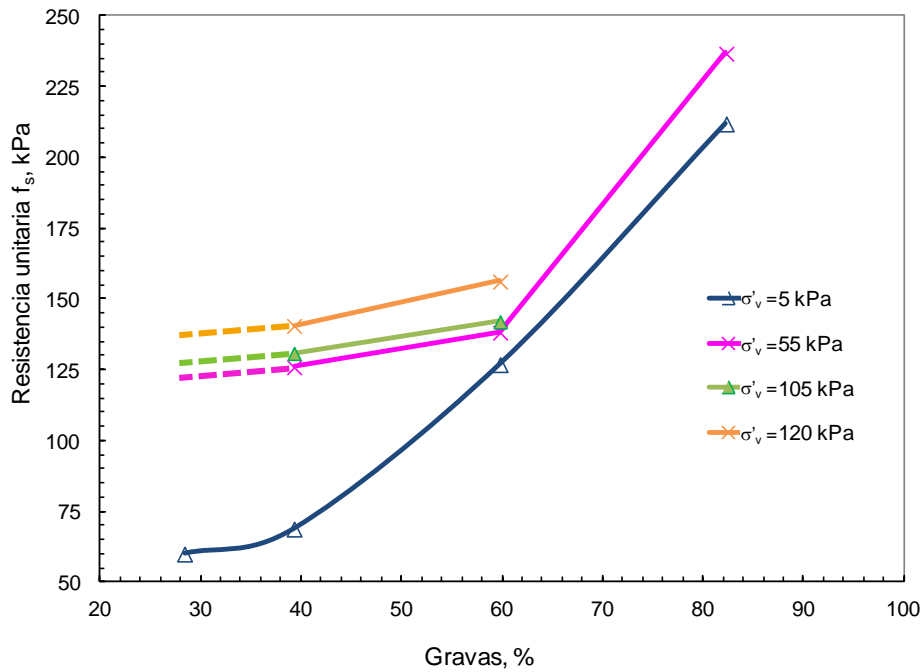


Figura 3.29 Variación de f_s con el porcentaje de gravas y con el esfuerzo vertical confinante

Es claro que los esfuerzos verticales aplicados en los ensayos fueron bajos y serían representativos, en todo caso, de pilas cortas de poca profundidad; sin embargo, como se ha mencionado en el párrafo anterior, aparentemente existe un valor límite de la resistencia unitaria por el fuste respecto al esfuerzo vertical, como otros autores lo han reportado. En este contexto, se puede considerar la curva de mayor esfuerzo vertical en la Fig. 3.29 como la curva límite de f_s .

Reconociendo el hecho de que el coeficiente de uniformidad C_u tiene un rol importante en la densidad relativa y en las propiedades mecánicas de los suelos granulares, en la Fig. 3.30 se presenta la variación de la resistencia unitaria por fuste respecto al C_u . De la gráfica se observa que para valores bajos del coeficiente C_u , que corresponden a los suelos con mayores porcentajes de grava, los valores de la resistencia f_s aumentan considerablemente, mientras que el efecto contrario se observa para los valores altos de C_u , asociados a los suelos con menores porcentajes de gravas.

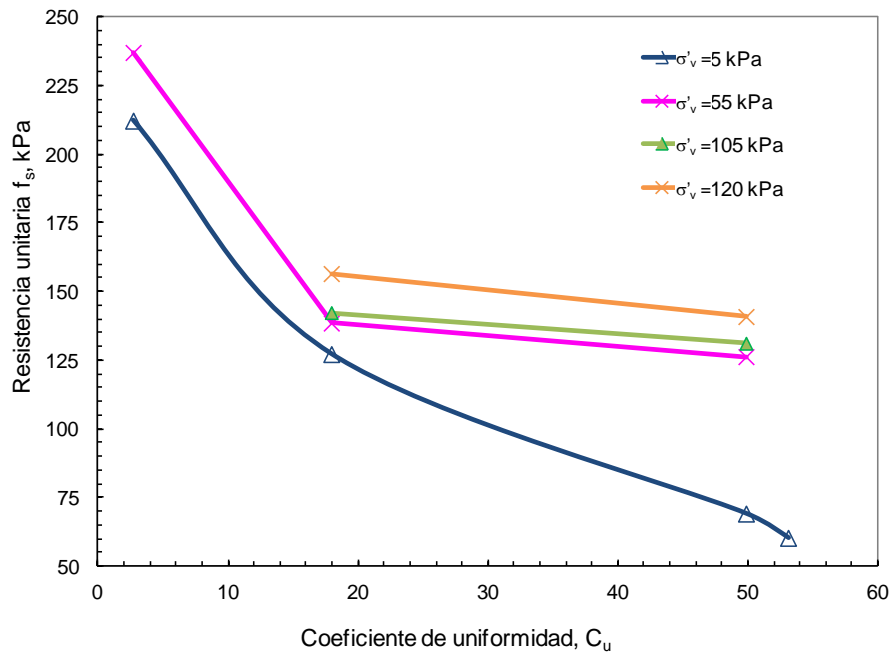


Figura 3.30 Variación de la resistencia unitaria f_s con C_u y el esfuerzo vertical confinante

3.5.4 Rigidez

Para cada ensaye se calculó la rigidez secante al 50% de la carga máxima (k_i) obtenida de las curvas carga-desplazamiento (Figs. 3.23 a 3.26). La rigidez así calculada se graficó contra el esfuerzo vertical para cada serie, cuyos resultados se muestran en la Figura 3.31. Por una parte, se observa que la rigidez secante aumenta con el porcentaje de gravas. Por otra parte, la rigidez también aumenta con los esfuerzos verticales confinantes. Llama la atención que las curvas de los ensayos con 40% y 60% de gravas muestran un desarrollo paralelo.

De manera análoga a las curvas para determinar la resistencia unitaria por el fuste, en la Figura 3.32 se presentan los resultados de la rigidez secante al 50% agrupados de acuerdo con el esfuerzo vertical y su variación respecto al porcentaje de gravas. De esta forma, se puede ingresar a

la gráfica con el porcentaje de gravas, elegir la curva correspondiente al esfuerzo vertical y conocer la rigidez secante inicial. En el mismo sentido, en la Fig. 3.33 se muestra la variación de la rigidez secante medida en las pruebas de extracción contra el coeficiente de uniformidad C_u .

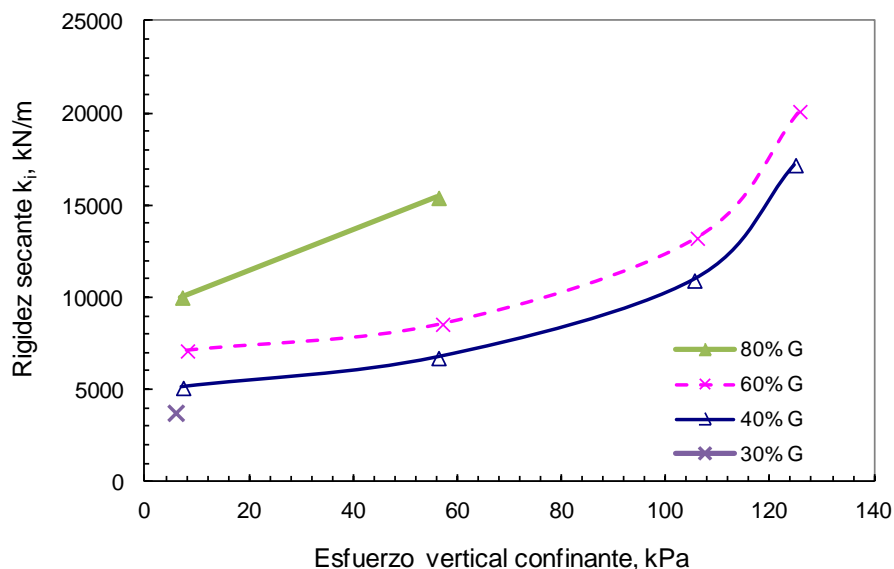


Figura 3.31 Variación de la rigidez secante con el esfuerzo vertical y el porcentaje de gravas

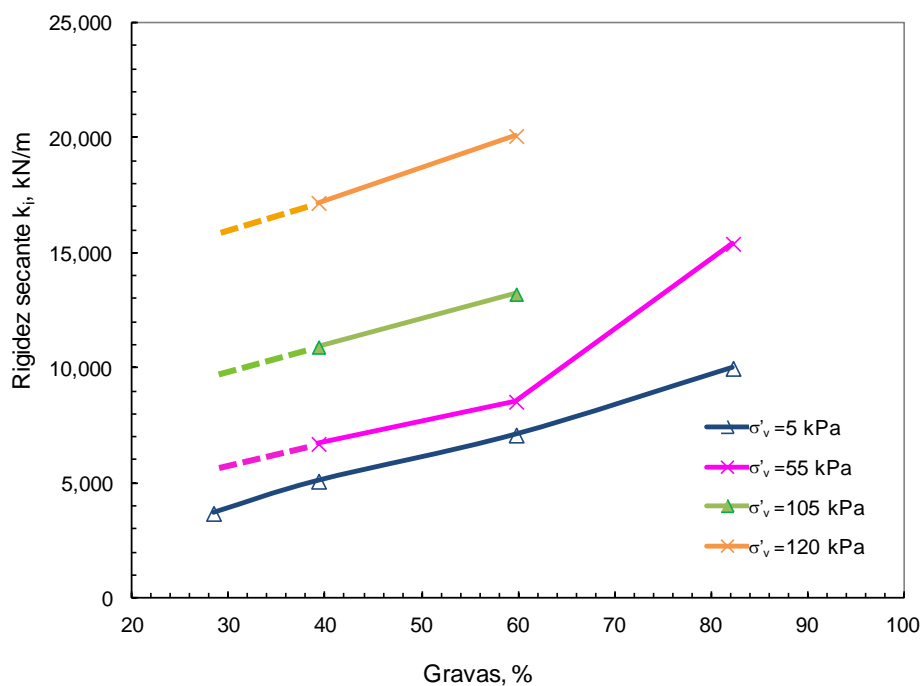


Figura 3.32 Variación de la rigidez secante con el porcentaje de gravas y esfuerzo confinante

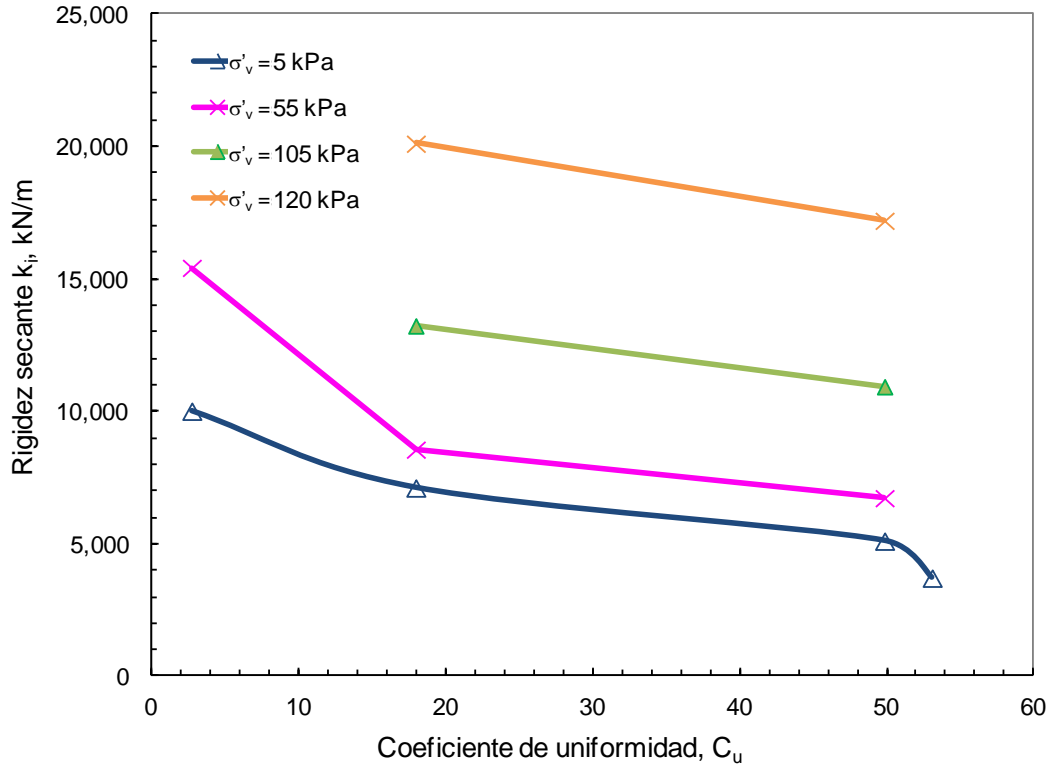


Figura 3.33 Variación de la rigidez secante con C_u y el esfuerzo vertical confinante

Debe reconocerse que todos los resultados aquí presentados y descritos, se hicieron con granulometrías cuyas muestras tuvieron un tamaño máximo de 10 mm aproximadamente (3/8 de pulgada).

3.5.5 Valores empíricos de Beta para diseño

Como se describió en el capítulo 2, Rollins y coautores (2005) propusieron dos ecuaciones de β , adicionales a la que Reese y O'Neill (1988) propusieron para arenas, para distinguir arenas y suelos arenosos con gravas: para menos del 25% de grava, las expresiones son las mismas que las de Reese y O'Neill (ec. 2.20); para contenidos de grava entre el 25% y el 50% y para contenidos mayores que el 50%, el parámetro β se calcula mediante las ecuaciones 2.23 y 2.24, respectivamente, que se presentaron en el capítulo 2.

En la Fig. 3.34, se muestra la variación de β con la profundidad en m, para arenas, arenas con gravas y gravas empleando las ecuaciones 2.20, 2.23 y 2.24, respectivamente.

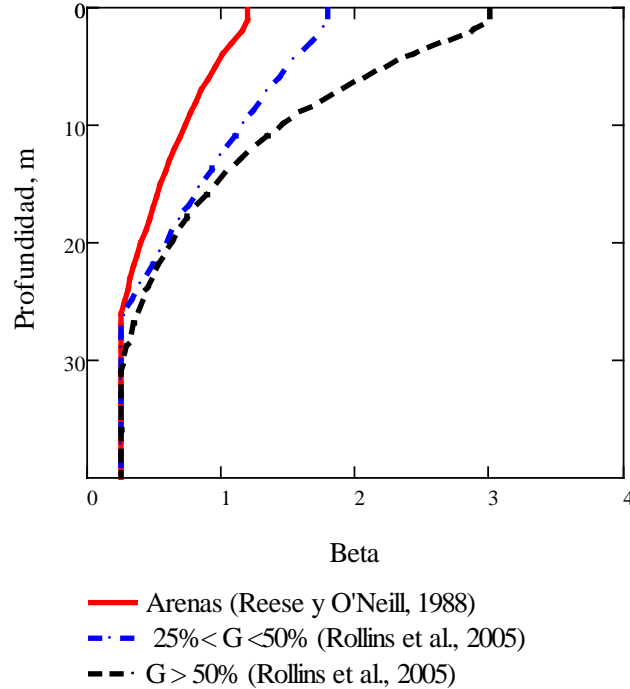


Figura 3.34 Variación de β para diferentes granulometrías (Reese y O'Neill, 1988; Rollins et al., 2005)

Se presentan ahora los valores de β determinados en este estudio; en efecto, conocida la resistencia unitaria máxima en el fuste de cada ensaye a extracción (valores de f_s consignados en Tabla 3.8) y el esfuerzo vertical confinante dado por la presión externa aunado al peso propio del suelo, es posible deducir el valor de β :

$$\beta = Q_s / (A_s \sigma'_v) \quad (3.4)$$

Así pues, los valores experimentales de β para todas las series de ensayes se muestran en la Figura 3.35. Como referencia, se han colocado los valores de β propuestos por Rollins y coautores para los intervalos de 25% a 50% de gravas y mayores al 50% de gravas.

En primera instancia, se observa que los valores de β experimentales siguen el mismo comportamiento sugerido por Rollins, es decir, son mayores superficialmente y decrecen más rápidamente con la profundidad que aquéllos. Por otro lado, las diferencias entre los valores de β para diferentes porcentajes de grava, tienden a reducirse también con la profundidad, indicando que la dilatancia empieza a reducir su efecto con el esfuerzo vertical creciente.

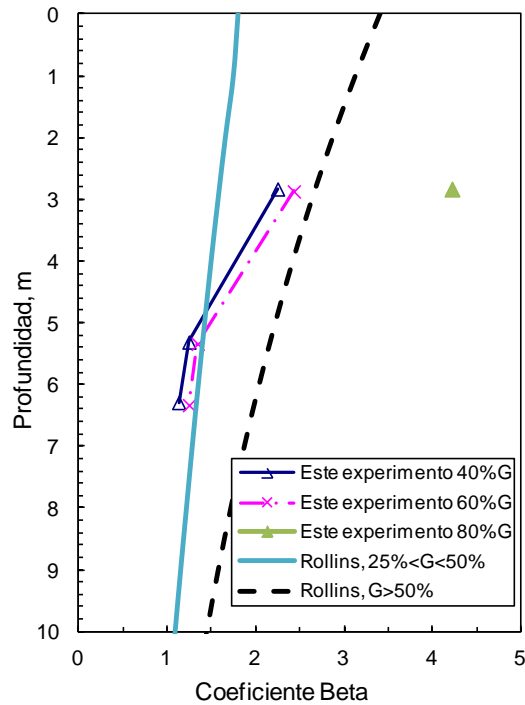


Figura 3.35 Variación del β con la profundidad de este experimento

En relación a los valores de referencia de Rollins y coautores, se observa que los valores de β más superficiales obtenidos en este estudio, con valores cercanos a 20 (determinación a 0.3m de profundidad), son mayores que los propuestos por Rollins, cuyo valor mayor lo acota a 3.4 para la curva de contenidos de gravas mayores que el 50%. Sin embargo, a partir de una equivalencia de 3 m de profundidad los valores de β para las series de 40% y 60% de grava de este estudio muestran similitud con los valores propuestos por Rollins. Por su parte, el valor de β para 80% de gravas aquí determinado (Fig. 3.35), es claramente mayor que el de Rollins para la curva de $G > 50\%$.

Los valores experimentales anteriores y los valores de referencia de Rollins, traducidos a resistencia unitaria por el fuste, f_s , se presentan en la Figura 3.36. Para estimar los valores de referencia de Rollins se ha supuesto un peso volumétrico igual a 1.8 t/m^3 (19.6 kN/m^3) sin presencia del NAF, para calcular el esfuerzo vertical efectivo. En la Fig. 3.36, se observa un comportamiento análogo al de los coeficientes β ; es decir, los valores de f_s superficiales registrados en las pruebas de carga a extracción para las series con 40% y 60% de gravas de este estudio, muestran valores mayores que los calculados por Rollins incluso para la curva de más de 50% de gravas. Luego, los valores de f_s medidos para estas mismas series (40% y 60% de grava) decrecen respecto a los de Rollins a partir de los 3m de profundidad, incluso a valores por debajo de los sugeridos por el mismo autor, pero que muestran la misma tendencia o forma de la curva.

En cuanto a la serie de 80% de gravas de este estudio, se midieron valores por arriba de los referidos por Rollins.

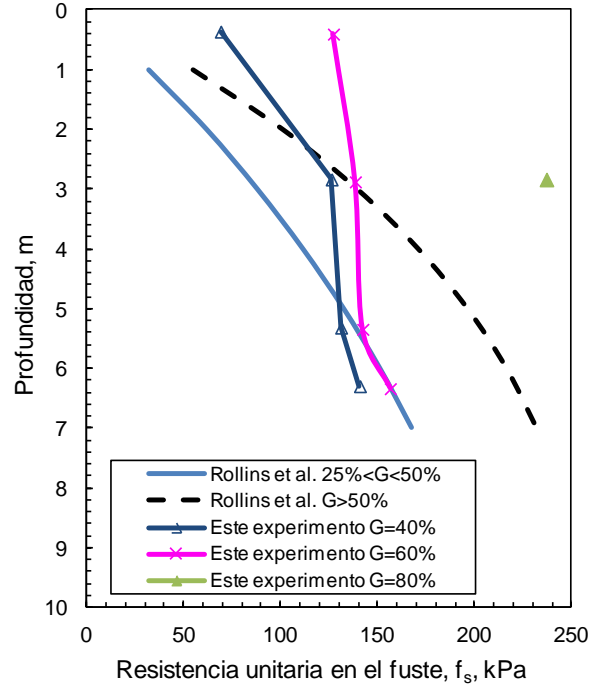


Figura 3.36 Variación de la resistencia f_s con la profundidad de este experimento

3.5.6 Valores de K calculados a partir de los resultados con los modelos de pilas

En la Fig. 3.37 se presentan los valores del coeficiente de empuje lateral K calculados en forma inversa a partir de las pruebas de carga en los modelos de pilas, graficados contra la profundidad equivalente. Los valores de K se calcularon con la ec. 3.5 y los valores de ϕ'_{max} de la Tabla 3.7:

$$K = Q_s / (A_s \sigma'_v \tan \phi) \quad (3.5)$$

De la Figura referida, se observa que cuanto mayor es el porcentaje de gravas, se obtienen mayores valores del coeficiente K y por ende, mayores valores del esfuerzo lateral radial. En la profundidad equivalente cercana a 3m se obtuvieron valores de K cercanos a 6, para 80% de gravas. En el mismo sentido de lo observado para f_s , el esfuerzo vertical efectivo creciente inhibe este efecto.

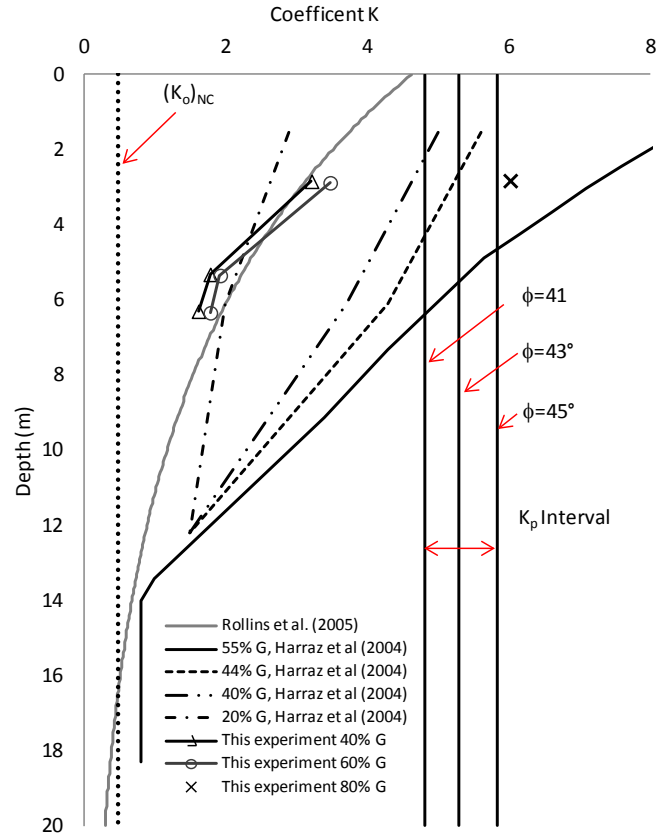


Figura 3.37 Valores del coeficiente K para los ensayos con modelos de pilas

3.6 COMENTARIOS FINALES SOBRE LOS ENSAYOS CON MODELOS DE PILAS

Los resultados obtenidos permiten apuntar las siguientes observaciones:

- Se realizaron doce ensayos en modelos de pilas de 13.6 cm a 15.68 cm de diámetro y 57.1 cm a 63.6 cm de longitud, construidos en medios granulares controlados, con porcentajes variables de grava entre 30% y 80% aproximadamente. Las pilas se construyeron mediante perforación con barrena *auger* de 10 cm de diámetro nominal y colado *in situ* con mortero.
- Las pilas se ensayaron a la falla, con aplicación de presión vertical externa sobre el medio granular variando entre 0 y 1.2 kg/cm² (0 y 117.7 kPa).
- Los resultados anteriores indican que existe un claro incremento de la resistencia media del fuste, f_s , con el incremento del porcentaje de gravas.
- Para ensayos sin presión confinante externa, f_s aumenta de 6.14 t/m² a 24.15 t/m² (60.2 kPa a 236.9 kPa) para porcentajes de grava desde 30% hasta 80%, respectivamente.
- El valor máximo de f_s registrado en los ensayos con modelos de pilas, supera el límite de 200 kPa establecido por Reese y O'Neill (1988) para arenas.
- Para un mismo porcentaje de gravas, el esfuerzo cortante unitario en el fuste f_s parece acusar un incremento mínimo con el incremento del esfuerzo confinante para valores superiores a 55 kPa. Lo anterior es especialmente cierto para porcentajes de grava entre 40% y 60%.

- Por el contrario, para un mismo porcentaje de gravas, la rigidez de las curvas carga-desplazamiento acusa un incremento notable con el esfuerzo confinante.
- Se obtuvieron valores de β asociados a una profundidad equivalente para las series de 40%, 60% y 80% de gravas. La tendencia obtenida es similar a la observada por otros autores (Rollins *et al.*, 2005), es decir, los valores mayores de β se obtienen en la parte superior y decrecen con la profundidad.
- Cuanto mayor el porcentaje de gravas, los valores calculados en forma inversa del coeficiente K crecen, lo que implica incrementos de esfuerzo lateral radial y por ende, incrementos de la resistencia cortante unitaria en el fuste f_s .

CAPÍTULO 4

RUGOSIDAD EN LOS MODELOS DE PILAS

4.1 ANTECEDENTES SOBRE MEDICIONES DE RUGOSIDAD EN PILOTES

Uno de los factores que inciden en el desarrollo de la capacidad de carga por fuste de las cimentaciones profundas en general, y de las pilas coladas *in situ* en particular, que ha sido reconocido con un amplio consenso entre diversos investigadores, es la rugosidad generada en la interfaz pila-suelo. La rugosidad se incrementa apreciablemente si el suelo donde se perforan las pilas es granular y mayormente si contiene gravas, como otros investigadores lo han observado (Rollins *et al.* 2005; Harraz *et al.*, 2004) por lo que la morfología del fuste parece jugar un rol decisivo en el desarrollo del esfuerzo cortante en la interfaz (f_s) de pilas coladas *in situ* en suelos con gravas.

En el diseño de capacidad de carga por fuste de pilas, se ha considerado históricamente a la rugosidad en forma indirecta a través del cociente δ/ϕ' ; en efecto, como se describió en el Capítulo 2, Kulhawy *et al.* (1983) y Mayne y Harris (1993) propusieron valores del cociente δ/ϕ' que van de 0.7 a la unidad, dependiendo del proceso constructivo de la pila y del tipo de interfaz; los valores mayores corresponden a las texturas más rugosas. Sin embargo, parece ser que la rugosidad no sólo determina el ángulo de fricción en la interfaz de pilas coladas en suelos granulares, sino que también favorece el desarrollo de esfuerzos radiales mayores con valores altos del coeficiente K , debido a la dilatancia de estos suelos.

Sólo como ejemplo, Prakash y Sharma (1990) observaron la diferencia morfológica generada en el fuste de pilas construidas en suelos arenosos con diferentes procesos constructivos (Fig. 4.1), señalando que la pila con fuste apreciablemente más rugoso, incrementó de 1.5 a 2.0 veces su capacidad de carga respecto a la de fuste más liso. Difícilmente se puede llegar a estos resultados incrementando únicamente el valor del ángulo de fricción en la interfaz, por lo que la génesis de valores altos de K debido a la rugosidad-dilatancia en la etapa de corte, parece jugar un rol de primera importancia en el diseño de la capacidad por fuste de pilas en suelos granulares.

Uesugi y Kishida (1986) estudiaron el coeficiente de fricción entre placas de acero de diferente rugosidad en contacto con arenas en pruebas de corte directo. Para la cuantificación de la rugosidad, midieron las alturas de asperezas del acero con el parámetro estadístico R_{max} (en μm), tal como se muestra en la Fig. 4.2. Los autores encontraron que el coeficiente de fricción está directamente relacionado con el valor de R_{max} , así como con la dureza de los granos de arena: a mayor rugosidad y mayor dureza de los granos, mayor coeficiente de fricción, como lo demuestra la gráfica de la izquierda de la Fig. 4.2.

Por su parte, Costa (2009) realizó experimentos en cámara centrífuga con pilotes de acero instalados sin desplazamiento de suelo, embebidos en arenas, usando dos rugosidades de pilote. La rugosidad se determinó cuantitativamente con el parámetro estadístico R_t que se refiere a la altura máxima de asperezas de pico a valle (en μm) del perfil de rugosidad.

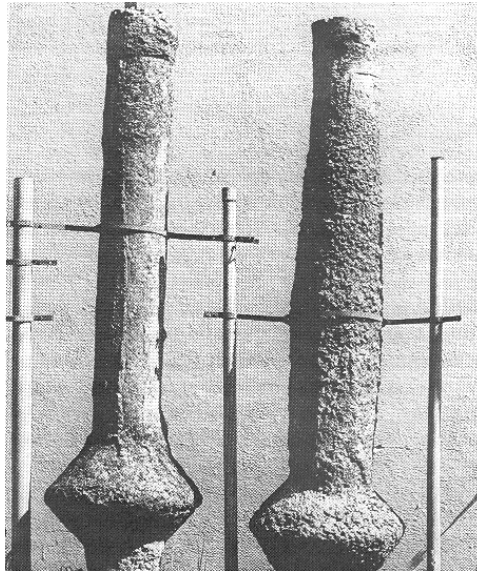


Figura 4.1 Rugosidad de pilas en suelos arenosos con dos procesos constructivos (Prakash y Sharma, 1990)

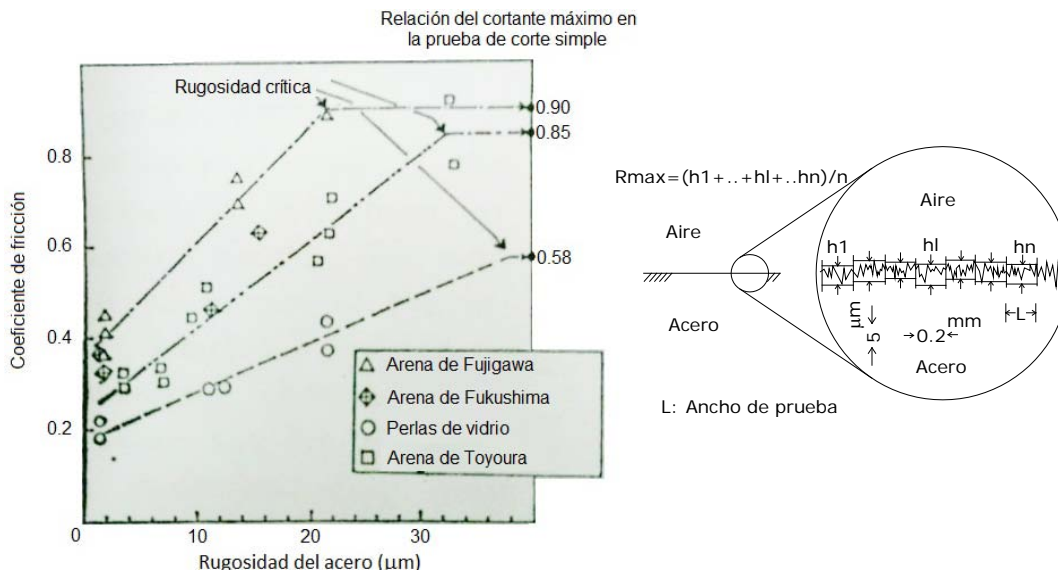


Figura 4.2 Coeficiente de fricción vs rugosidad de acero en arenas (Uesugi y Kishida, 1986)

Costa (2009) normalizó R_t respecto al D_{50} de la arena ($R_n = R_t / D_{50}$). Los valores de R_n fueron de 0.01 y 0.45, para un pilote liso y rugoso, respectivamente. Costa encontró que el aporte del fuste (Q_s) se incrementó casi diez veces en el pilote rugoso respecto del liso, debido principalmente al comportamiento dilatante de la arena, lo que generó desplazamientos radiales normales (u_n) de la arena asociados a incrementos del esfuerzo normal radial durante el desplazamiento relativo del pilote (s/d). En la Fig. 4.3 se muestran los resultados experimentales de carga, desplazamiento radial y esfuerzo normal radial (σ_n) contra el desplazamiento vertical de los experimentos en pilotes realizados por Costa.

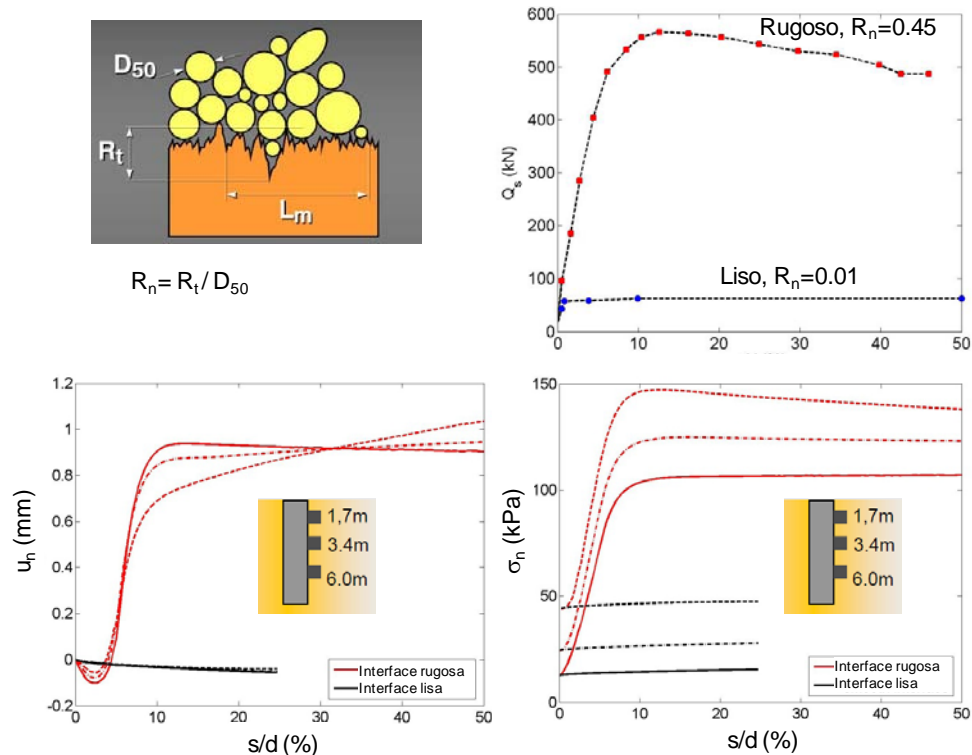


Figura 4.3 Curvas carga de fuste vs desplazamiento para pilotes liso y rugoso

Sadrekarimi y coautores (2009) realizaron un programa experimental en laboratorio con modelos de pilotes forrados en su fuste con diferentes superficies de lija embebidos en arenas; encontraron que para tamaños de las partículas abrasivas de lija variando entre $18.3 \mu\text{m}$ a $425 \mu\text{m}$, se incrementó la resistencia cortante en el fuste (f_s) de 2.5 kPa a 9.1 kPa , respectivamente. Los autores indican que el incremento en f_s se debe al incremento del ángulo de fricción en la interfaz, así como al incremento en los esfuerzos normales radiales, destacando que los valores calculados en forma inversa del coeficiente de empuje lateral K se incrementaron de 0.95 a 1.75 entre los pilotes lisos y los más rugosos. Los resultados de Sadrekarimi y coautores demuestran comportamientos similares a los reportados por Costa (2009).

A pesar del reconocimiento generalizado de algunos investigadores sobre la influencia de la rugosidad en el desarrollo de la capacidad de carga por fuste y de las evidencias documentadas en la literatura sobre experimentos en laboratorio con pilotes en arenas, llama la atención que existan pocas experiencias publicadas sobre la medición cualitativa o cuantitativa de la rugosidad de pilas coladas *in situ* en suelos granulares, donde la rugosidad parecería tener un mayor efecto. Como se ha descrito al inicio de este capítulo, las experiencias encontradas sobre mediciones de la rugosidad se refieren más bien a estudios de laboratorio sobre diferentes interfaces de pilotes y arenas realizadas en aparatos de corte directo, en cámara centrífuga o en cámaras de prueba, pero poco se sabe sobre la rugosidad de pilas coladas *in situ* en gravas, por ejemplo.

La medición de la rugosidad y su asociación con el desarrollo del esfuerzo cortante entre diferentes superficies se ha cubierto con cierto éxito en la Mecánica de Rocas; en efecto, la resistencia al esfuerzo cortante generada en las juntas de los macizos es altamente dependiente de la

rugosidad por lo que históricamente se han desarrollado diversas soluciones para tomarla en cuenta, primero con aproximaciones cualitativas (Barton *et al.* 1974), y luego con determinaciones cuantitativas a través de mediciones estadísticas (Biegel *et al.*, 1992). Algunos años después, se puso mayor énfasis en la medición rigurosa de las alturas de las asperezas de perfiles en juntas de roca, a través de análisis geoestadísticos con semi-variogramas, así como análisis con teoría de fractales. Sabadinni *et al.* (1995) realizaron pruebas de corte directo en réplicas de concreto de juntas de rocas, en las que registraron perfiles de rugosidad antes y después de la etapa de corte. Estos autores encontraron que la dimensión fractal (D_f) determinada con semi-variogramas y con espectros de potencia, es una forma eficaz de caracterizar cualitativamente la rugosidad en los perfiles, concluyendo que a mayor rugosidad, mayor resistencia al esfuerzo cortante y mayor dimensión fractal. Por su parte, Belem *et al.* (1997) realizaron análisis similares a los de Sabadinni y coautores pero en superficies de roca, empleando variomapas, señalando que la dimensión fractal caracteriza adecuadamente a la rugosidad de superficies y debe emplearse en conjunto con algún parámetro estadístico de las alturas de asperezas para escalar la rugosidad a problemas de campo.

Más recientemente, se han incorporado los análisis de rugosidad en el diseño de pilas construidas en rocas (*rock sockets*), donde se han hecho esfuerzos por medir cuantitativamente la rugosidad con parámetros estadísticos y con teoría de fractales, para correlacionarla con la resistencia cortante unitaria f_s desarrollada en el fuste de las pilas (Seidel y Collingwood, 2001; Seol *et al.*, 2007; Nam y Vipulanandan, 2008).

Por su parte, en la Mecánica de Materiales, y particularmente en la industria metal-mecánica se tiene una amplia experiencia en la medición cuantitativa de la rugosidad a través de numerosos parámetros estadísticos de alturas de asperezas; en la literatura se reportan experiencias sobre mediciones de rugosidad y su correlación con el comportamiento mecánico de adherencia-fricción que se genera entre diferentes superficies (Vitosyté *et al.*, 2012).

En este sentido, la medición cualitativa y cuantitativa de la rugosidad en el fuste de pilas construidas en medios granulares con gravas y su efecto en el desarrollo de la fricción se presenta como una línea natural de investigación. En este capítulo, se describen las mediciones de rugosidad realizados en los modelos de pilas y su análisis. Los análisis se realizaron con tres aproximaciones: determinación de parámetros estadísticos de alturas de asperezas, inspección de los espectros de Fourier de los perfiles de rugosidad y teoría de fractales para determinar la dimensión fractal D_f con semivariogramas. A partir de ello, se establecen conclusiones sobre los parámetros que mejor caracterizan a la rugosidad y se proponen correlaciones entre la rugosidad y diferentes parámetros como $G\%$, C_u , f_s y K .

4.2 ESCANEEO TRIDIMENSIONAL DE LOS MODELOS DE PILAS

4.2.1 Procedimiento de medición

Con el objeto de cuantificar la rugosidad del fuste de los modelos de pila construidos en los medios granulares que se describieron en el Capítulo 3, se realizó un escaneo tridimensional de seis modelos construidos en suelos con contenidos de grava de 30% (dos modelos), 40% (dos modelos)

y 60% (dos modelos). De cada uno de los modelos escaneados, se obtuvieron cuatro perfiles de rugosidad en toda la longitud del fuste, y en dos secciones ortogonales entre sí.

La mejor forma de obtener los perfiles longitudinales de rugosidad fue mediante un escaneo tridimensional láser de los modelos de pila seleccionadas una vez que éstos fueron ensayados; en efecto, después de concluida cada serie de ensayos, se inició el proceso de excavación y retiro del material granular colocado dentro del cubo de pruebas, con lo que se logró la extracción de los colados completos de los modelos de pilas. La excavación se realizó con pico y con pala pequeños para aflojar el material circundante a los modelos, retirando posteriormente a mano todo el material granular compactado alrededor de las pilas de mortero. En la Fig. 4.4 se muestra una vista del proceso de excavación al concluir la serie de pruebas M1 (30% de gravas), mientras que en la Fig. 4.5 se presentan los modelos de pilas ya extraídos de las series M2 y M6 con 40% y 60% de grava, respectivamente.



Figura 4.4 Excavación alrededor de los modelos de pilas. Serie M1

El levantamiento tridimensional se realizó con un escáner láser 3D con resolución de 0.01 mm, con rayo de longitud de onda de 650 nm; se usó el principio de triangulación por medio de bandas múltiples. Cada pila se colocó sobre una base giratoria frente a la cámara y al rayo del escáner (Fig. 4.6). Durante el escaneo, un haz de rayos láser se refleja en el fuste de la pila formando líneas delgadas en su superficie que la cámara capta. Posteriormente, el escáner asocia cada pixel iluminado y captado por la cámara, con sus coordenadas. Las mediciones se realizaron por partes, girando la pieza en forma sistemática para traslapar del orden de 32 escaneos. Se marcaron referencias visuales con plumón en todo el fuste de las pilas para finalmente unir las imágenes de los escaneos en un postproceso digital. Así pues, se logró una malla tridimensional e imágenes estereolitográficas tridimensionales de los modelos de pila como las que se muestran en la Fig. 4.7.



Figura 4.5 Modelos de pilas después de la excavación (series M2 y M6)



Figura 4.6 Arreglo para realizar el escaneo tridimensional láser

4.2.2 Datos generales de las mallas 3D

Las mallas digitales 3D de los modelos, se inspeccionaron a través del programa Rapidform (2006). Con este código, es posible ver secciones, obtener dimensiones y, desde luego, obtener perfiles longitudinales en cualquier sección para realizar los análisis de rugosidad que se describen adelante (Fig. 4.8). Cada malla está formada por elementos triangulares con vértices que van de 350,000 a 480,000, formando de 730,000 a 1,000,000 de elementos, aproximadamente. De cada pila escaneada se obtuvieron sus dimensiones medias para diámetro, longitud, área superficial del fuste, volumen del modelo, así como el número de vértices y de caras. En la Tabla 4.1 se muestra un resumen de las dimensiones medias y datos de la malla de cada modelo de pila escaneado.

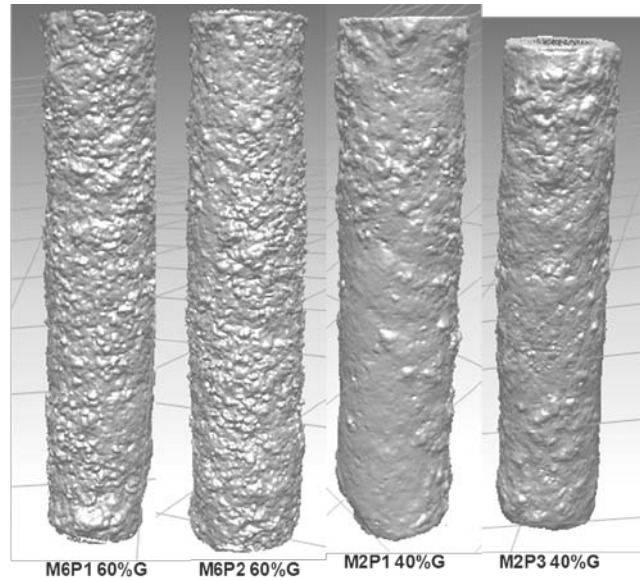


Figura 4.7 Imágenes litoestereográficas para pilas de series M2 y M6

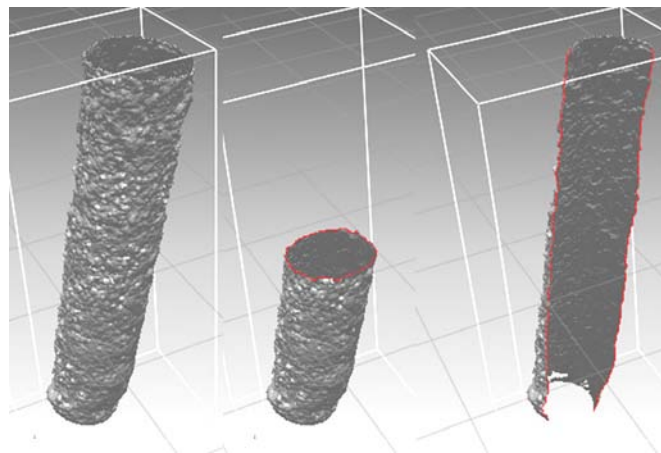


Figura 4.8 Visualización de malla (Rapidform, 2006)

Tabla 4.1 Resumen de mediciones en mallas escaneadas 3D

Modelo de pila	G (%)	Diámetro medio(cm)	Longitud media (cm)	Volumen (cm ³)	Área (cm ²)	Vértices	Caras
M1P1	30	14.2	57.2	8625	2687	375231	748289
M1P2		15.8	55.2	9774	2858	420002	837851
M2P1	40	14.8	61.8	10066	3159	478277	955634
M2P2		13.7	57.4	8113	2595	374603	746890
M2P3		13.8	59.0	8115	2735	482700	964403
M2P4		14.3	55.3	8252	2597	366317	730556
M6P1	60	14.2	64.0	8961	3017	418265	834419
M6P2		14.8	61.8	9080	3128	531258	1052925
M6P3		13.7	64.6	8746	2930	366828	731161
M6P4		13.8	63.9	9022	2885	344697	687347

4.3 PERFILES DE RUGOSIDAD

Se estudiaron 22 perfiles de rugosidad de seis modelos de pilas que se construyeron en medios con porcentajes de gravas entre 30% y 60%. De cada modelo se obtuvieron cuatro perfiles en dos secciones ortogonales entre sí, para hacer los análisis de rugosidad que adelante se describen. Los perfiles se identificaron como 1a y 1b para el lado izquierdo y derecho de la primera sección y de manera análoga los perfiles 2a y 2b para la segunda sección ortogonal, aunado al nombre del modelo. Como ejemplo, en la Fig. 4.9 se muestran los cuatro perfiles de la pila M6P1 con 60% de grava y los correspondientes a la pila M2P1 con 40% de grava. Por su parte, en la Tabla 4.2 se presenta un resumen con la nomenclatura y longitud de los 22 perfiles estudiados.

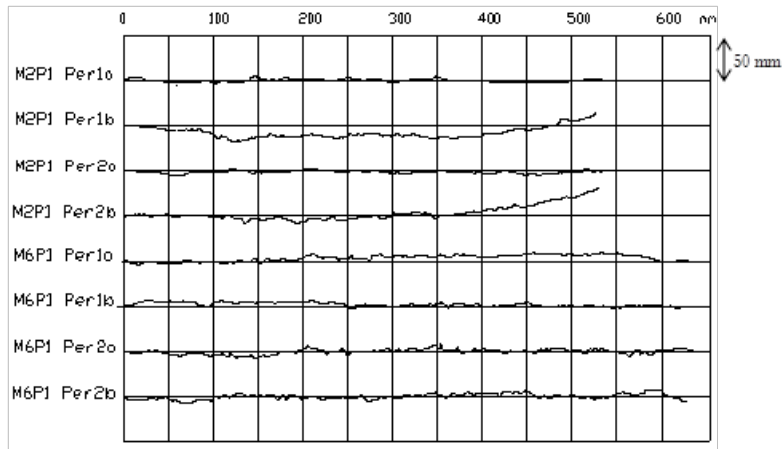


Figura 4.9 Perfiles de rugosidad para modelos M2P1 y M6P1

Tabla 4.2 Nomenclatura y longitud de los perfiles de rugosidad estudiados

No de perfil	Modelo de pila	Nombre de Perfil	G% de construcción	Longitud (mm)
1	M1P1	1a	28.4	563.1
2	M1P1	1b	28.4	551.4
3	M1P1	2a	28.4	186.5
4	M1P1	2b	28.4	512.9
5	M1P2	1a	28.4	467.7
6	M1P2	1b	28.4	449.1
7	M1P2	2a	28.4	562.7
8	M1P2	2b	28.4	545.2
1	M2P1	1a	39.3	532.4
2	M2P1	1b	39.3	527.5
3	M2P1	2a	39.3	547.1
4	M2P1	2b	39.3	551.2
5	M2P3	1a	39.3	592.9
6	M2P3	1b	39.3	590.7
7	M2P3	2a	39.3	587.4
8	M2P3	2b	39.3	591.2
1	M6P1	1a	59.8	632.6
2	M6P1	1b	59.8	627.2
3	M6P1	2a	59.8	635.8
4	M6P1	2b	59.8	627.6
5	M6P2	1a	59.8	621.4
6	M6P2	1b	59.8	625.6

4.4 ANÁLISIS DE RUGOSIDAD CON PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

4.4.1 Perfil de ondulación y perfil de rugosidad

Para el estudio estadístico de la rugosidad de los 22 perfiles, se usó el programa OmniSurf de Digital Metrology Solutions. El programa es capaz de analizar la rugosidad de perfiles con el cálculo estadístico de diferentes parámetros en función de las alturas de asperezas.

Morfológicamente, la señal de longitud de onda larga de los perfiles se describe como “ondulación” (*waviness*) y la señal de longitud de onda corta se reconocen como “rugosidad”. Para el análisis estadístico de los perfiles, se han establecido parámetros numéricos bien definidos que definen a la ondulación y a la rugosidad. Para clarificar estos conceptos, se muestra en la Fig. 4.10 el perfil 2a del modelo de pila M1P2. En la parte superior de la figura se muestra el perfil original en el que se monta la ondulación a través de una línea suavizada continua, mientras que en la parte baja de la misma figura se presenta el perfil de rugosidad que resulta de eliminar la ondulación de la señal. El perfil original se llama perfil primario, el de línea suavizada se llama perfil de ondulación, mientras que el perfil inferior se reconoce como perfil de rugosidad. En el Anexo B se presentan los perfiles primarios, de ondulación y de rugosidad de todos los modelos de pilas estudiados, mismos que se emplearon en los análisis estadísticos que a continuación se describen.

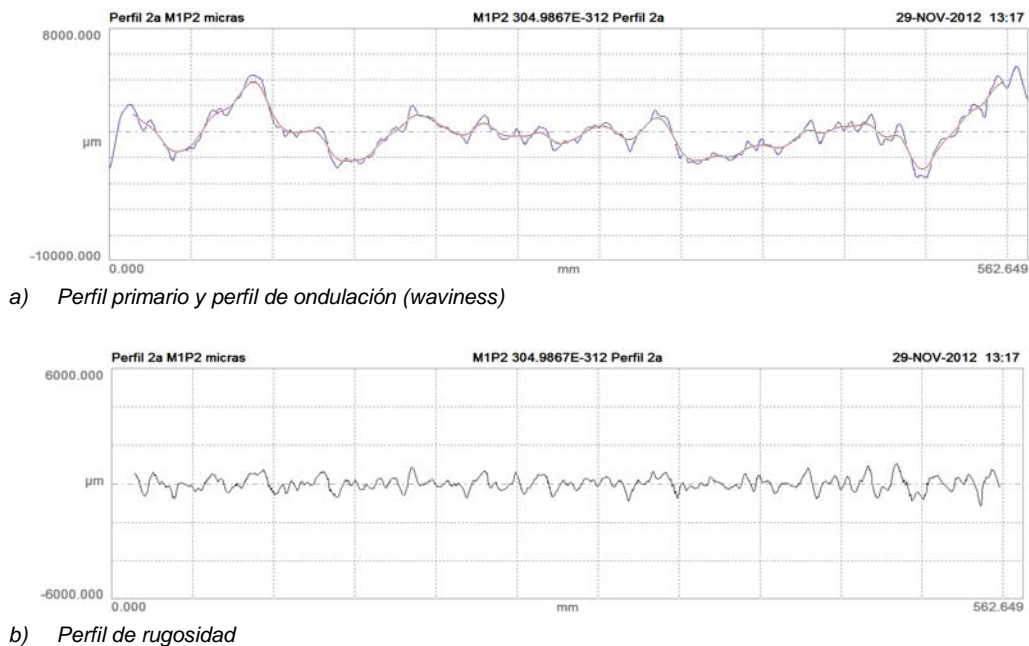


Figura 4.10 Perfil 2a del modelo de pila M1P2. Perfiles primario, de forma y de rugosidad

4.4.2 Preproceso de los perfiles de rugosidad

Para determinar los parámetros de ondulación y de rugosidad de los perfiles, se realizan tres pasos: alineación de la señal, filtrado y finalmente el análisis. La alineación se refiere a la eliminación de la deriva obteniendo una línea recta por mínimos cuadrados en toda la longitud del

perfil que se toma como referencia geométrica; la señal por arriba y por debajo de la línea de referencia se emplea para los análisis de ondulación y de rugosidad.

Con el perfil alineado, se separa la ondulación (periodos de onda largos) de la rugosidad (periodos de onda cortos) aplicando para ello un filtro de onda larga. El filtro es un promedio móvil Gaussiano, de donde se obtiene el perfil de ondulación tal como se muestra en la Fig. 4.11. El perfil de rugosidad lo constituyen los picos y valles (residuales) por arriba y por debajo del perfil de ondulación.

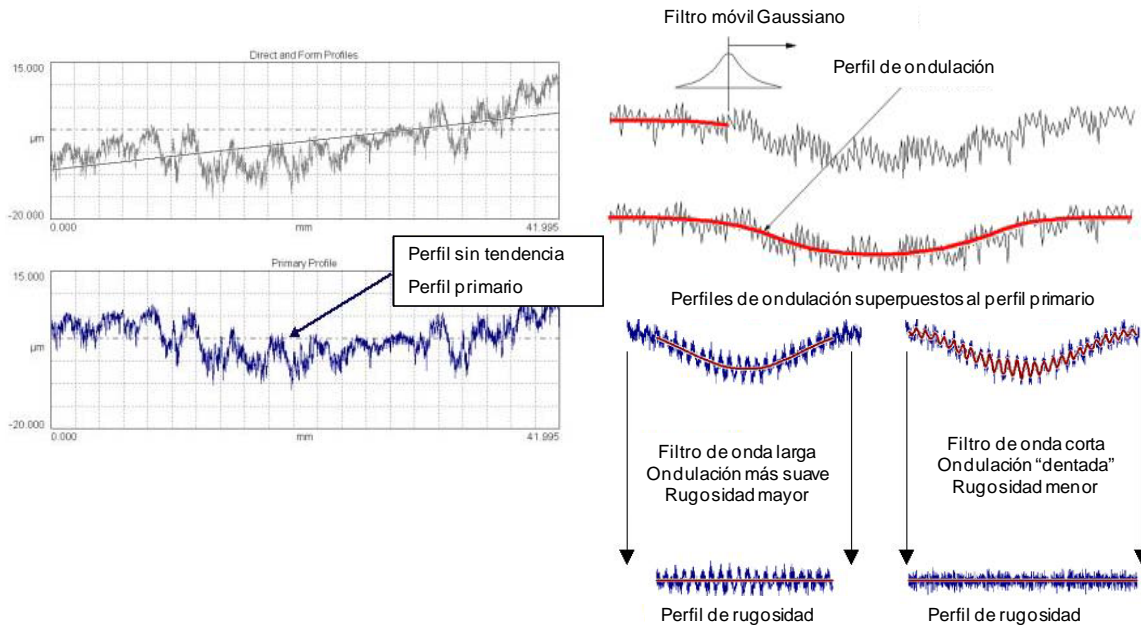


Figura 4.11 Alineación y promedio móvil para obtener perfil de ondulación y de rugosidad

La longitud del filtro de onda larga incide en la medición de la rugosidad. Un filtro de longitud pequeña (*short cutoff*) resultará en un parámetro de rugosidad menor; por el contrario, un filtro de mayor longitud (*long cutoff*), resultará en rugosidades mayores. La parte baja de la Fig. 4.11 ilustra los perfiles de rugosidad que se obtienen para la misma señal aplicando un filtro de diferentes longitudes. En los análisis de rugosidad de los perfiles obtenidos de los modelos de pilas, se empleó consistentemente un solo valor del filtro de onda larga igual a 25 mm, como adelante se detalla.

4.4.3 Parámetros estadísticos

Una vez separada la ondulación y la rugosidad en la señal, se definen los parámetros numéricos que las describen (Fig. 4.12). El parámetro más simple es la altura total de pico a valle del perfil que se reconoce como Pt , Wt o Rt , para el perfil primario, el perfil de ondulación y el perfil de rugosidad, respectivamente. En la nomenclatura, la letra mayúscula hace referencia al perfil correspondiente (Primary, Waviness o Roughness).

Uno de los parámetros de uso común para caracterizar la rugosidad es Ra . Ra es el promedio aritmético de los picos y valles del perfil de rugosidad. En la Fig. 4.12 se muestra esquemáticamente el significado y cálculo de Ra en un perfil. Rq es la desviación estándar de Ra . Los parámetros Rp y Rv se refieren a la altura máxima de los picos y de los valles, respectivamente, del perfil de rugosidad. Rt es la altura máxima del perfil, de tal forma que $Rt = Rp + Rv$.

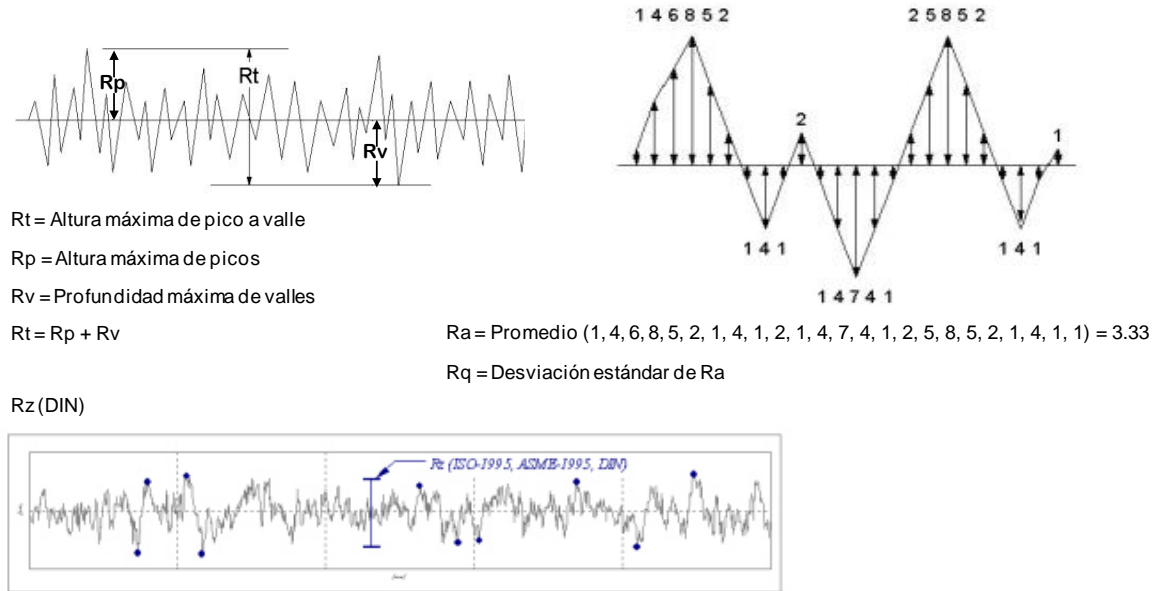


Figura 4.12 Definición de algunos parámetros de rugosidad (Rt , Rp , Rv , Ra , Rq y Rz)

Otros parámetros ampliamente usados son $Rmax$ definido por Uesugi y Kishida (Fig. 4.2) y la rugosidad de diez puntos conocida como Rz (DIN). Rz representa el valor medio de los cinco picos y los cinco valles (máximos y mínimos) determinados en una longitud de muestra específica.

Los parámetros anteriores se pueden definir, de manera indistinta para los perfiles primario y de ondulación, cambiando en la nomenclatura la letra inicial P o W, respectivamente (Pt , Wt , Pa , Wa , Pz , Wz , etc.). En los análisis que a continuación se presentan, se estudiaron los parámetros de los perfiles de rugosidad y los del perfil de ondulación.

4.4.4 Resultados y discusión

De cada perfil estudiado, se separó la ondulación (periodos de onda largos) de la rugosidad (periodos de onda cortos), empleando para ello consistentemente un filtro móvil Gaussiano de 25 mm en todos los casos. Todos los perfiles de ondulación y de rugosidad se presentan en el Anexo B de esta tesis. Para cada perfil de rugosidad, se obtuvieron los parámetros estadísticos de las alturas de asperezas Rt , Rp , Rv , Ra , Rq , Rz (DIN) y $Rmax$ (en mm), cuyos valores se muestran en la Tabla 4.3. También se muestran los valores Wt y Wa del perfil de ondulación.

Tabla 4.3 Resumen de parámetros de rugosidad de los perfiles estudiados

Modelo	Perfil	G%	Rt (mm)	Ra (mm)	Rq (mm)	Rz (DIN)	Rp (mm)	Rv (mm)	Rmax (mm)	Wt (mm)	Wa (mm)
M1P1	1a	28.4	2.061	0.288	0.365	1.268	0.895	1.165	1.922	9.820	1.893
M1P1	1b	28.4	3.117	0.350	0.460	1.592	1.65	1.467	3.111	15.830	3.759
M1P1	2a	28.4	2.053	0.353	0.436	1.565	0.959	1.094	2.053	7.190	1.926
M1P1	2b	28.4	3.322	0.401	0.514	1.670	1.551	1.772	2.730	7.662	1.591
M1P2	1a	28.4	2.175	0.221	0.285	0.979	0.751	1.424	1.909	6.036	1.051
M1P2	1b	28.4	2.443	0.332	0.419	1.386	1.186	1.258	2.049	9.258	1.608
M1P2	2a	28.4	2.213	0.265	0.341	1.192	1.036	1.177	1.937	6.826	1.029
M1P2	2b	28.4	1.506	0.230	0.290	0.961	0.808	0.698	1.506	9.552	1.648
M2P1	1a	39.3	2.985	0.272	0.370	1.213	1.54	1.445	2.696	7.258	1.227
M2P1	1b	39.3	3.814	0.480	0.609	2.079	2.132	1.682	3.503	22.460	5.324
M2P1	2a	39.3	4.239	0.408	0.540	1.815	2.18	2.059	3.799	12.088	2.323
M2P1	2b	39.3	3.641	0.462	0.606	1.980	2.023	1.618	3.544	28.295	6.466
M2P3	1a	39.3	2.698	0.251	0.331	1.073	1.702	0.995	2.670	6.026	1.549
M2P3	1b	39.3	2.600	0.238	0.320	1.029	1.469	1.130	2.600	5.326	0.976
M2P3	2a	39.3	3.296	0.225	0.335	1.026	1.436	1.860	3.296	4.571	0.806
M2P3	2b	39.3	2.113	0.238	0.314	1.076	0.875	1.238	1.933	7.737	1.658
M6P1	1a	59.8	4.235	0.429	0.584	1.912	2.174	2.061	3.881	12.720	1.821
M6P1	1b	59.8	4.613	0.378	0.515	1.763	3.013	1.600	4.529	6.288	1.046
M6P1	2a	59.8	5.812	0.607	0.816	2.939	2.897	2.916	4.867	10.468	1.833
M6P1	2b	59.8	5.156	0.629	0.801	2.655	3.004	2.152	5.005	9.021	1.773
M6P2	1a	59.8	3.653	0.436	0.567	2.016	1.941	1.712	3.462	6.803	1.118
M6P2	1b	59.8	2.919	0.324	0.413	1.382	1.719	1.200	2.391	8.869	1.414

En las gráficas de las Figs. 4.13 a 4.15, se muestran los valores de R_t (altura máxima del perfil de pico a valle), R_a (rugosidad media), R_p (altura máxima de picos) y R_{max} (Uesugi y Kishida, 1986) determinados en todos los perfiles, graficados respecto al porcentaje de gravas donde fueron colados los modelos de pilas. Aun cuando existe dispersión en las gráficas, se observa que existe una clara tendencia que asocia el incremento de los parámetros de rugosidad con el incremento del porcentaje de gravas en todos los casos.

Los parámetros de rugosidad que presentan los coeficientes de correlación más altos al graficarlos contra $G\%$ fueron R_p , R_{max} y R_t , con coeficientes de correlación de 0.62, 0.55 y 0.55, respectivamente. Se puede afirmar que, para los casos estudiados, son éstos parámetros los que mejor caracterizan la rugosidad. Debido a que R_p y R_t representan un sólo valor del perfil (altura total del perfil y altura máxima de los picos), es preferible usar el parámetro R_{max} definido por Uesugi y Kishida (1986) para caracterizar la rugosidad en toda la longitud del perfil.

Los parámetros R_p , R_{max} y R_t , tienen información estadística semejante del perfil de rugosidad, como lo muestra la matriz de coeficientes de correlación entre parámetros de rugosidad (Tabla 4.4). De la misma manera, los parámetros R_a , R_q y R_z contienen mucha de la misma información estadística entre sí, y al graficarlos contra $G\%$ muestran toda dispersión semejante.

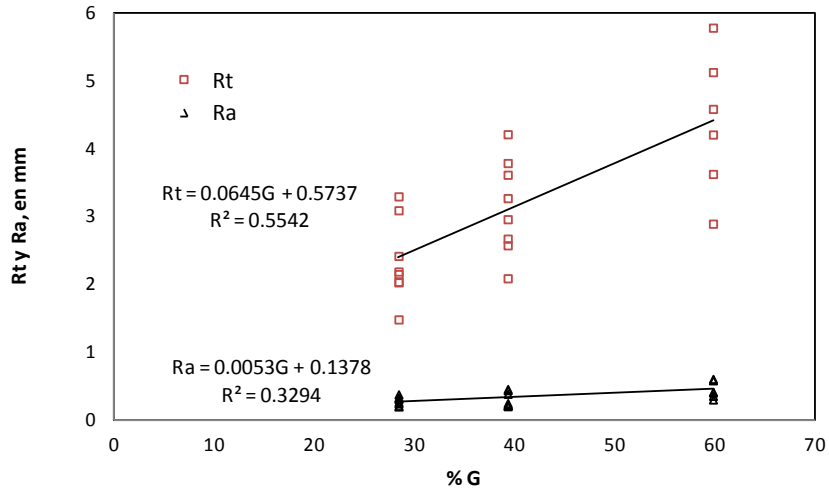


Figura 4.13 Variación de R_t y R_a contra % G

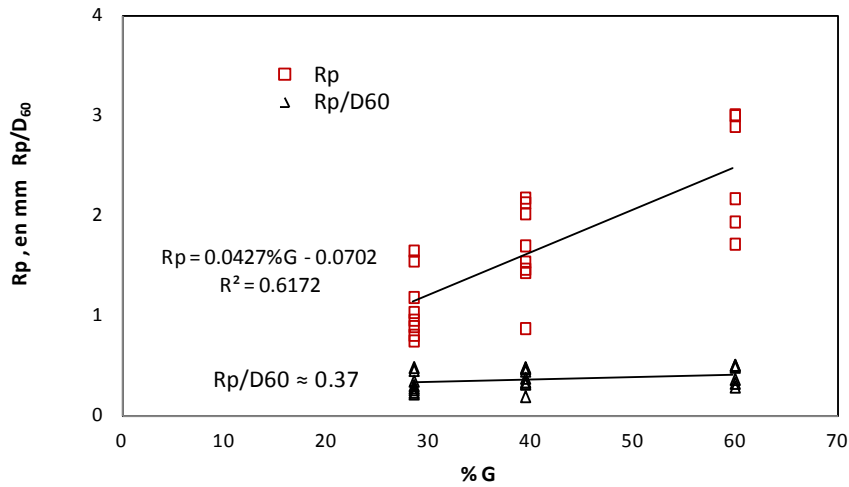


Figura 4.14 Variación de R_p y R_p/D_{60} (D_{60} en mm) contra % G

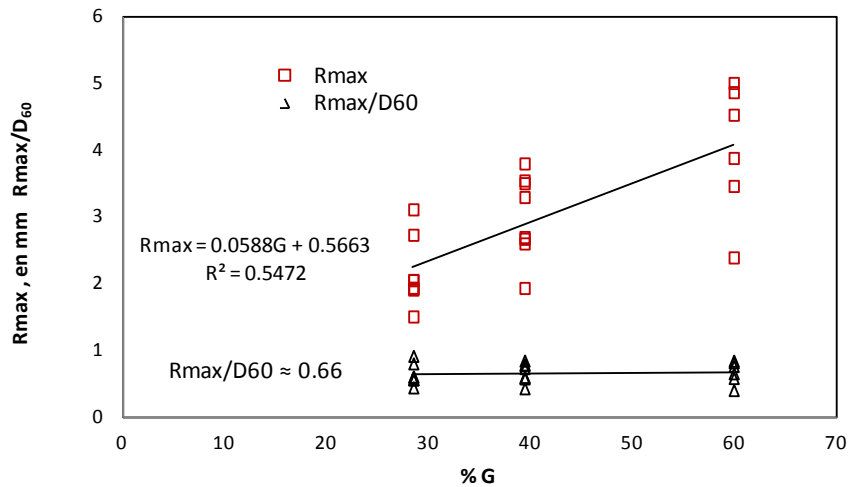


Figura 4.15 Variación de R_{max} y R_{max}/D_{60} (D_{60} en mm) contra % G

Tabla 4.4 Matriz de correlación entre parámetros de rugosidad

	Ra	Rq	Rz (DIN)	Rt	Rmax	Rp	Rv
Ra	1.00	0.99	0.98	0.72	0.66	0.65	0.60
Rq	0.99	1.00	0.99	0.80	0.74	0.71	0.68
Rz	0.98	0.99	1.00	0.77	0.70	0.67	0.67
Rt	0.72	0.80	0.77	1.00	0.96	0.91	0.82
Rmax	0.66	0.74	0.70	0.96	1.00	0.93	0.71
Rp	0.65	0.71	0.67	0.91	0.93	1.00	0.55
Rv	0.60	0.68	0.67	0.82	0.71	0.55	1.00

Al normalizar R_p y R_{max} con respecto al diámetro D_{60} (en mm) las líneas de tendencia se tornan prácticamente horizontales (parte baja de Figs. 4.14 y 4.15); es decir, los parámetros de rugosidad normalizados respecto al diámetro D_{60} tienden a un valor constante; esto sugiere de que la rugosidad también está directamente relacionada con los tamaños de partículas. Para los perfiles y las granulometrías estudiadas se encontró que $R_t/D_{60} \approx 0.71$, $R_a/D_{60} \approx 0.08$, $R_p/D_{60} \approx 0.37$ y $R_{max}/D_{60} \approx 0.66$.

En lo que respecta a la ondulación (forma de los periodos de onda largos) determinada con los parámetros W_t y W_a , no se presenta ninguna tendencia clara al graficarlos contra $G\%$. Lo anterior, indica que son los periodos de onda cortos (altas frecuencias) y no los periodos de onda largos (bajas frecuencias) los que determinan la rugosidad y por ende, el comportamiento mecánico del fuste en contacto con suelos granulares. Estas ideas se retoman en los análisis de contenidos de frecuencias (análisis de Fourier) que adelante se presentan.

Considerando entonces el parámetro R_{max} como el que mejor describe el comportamiento estadístico y mecánico de la rugosidad en el fuste de los casos aquí estudiados, en las Figs. 4.16 y 4.17 se presenta su variación contra el coeficiente de uniformidad (C_u) y contra la resistencia de punta dinámica (q_d) obtenida con PANDA en cada medio granular estudiado. Cuanto menor es el coeficiente de uniformidad mayor es la rugosidad R_{max} ; por su parte, cuanto mayor es la resistencia dinámica de punta, mayor es la rugosidad R_{max} .

La influencia que tiene la rugosidad en la resistencia cortante por fuste (f_s) determinada en las pruebas de carga de los modelos de pila, se observa con mayor claridad al graficarla contra R_{max} (Fig. 4.18). Se observa que para valores crecientes de R_{max} , los valores de f_s también se incrementan. Este efecto es evidente para superficies someras donde el esfuerzo vertical efectivo es pequeño y el efecto es menor cuanto mayor es el esfuerzo vertical efectivo.

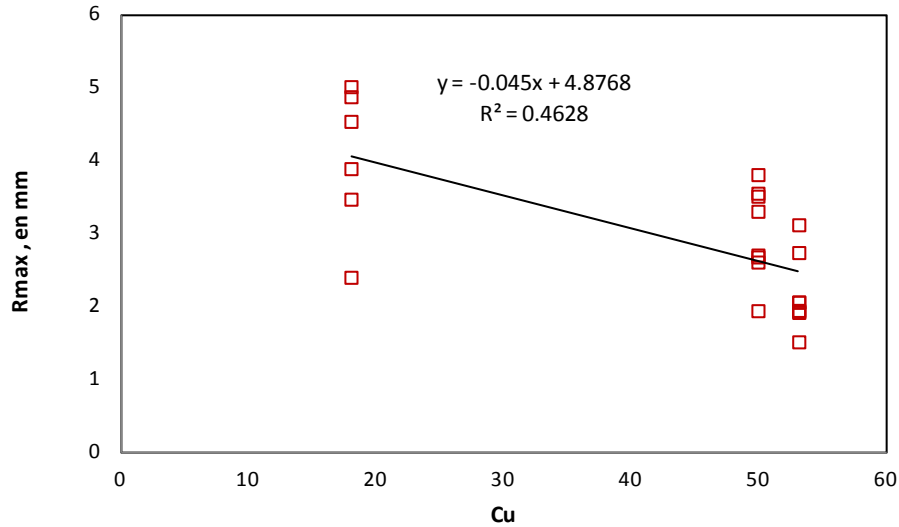


Figura 4.16 Variación de R_{max} contra el coeficiente C_u

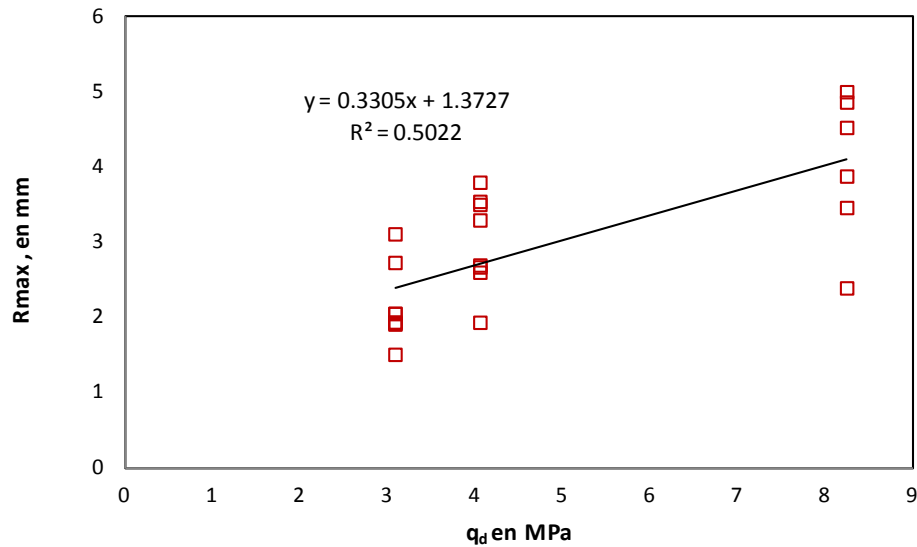


Figura 4.17 Variación de R_{max} contra q_d

En la Fig. 4.19 se presentan los valores del coeficiente de empuje lateral K calculados en forma inversa a partir de las pruebas de carga en los modelos de pilas, graficados contra la rugosidad R_{max} . Cuanto mayor es la rugosidad del fuste, se obtienen mayores valores del coeficiente K y por ende, mayores valores del esfuerzo lateral radial. En el mismo sentido de lo observado para f_s , el esfuerzo vertical efectivo creciente inhibe este efecto.

Las observaciones anteriores coinciden con las realizadas por otros autores (Uesugi y Kishida, 1986; Costa, 2009 y Sadrekarimi y coautores, 2009) quienes señalan que la rugosidad del fuste favorece el comportamiento dilatante de las arenas, en este caso particular de los suelos arenosos con gravas, incrementando los valores del coeficiente K y del esfuerzo radial asociado durante la etapa de corte; el efecto dilatante disminuye conforme mayor es el esfuerzo vertical efectivo.

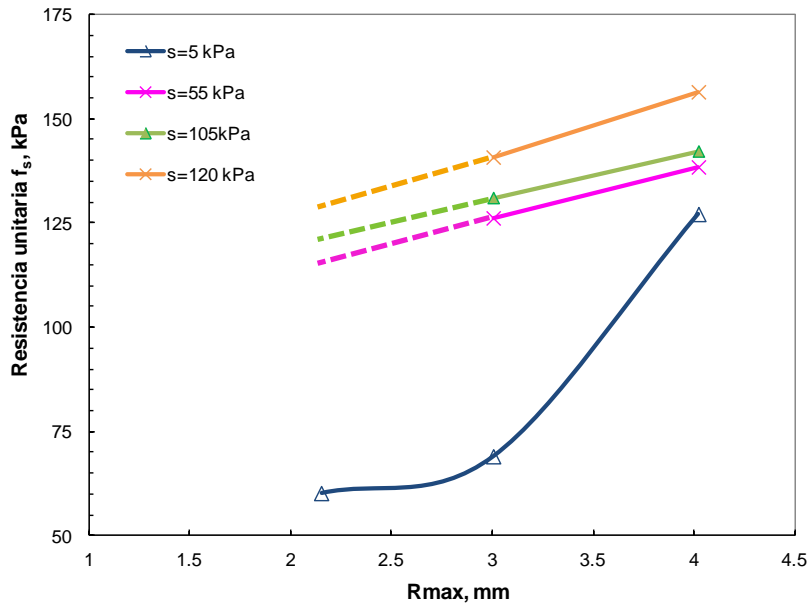


Figura 4.18 Variación de f_s contra la rugosidad R_{max} en el fuste

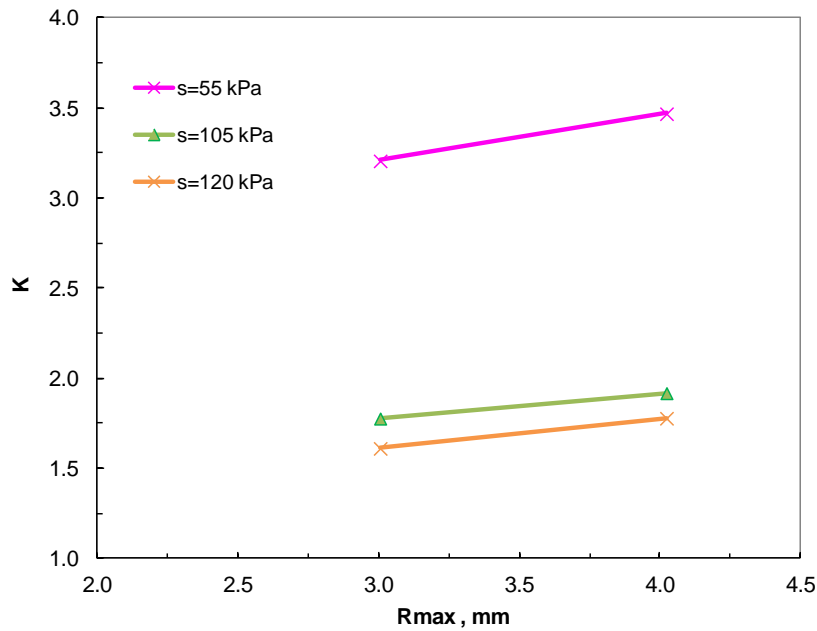


Figura 4.19 Valores calculados de K contra la rugosidad R_{max} en el fuste

Debe decirse que el incremento de K asociado al efecto rugosidad-dilatancia, es de la mayor importancia para el cálculo de la capacidad de carga por fuste de las pilas por una razón simple: el cálculo del esfuerzo cortante en el fuste, determinado con $f_s = K \sigma_v \tan \delta$, es mucho más sensible al valor de K que al valor del ángulo de fricción δ . Lo anterior se ejemplifica en la gráfica de la Fig. 4.20: el incremento del ángulo δ de 30° a 40° representaría apenas un incremento de la mitad o de la quinta parte del producto ($K \tan \delta$), que el que se obtiene al variar K de 1 a 2, o de 1 a 3, respectivamente.

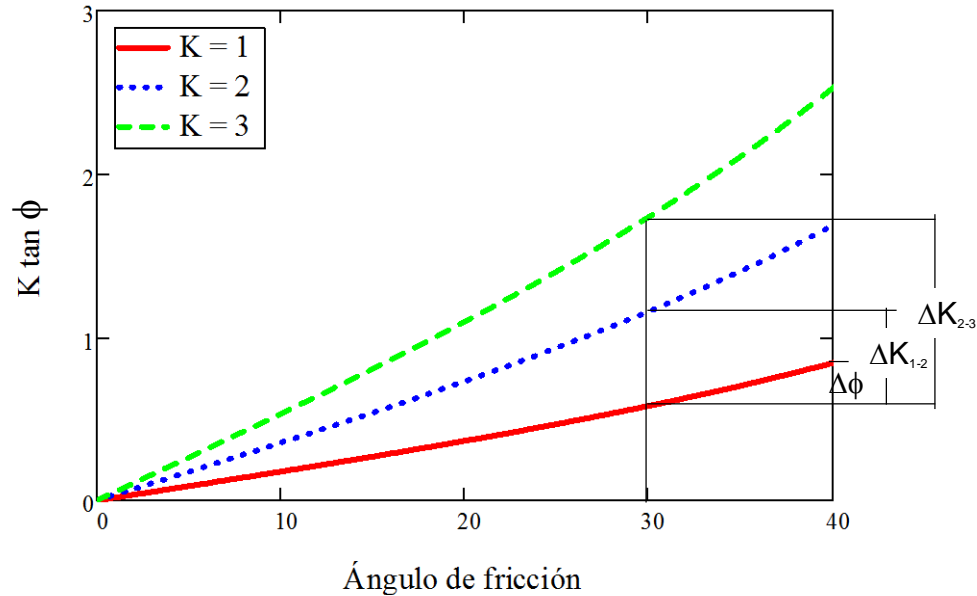


Figura 4.20 Influencia del ángulo δ y del coeficiente K en el valor de $(K \tan \delta)$

4.5 ANÁLISIS DE CONTENIDO DE FRECUENCIAS-PERIODOS (FOURIER)

Una vez que se ha evidenciado la importancia que tiene el efecto acoplado rugosidad-dilatancia en el comportamiento mecánico de la transferencia de carga por fuste, resulta conveniente explorar otras aproximaciones de análisis, además de la estadística, que permitan cuantificar características intrínsecas de la rugosidad. En este sentido, el análisis de contenidos de frecuencias con espectros de Fourier, resulta una alternativa de análisis.

4.5.1 Análisis de sensibilidad

Los parámetros estadísticos presentados en el inciso anterior, se basan en la medición de las alturas de asperezas de un perfil de rugosidad (altura total, altura de picos, profundidad de valles, alturas promedio, entre otros). La pregunta natural es si el análisis en el sentido ortogonal al de las asperezas, es decir, el análisis de los periodos-frecuencias de un perfil de rugosidad resulta relevante para describir a la rugosidad.

Para contestar este cuestionamiento, se hizo el siguiente análisis de sensibilidad: al perfil de rugosidad M6P1 Perfil 2a, se le aplicó un filtro móvil obteniendo el promedio aritmético de 50 valores hasta 200 valores de las alturas de asperezas, con lo que se obtuvieron diferentes suavizados de la señal original (entre mayor sea el número de valores promediados, la señal se torna más suave). En la Fig. 4.21 se presenta el perfil de rugosidad original y los perfiles suavizados con los promedios móviles de 50, 100 y 200 valores.

Para cada perfil suavizado, incluyendo el perfil primario, se obtuvo el contenido de frecuencias mediante la transformada de Fourier con el programa Seismosignal, cuyo espectro se presenta en la Fig. 4.22.

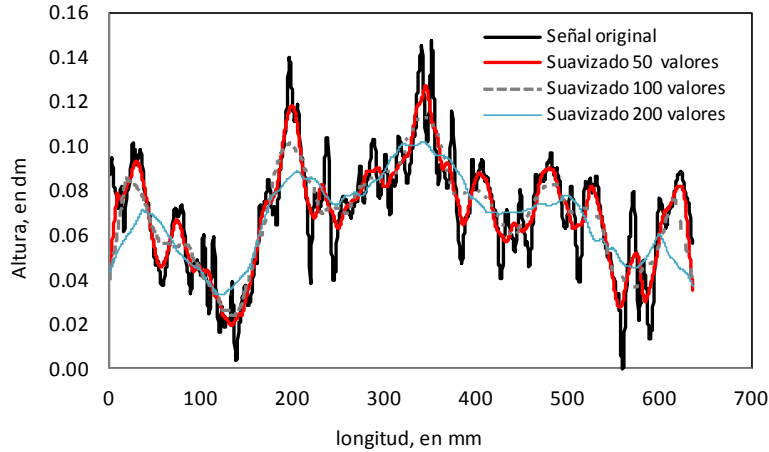


Figura 4.21 Perfil M6P1 2a con diferentes suavizados

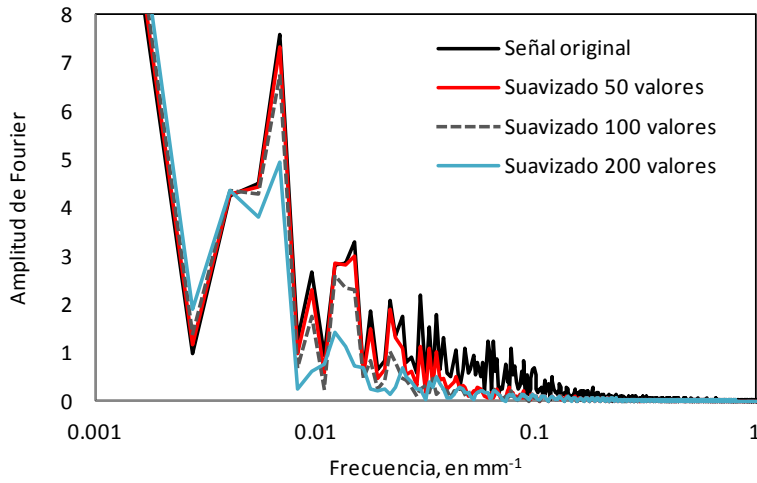


Figura 4.22 Espectros del perfil M6P1 2a con diferentes suavizados

De la inspección de la Fig. 4.22 se deduce lo siguiente: en perfiles más suavizados decrecen las ordenadas espectrales y se eliminan los contenidos de las altas frecuencias; por otro lado, las bajas frecuencias mantienen los periodos dominantes prácticamente iguales independientemente del suavizado, no así las bajas frecuencias. Se observan también dos o más frecuencias dominantes, siendo la de mayor amplitud la de baja frecuencia y dos o más en las altas frecuencias, dependiendo del suavizado de la señal.

4.5.2 Metodología

Se realizó la inspección visual de los espectros de Fourier de los 22 perfiles de rugosidad de los modelos de pilas colados en medios con porcentaje variable de gravas desde 30% hasta 60%. Para calcular los espectros de Fourier de los perfiles de rugosidad, se empleó el programa Omnisurf. Los perfiles estudiados corresponden a los mismos que se analizaron con los parámetros estadísticos de rugosidad descritos en el inciso anterior, es decir, de cada perfil se eliminó la tendencia de la señal empleando una recta de ajuste con mínimos cuadrados. En la Fig. 4.23 se muestra, a manera de ejemplo el espectro del perfil M6P1 2a calculado con Omnisurf, que muestra

el espectro en el dominio del periodo (en mm). En el Anexo C se presentan los espectros de los 22 perfiles estudiados.

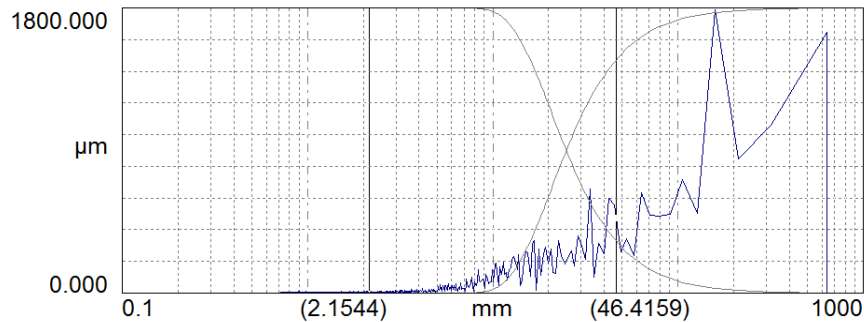


Figura 4.23 Espectro del perfil M6P1 2a (Omnisurf)

De cada espectro se identificaron los periodos dominantes y las amplitudes asociadas, tanto de las longitudes de onda corta (menores a 40 mm) como de las longitudes de onda larga. Los resultados se graficaron contra diversos parámetros como $G\%$, C_u , q_d , f_s y K de los experimentos con los modelos de pilas, así como con algunos parámetros estadísticos de la rugosidad que antes se describieron. Los resultados se presentan a continuación.

4.5.3 Resultados y discusión

En la gráfica de la Fig. 4.24 se presentan los valores del periodo dominante T de las longitudes de onda corta de los 22 espectros, graficados contra el $G\%$. En la parte baja de la gráfica se muestran los valores normalizados de T con el diámetro D_{60} cuyo valor es aproximadamente constante ($T/D_{60} \approx 7.2$). De la gráfica se observa que los periodos T de onda corta muestran una tendencia clara: el valor de T se incrementa con el incremento de $G\%$; dicho de otra forma, el periodo dominante de onda corta se incrementa con la rugosidad, lo que parece razonable dado que a mayor porcentaje de gravas, mayor es el tamaño de las “huellas” que dejan las gravas en el mortero durante el colado. De acuerdo con la forma de la gráfica 4.24, esta tendencia parece mostrar un valor límite.

Por su parte, la amplitud de los periodos de onda cortos muestra una tendencia a incrementarse conforme se incrementa $G\%$, como lo muestra la gráfica de la Fig. 4.25. Esto sugiere que las alturas de las asperezas que se generan en el fuste durante el colado, crece conforme se aumenta el porcentaje de gravas.

Respecto a los periodos dominantes de longitud de onda larga contra $G\%$, que se muestra en la gráfica de la Fig. 4.26 no se aprecia ninguna tendencia clara. Ello confirma lo observado con los parámetros estadísticos de los perfiles de rugosidad que se describieron en el inciso anterior: son los periodos de onda corta o las altas frecuencias los que guardan relación con la rugosidad y por ende con el comportamiento mecánico del fuste durante la transferencia de carga, no así los periodos de onda larga o las bajas frecuencias.

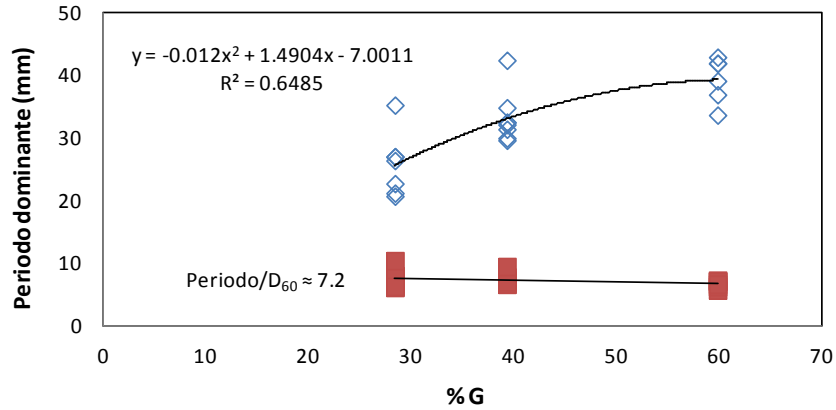


Figura 4.24 Periodos dominantes T de longitudes de onda corta vs %G

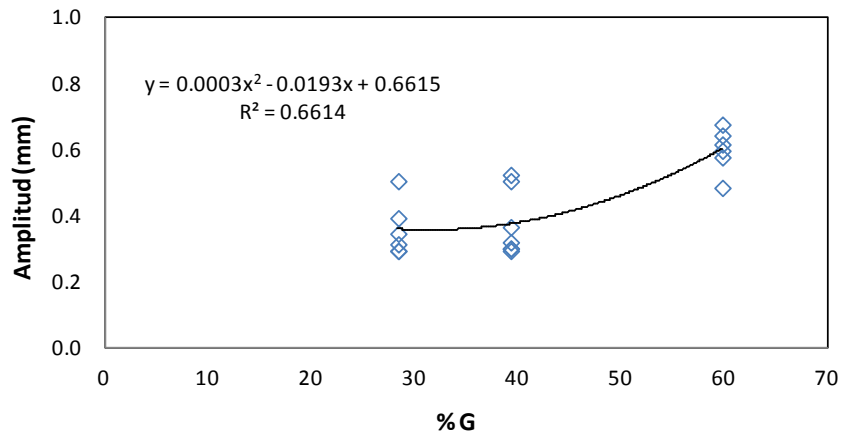


Figura 4.25 Amplitud de periodos dominantes de longitudes de onda corta vs %G

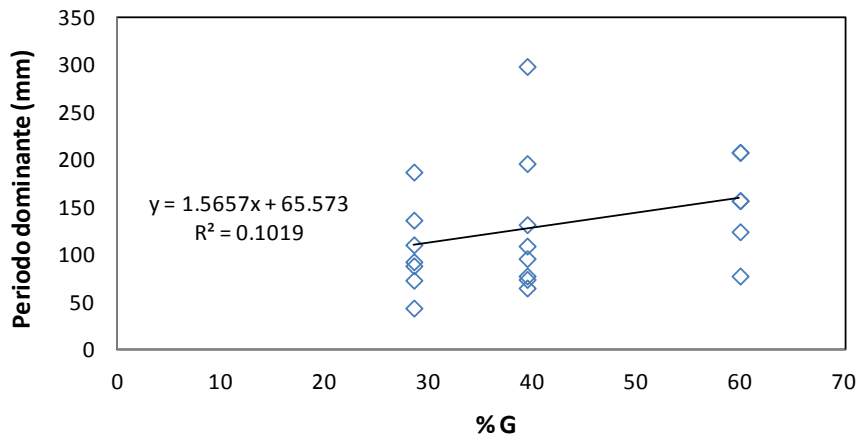


Figura 4.26 Periodos dominantes T de longitudes de onda larga vs %G

Las relaciones existentes entre el periodo dominante T de longitud de onda corta con la resistencia unitaria f_s (Fig. 4.27) y con el coeficiente de empuje lateral K (Fig. 4.28), sigue las mismas tendencias observadas en las gráficas de f_s - R_{max} y K - R_{max} (Figs. 4.18 y 4.19).

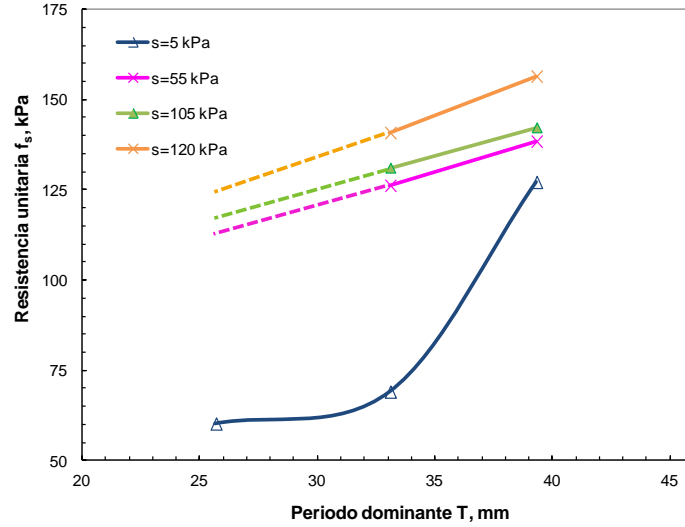


Figura 4.27 Periodos dominantes T de longitudes de onda corta vs f_s

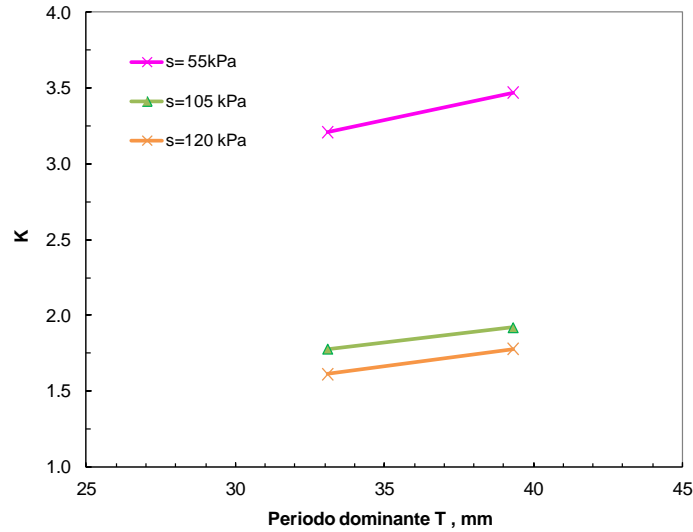


Figura 4.28 Periodos dominantes T de longitudes de onda corta vs K

Al comparar las gráficas de periodos dominantes T de onda corta contra $G\%$ (Fig. 4.24) con la gráfica de R_{max} contra $G\%$ (Fig. 4.15), se observa una mejor correlación en la primera, con coeficientes de correlación de 0.65 y 0.55, respectivamente. No obstante ello, el análisis de los contenidos de frecuencias-periodos de los espectros para caracterizar la rugosidad, tiene la desventaja de ser un proceso de inspección visual, por lo que existe un componente de subjetividad que el análisis de parámetros estadísticos obvia.

4.6 ANÁLISIS CON TEORÍA DE FRACTALES

En el pasado, diversos autores han usado el concepto de la dimensión fractal para caracterizar la rugosidad en juntas de rocas (Sabbadini *et al.*, 1995; Belem *et al.*, 1997), así como en la interfaz de pilas perforadas en rocas (Seidel y Haberfield, 1995). Más específicamente, han usado los

modelos fractales *self-similar* y *self-affine*. El término *self-similar* indica que el modelo es estadísticamente similar según la definición de Mandelbort (1983, 1985). Si un perfil de rugosidad es *self-similar*, una porción del perfil tendrá los mismos parámetros estadísticos que el perfil completo, cuando se escale isotrópicamente. Por su parte, el término *self-affine* indica que la porción del perfil de rugosidad tiene que escalarse en forma diferente en las dos direcciones ortogonales para que sea estadísticamente similar al perfil completo.

Mandelbort (1985) ha sugerido que los perfiles de rugosidad en rocas son teóricamente del tipo *self-affine*. En este trabajo, se parte de la hipótesis de que los perfiles de rugosidad de los modelos de pilas estudiados, tienen un comportamiento fractal del tipo *self-affine*, como los perfiles de rugosidad en rocas, por lo que su dimensión fractal puede determinarse.

Todos los objetos fractales se caracterizan por un número que es reconocido como la dimensión fractal y se denota D_f . La dimensión fractal, definida por Mandelbrot, se encuentra entre la dimensión Topológica (DT) y la dimensión Euclidiana (DE), esto es: $DT < D_f < DE$. Para perfiles de rugosidad, la dimensión fractal se encuentra entre 1 y 2. La dimensión fractal es una forma rigurosa de caracterizar la rugosidad de un perfil o de una superficie.

4.6.1 Método con semi-variogramas

Existen dos métodos para determinar la dimensión fractal de perfiles de rugosidad: geostatística y espectros de Fourier. En cuanto al método con la geostatística, se determina a través de los semi-variogramas de una dimensión (Matheron, 1962), también llamado semi-variograma experimental, que es una herramienta de fácil programación para describir la continuidad espacial de un perfil de rugosidad. El semi-variograma experimental denotado por $\gamma(h)$ es el semipromedio de las diferencias al cuadrado de las alturas de asperezas $z(x)$ de puntos en un perfil con una separación h constante (*lag distance*):

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N} \sum_{i=1}^N [z(x_i + h) - z(x_i)]^2 \quad (4.1)$$

Los valores del semi-variograma $\gamma(h)$ se calculan para diferentes distancias de separación constante h . Dado que las diferencias de altura $z(x)$ para puntos en idéntica posición es cero (distancia $h=0$), el valor del semivariograma $\gamma(0)$ es siempre 0. Para distancias h crecientes $\gamma(h)$ también es creciente y alcanza un valor más o menos constante para una distancia “a” que caracteriza la variabilidad espacial del perfil; es decir, más allá de esta distancia “a”, no existe correlación entre los puntos del perfil.

Se ha comentado que los perfiles de rugosidad parecen tener un comportamiento fractal *self-affine*. El semi-variograma sigue un modelo fractal de la forma (Orey, 1970):

$$\gamma(h) = h^{2H} \quad (4.2)$$

donde h es la distancia (*lag distance*) y H es una constante. Si se construye una gráfica del logaritmo del semi-variograma experimental $\gamma(h)$ en el eje de las ordenadas contra el logaritmo de la distancia h en el eje de las abscisas, se obtiene una gráfica como la de la Fig. 4.29. La pendiente β_m del semi-variograma así calculado se relaciona con la dimensión fractal D_f en la forma:

$$D_f = 2 - (\beta_m/2) \quad (4.3)$$

con $\beta = 2H$ y $0 < H < 1$

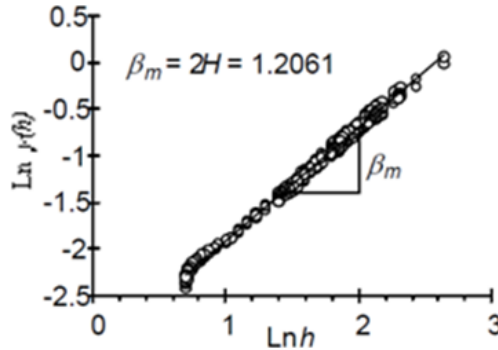


Figura 4.29 Variograma en escala doble logarítmica para determinar la pendiente β

Se obtuvieron los semi-variogramas experimentales de los 22 perfiles de rugosidad en los modelos de pilas, para determinar su dimensión fractal en la forma descrita. Los semi-variogramas y su gráfica doble logarítmica se presentan en el Anexo D de este trabajo. La dimensión fractal está directamente relacionada con la rugosidad, y ofrece una descripción cuantitativa de ésta, que puede correlacionarse con otros parámetros, como a continuación se describe.

En la Fig. 4.30 se presenta la dimensión fractal de los 22 perfiles graficada contra el $G\%$. Se observa que la dimensión fractal D_f se incrementa conforme el porcentaje de gravas aumenta; dicho de otra forma, D_f aumenta conforme aumenta la rugosidad, lo que es coincidente con las observaciones realizadas por Sabbadini *et al.* (1995) en superficies de rocas. Se observa también que la dispersión de D_f es mayor en los perfiles de rugosidad de modelos de pila colados con 30% de grava y disminuye para los perfiles de pilas colados con porcentajes mayores, de tal forma que es mínima para los modelos colados con 60% de gravas.

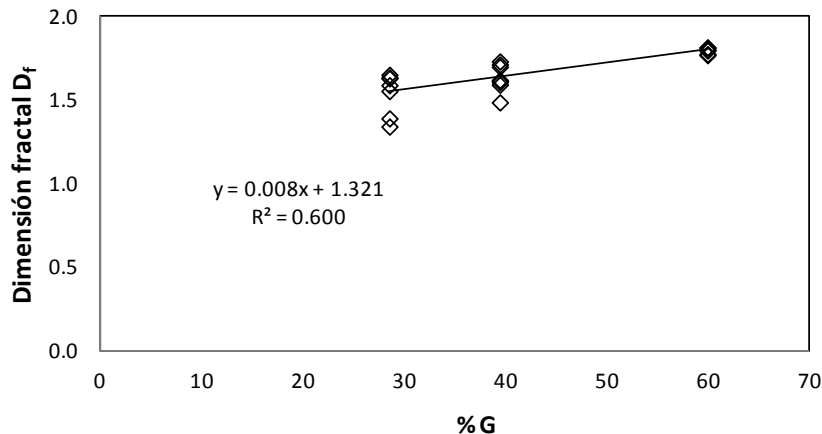


Figura 4.30 Dimensión fractal D_f vs $\%G$

Si se normaliza la dimensión fractal D_f respecto al D_{60} (Fig. 4.31) se observa una mejora notable en la correlación contra el porcentaje de gravas %G.

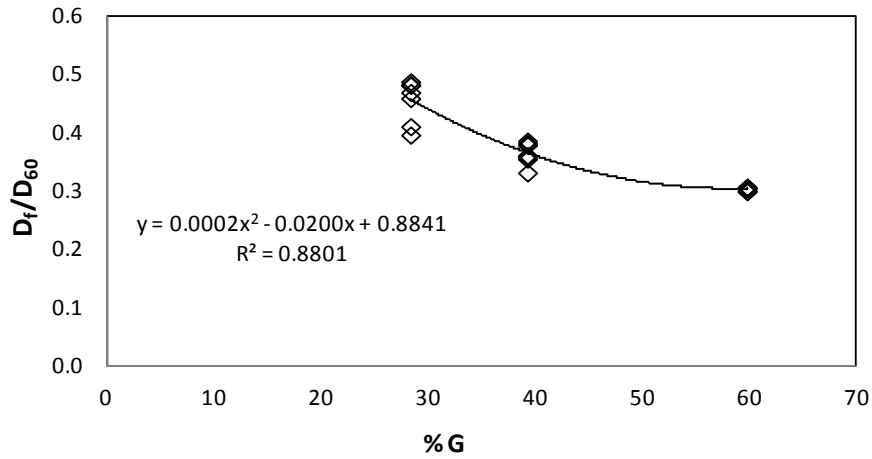


Figura 4.31 Dimensión fractal normalizada respecto a D_{60} en mm vs %G

Las relaciones existentes entre la dimensión fractal D_f con la resistencia unitaria f_s y con el coeficiente de empuje lateral K , se presentan en las Figs. 4.32 y 4.33. Nuevamente se confirma que siguen las mismas tendencias observadas en las gráficas de f_s vs R_{max} o T y K vs T o antes comentadas.

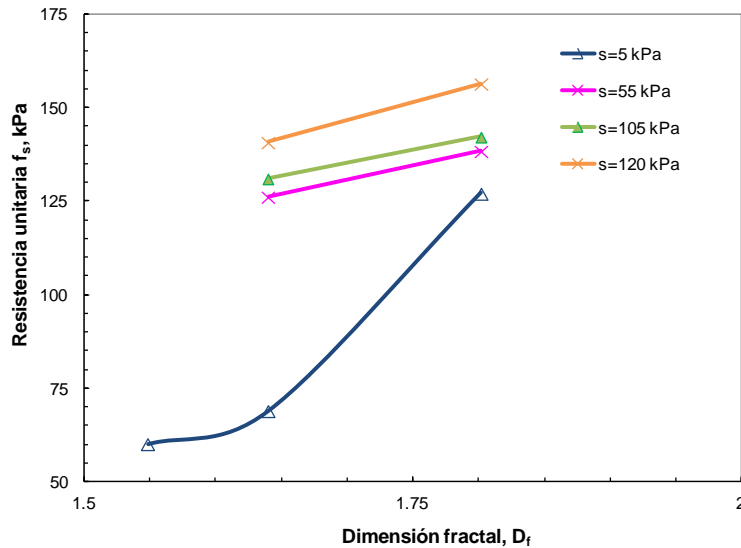


Figura 4.32 Dimensión fractal D_f vs f_s

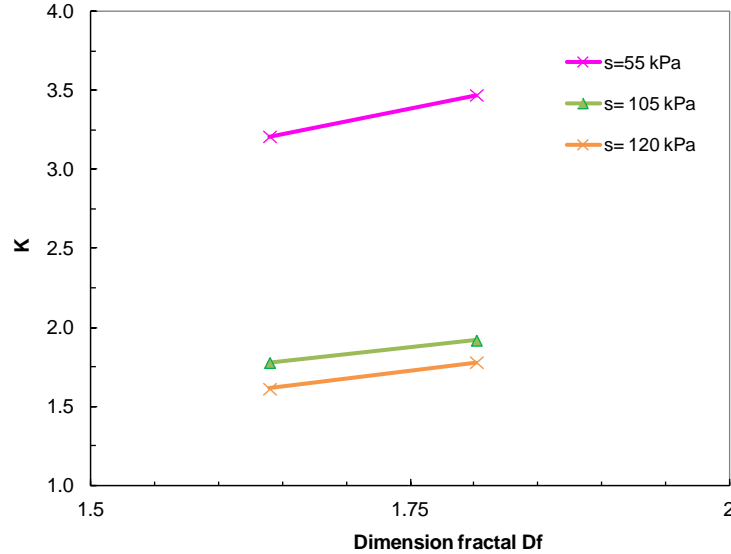


Figura 4.33 Dimensión fractal D_f vs coeficiente K

4.7 COMENTARIOS FINALES

Para los perfiles y suelos granulares estudiados, se ha encontrado que existe una correlación directa entre la rugosidad creada en el fuste de los modelos de pilas y la granulometría del suelo donde fueron coladas; particularmente, se encontró que la rugosidad crece con el incremento del porcentaje de gravas del suelo y está íntimamente relacionada con el diámetro de las partículas D_{60} .

Los análisis de rugosidad descritos en este capítulo, indican que el parámetro estadístico de las alturas de asperezas R_{max} , el periodo dominante T de longitudes de onda corta y la dimensión fractal D_f , permiten caracterizarla convenientemente y asociarla con el comportamiento mecánico de la transferencia de carga por fuste de pilas coladas *in situ* en medios granulares.

Se demostró que el comportamiento mecánico de fricción en el fuste se relaciona con los periodos de longitudes de onda corta T o con las altas frecuencias del perfil de rugosidad; no así con la “ondulación” del perfil dada por los periodos de onda larga o las bajas frecuencias. En particular, se encontraron diferentes correlaciones para la rugosidad y el porcentaje de gravas ($G\%$), el coeficiente de uniformidad (C_u), la resistencia de punta dinámica en el medio granular (q_d), la resistencia cortante unitaria en el fuste (f_s) y el coeficiente de empuje lateral de tierras (K). Las relaciones rugosidad- f_s y rugosidad- K son dependientes del nivel de esfuerzo vertical efectivo actuante.

A partir de los valores del coeficiente K calculados en forma inversa en las pruebas con los modelos de pila, se demostró que la rugosidad del fuste favorece el comportamiento dilatante de los suelos arenosos con gravas, incrementando los valores de K muy por arriba de lo que los cálculos convencionales para este parámetro indican. El incremento de K está asociado directamente con el

incremento del esfuerzo lateral radial y por ende con el incremento de la resistencia cortante en el fuste f_s .

La asociación rugosidad-dilatancia resulta muy intuitiva al observar el modelo gráfico que suele usarse para ilustrar académicamente el fenómeno de la dilatancia de los suelos granulares (Fig. 4.34), donde se representan un par de superficies dentadas sujetas a corte directo; si se acepta que una de las superficies corresponde precisamente al fuste rugoso de la pila y la otra representa el medio granular, resulta claro que cuanto mayor sea la altura de los dientes (rugosidad), mayor será la dilatancia y mayor la génesis de esfuerzos laterales. Desde luego que otros factores como la dureza de los granos, la forma de los granos la rigidez del mortero o concreto, el espesor radial donde ocurre el reacomodo de granos alrededor del fuste, entre otros aspectos, deben incidir también en el comportamiento mecánico de la transferencia por fuste y su aporte deberá estudiarse para comprender cabalmente el mecanismo.

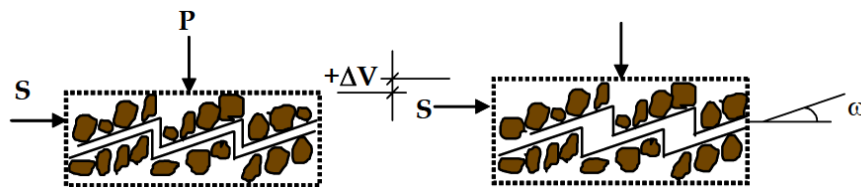


Figura 4.34 Modelo de dilatancia en suelos granulares

En el contexto de los perfiles estudiados en esta tesis, puede afirmarse que la subestimación observada en el cálculo convencional de la capacidad de carga por fuste de pilas coladas *in situ* en suelos granulares, que se ha documentado por diversos autores en los últimos lustros, se debe en buena medida, al hecho de soslayar el efecto de la rugosidad-dilatancia que se genera en la interfaz fuste-suelo granular, cuya consecuencia es el incremento notable de los valores de K que convencionalmente se usan para el cálculo de la resistencia unitaria f_s . Lo anterior, tiene especial relevancia en el caso de las pilas cortas, donde los esfuerzos verticales no son suficientes para inhibir el efecto de la dilatancia.

En este sentido, el efecto rugosidad-dilatancia cuya ocurrencia se ha identificado en la interfaz pila- suelos granulares con gravas, modifica la concepción convencional del cálculo del coeficiente K para determinar la resistencia cortante en el fuste de las pilas f_s ; en efecto, en el cálculo convencional, se consideran los valores del coeficiente K en el intervalo activo o en el mejor de los casos, en reposo, sin embargo, dadas las evidencias aquí mostradas y que son coincidentes con las de otros autores, cabría considerar ahora el coeficiente K en el intervalo pasivo, dado que es el fuste rugoso el que moviliza al suelo granular circundante, siendo ahora el suelo el que empuja al mismo suelo.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir de los resultados del programa experimental de pruebas de carga a extracción en modelos de pilas coladas en perforaciones previas en suelos granulares, y de los análisis de rugosidad de su fuste, se han identificado los factores que mayormente inciden en el desarrollo de la resistencia cortante por fuste (f_s). Particularmente, se demostró que existe una correlación directa entre el porcentaje de gravas ($G\%$) y la resistencia cortante f_s , así como entre el $G\%$ y la rigidez del sistema pila-suelo.

Los análisis de rugosidad del fuste de los modelos de pilas, demuestran que el comportamiento mecánico de fricción en el fuste se relaciona con los periodos de longitudes de onda (T) de 3 y hasta 7 veces D_{60} , no así con los periodos de onda larga mayores a esta dimensión. Se observó también que la rugosidad del fuste crece con el $G\%$ y está íntimamente relacionada con el diámetro de las partículas D_{60} .

Los resultados también indican que la rugosidad del fuste favorece el comportamiento dilatante de los suelos arenosos con gravas, incrementando los valores de K superficiales muy por arriba de lo que los cálculos convencionales para este parámetro indican, con valores francamente en el rango pasivo, más que en el reposo como usualmente se calculan. En conclusión, a mayor porcentaje de gravas, mayor rugosidad, mayor dilatancia, mayores valores de K y mayores valores de f_s . Sin embargo, estos efectos se inhiben conforme se aumenta el nivel de esfuerzo vertical efectivo, de tal forma que para profundidades mayores su incidencia en el mecanismo de transmisión de cargas por fuste disminuye. Por el contrario, en pilas cortas los efectos anteriores son de la mayor relevancia para el cálculo de la capacidad portante por fricción.

En los párrafos siguientes se resumen algunas de las conclusiones particulares relativas al programa experimental con los modelos de pilas y a los análisis de rugosidad. Al final, se mencionan algunas líneas de investigación no abordadas en este trabajo y que deberán explorarse para el mejor entendimiento del comportamiento de pilas coladas *in situ* en medios granulares con gravas.

5.1 Relativas a los ensayos con modelos de pilas

Se realizaron doce ensayos de extracción en modelos de pilas de 13.6 cm a 15.7 cm de diámetro y 57.15 cm a 63.63 cm de longitud, construidos en medios granulares controlados, con porcentajes variables de grava entre 30% y 80%. Las pilas se ensayaron a la falla, con aplicación de presión vertical externa variando entre 0 y 1.2 kg/cm² (0 y 117.7 kPa).

Los resultados indican que existe un claro incremento de la resistencia cortante del fuste, f_s , con el incremento del porcentaje de gravas. Para ensayos sin presión confinante externa f_s aumentó de 6.14 t/m² a 24.15 t/m² (60.2 kPa a 236.9 kPa) para porcentajes de grava de 30% a 80%,

respectivamente. El valor máximo de f_s registrado en los ensayos con modelos de pilas, supera ligeramente el límite de 200 kPa establecido por Reese y O'Neill (1988) para arenas.

Para un mismo $G\%$, el esfuerzo cortante unitario en el fuste parece acusar un comportamiento asintótico con el incremento del esfuerzo vertical efectivo. Por el contrario, para un mismo $G\%$ la rigidez de las curvas carga-desplazamiento acusa un incremento notable con el esfuerzo confinante. En particular, se presentan diferentes correlaciones para la resistencia f_s y el porcentaje de gravas ($G\%$), el coeficiente de uniformidad (C_u), la resistencia de punta dinámica en el medio granular (q_d). Las relaciones $f_s - G\%$ y $K - G\%$ son dependientes del nivel de esfuerzo vertical efectivo actuante.

Se obtuvieron algunos valores de β y de K con la profundidad equivalente para las series de ensayos con 40%, 60% y 80% de gravas. El comportamiento de los valores β es similar al observado por otros autores, es decir, se observa que β crece con el $G\%$, y los valores mayores se obtienen en la parte superior y decrecen con la profundidad.

Por su parte, los valores de K calculados en forma inversa se incrementan con el $G\%$ y muestran valores tan altos como 6 para profundidades someras e incluso mayores, que resultan muy superiores a lo que cálculos convencionales para este parámetro indican. A mayor profundidad, los valores de K disminuyen rápidamente y tienden a los valores en el rango activo.

5.2 Relativas a los análisis de rugosidad

Los análisis de rugosidad descritos en el capítulo 4, indican que el parámetro estadístico de las alturas de asperezas R_{max} , el periodo dominante T de longitudes de onda corta y la dimensión fractal D_f , permiten caracterizarla convenientemente y asociarla con el comportamiento mecánico de la transferencia de carga por fuste de pilas coladas *in situ* en medios granulares.

Se demostró que el comportamiento mecánico de fricción en el fuste se relaciona con los periodos de longitudes de onda (T) de 3 y hasta 7 veces D_{60} . En particular, se encontraron diferentes correlaciones para la rugosidad y el porcentaje de gravas ($G\%$), el coeficiente de uniformidad (C_u), la resistencia de punta dinámica en el medio granular (q_d), la resistencia cortante unitaria en el fuste (f_s) y el coeficiente de empuje lateral de tierras (K). Las relaciones rugosidad- f_s y rugosidad- K son dependientes del nivel de esfuerzo vertical efectivo actuante.

A partir de los valores del coeficiente K calculados en forma inversa en las pruebas con los modelos de pilas, se demostró que la rugosidad del fuste favorece el comportamiento dilatante de los suelos con gravas, incrementando este coeficiente muy por arriba de lo que los cálculos convencionales indican. El incremento de K está asociado directamente con el incremento del esfuerzo lateral radial y por ende con el incremento de la resistencia cortante en el fuste f_s .

En el contexto de los resultados experimentales descritos en esta tesis, puede afirmarse que la subestimación observada en el cálculo convencional de la capacidad de carga por fuste de pilas coladas *in situ* en suelos granulares, que se ha documentado por diversos autores en los últimos lustros, se debe en buena medida, al hecho de soslayar el efecto de la rugosidad-dilatancia que se genera en la interfaz fuste-suelo granular, cuya consecuencia es el incremento notable de los valores de K que convencionalmente se usan para el cálculo de la resistencia unitaria f_s . Lo anterior, tiene

especial relevancia en el caso de las pilas cortas, donde los esfuerzos verticales no son suficientes para inhibir este efecto.

En este sentido, los procedimientos de diseño empíricos para el cálculo de la resistencia unitaria por fuste de pilas coladas *in situ* en suelos granulares que conjuntan los parámetros K y δ , de difícil determinación, en un sólo factor adimensional beta ($\beta = K \tan \delta$) dependiente de la profundidad y del contenido de arenas y gravas (Reese y O'Neill, 1988; Rollins *et al.* 2005), ofrecen un procedimiento práctico de diseño. Así lo reconocen los resultados y observaciones fundamentales encontrados en esta tesis.

5.3 Recomendaciones sobre líneas futuras de investigación

Algunos tópicos que no fueron abordados en este estudio y que tienen incidencia, mayor o menor, en el comportamiento mecánico de transferencia de carga por fuste de pilas en suelos granulares con presencia de gravas se mencionan a continuación: la compacidad del medio, la dureza de los granos, la forma de los granos, la relación rigidez del concreto del fuste/rigidez del medio granular y el espesor radial donde ocurre el acomodamiento y dilatación de los granos alrededor del fuste.

Desde luego, al tratarse esta investigación de un trabajo experimental en el laboratorio, su validación con pruebas de escala natural y el efecto de escala, son líneas de investigación que deben sin duda explorarse para el mejor entendimiento de estos elementos de cimentación.

REFERENCIAS

- AASHTO (2004), Bridge design specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, segunda edición. Washington, D.C.
- ASTM (2003), Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine, Standard, C131-03, ASTM International.
- Auvinet, G. (1986), “Estructura de los medios granulares” Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Baker, C. N. (1994), “Current U.S. Design and Construction Practices for Drilled Shafts”, *Proc. Int. Conf. On Design and Construction of Deep Foundations*, FHWA, Orlando, Florida, v.1, pp.305-323.
- Barton, N.R., Lien, R. and Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.* 6(4), 189-239.
- Belem, T., Homand-Etienne, F., y Souley, M. (1997), “Fractal analysis of shear joint roughness”, *Int. J. Rock Mech. And Min. Sci.* Vol.34, No.3-4, paper 130.
- Biegel, R. L. Wang W., Scholz, C. H., Boitnott, G. N. and Yoshioka N. (1992), “Micromechanics of rock friction 1. Effects of surface roughness on initial friction and slip hardening in Westerly Granite. *J. Geophys. Res.*, vol. 97, No. B6, 8951-8964.
- Bolton (1986), “The strength and dilatancy of sands”, *Geotechnique* No. 36, Vol. I. Inglaterra. p 65-78.
- Bustamante, M. y Frank, R. (1999), “Current French Practice for Axially Loaded Piles”, *Ground Engineering*, March, 38-44.
- Bustamante, M. y Gianceselli, L. (2006), “Règles de Calcul de la Portance des Pieux aux ELU. Méthode Pressiométrique”. *Proceedings Int Symp on ULS of Geotechnical Structures ELU-ULS 2006*, Marne-la-Vallée, Droniuc, Magnan et Mestat (ed.), Editions du LCPC, Paris, Vol. 1, 109-118.
- Chandler, R. J. (1968), “The shaft friction of piles in cohesive soils in terms of effective stress”, *Civil Engineering and Public Works Review*, v. 63, pp.48-51.
- Chen, J-R. (2004), Axial Behavior of Drilled Shafts in Gravelly Soils, Ph. D. Thesis, Cornell University, UMI Dissertation Services, Estados Unidos de América.
- Clayton, C. R. y Milititsky, J. (1983), “Installation effects and the performance of bored piles in stiff clay”, *Ground Engineering*, Vol. 16, No. 2, 17-22.
- Costa, S. (2009), “Numerical Modeling of Soil-Pile Axial Load Transfer Mechanisms in Granular Soils”, EDF Séminaire LaMSID, Ecole Centrale Paris, France, Laboratoire MSSMAT.
- Fellenius, B. H. (2009), Basics of Foundation Design, electronic edition, November, www.Fellenius.net, 346 p.
- Fellenius, B. H. (2002), “Murphy’s Law and the Pile Prediction Event at the 2012 GeoInstitute’s Deep Foundations Conference, Vancouver, septiembre.
- Goh, A. T. C., Kulhawy, F. H. y Chua, C. G. (2005), “Bayesian Neural Network Analysis of Undrained Side Resistance of Drilled Shafts”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, enero, 84-93 p.
- Harraz, A. M., Houston, W. N., Walsh, K. D., Perry, C. R. y Houston, S. L. (2004) “Comparison of measured and predicted skin friction values for axially loaded drilled shaft foundations in gravelly soils”, *Proceedings of Advances in Deep Foundations*, GSP 132, Geo-Frontiers Congress, Austin, Texas
- Ibarra, E., Mendoza, M. J., Rufiar, M. y Barrera, P. (2005), “Comportamiento de modelos instrumentados de pilotes de fricción ante cargas cíclicas”, *Memorias de la XV Conferencia Nacional de Ingeniería Sísmica*, SMIS, septiembre. México D.F.

- Ibarra, E., y Mendoza, M. J. (2008), "Estudio experimental sobre la transferencia de carga axial por fricción de pilas coladas *in situ* en suelos granulares", *Memorias de la XXIV RNMS, SMMS, Aguascalientes*, pp. 591-597.
- Jaky, J. (1944), "The coefficient of Earth pressure at rest, *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*. Vol. 78, No. 22.
- Kerisel, J. (1964), "Deep foundations basic experimental facts", *Proceedings, Conference on Deep Foundations, México*. Vol. 1, 5-44.
- Kokusho, T., Hara, T., Ishizawa, T., Yamanaka, H., y Fushikida, T. (2001), "Influence Factors on Testing Methods for Minimum and Maximum Densities of Gravels and Sands". *Proceedings, Symposium on Mechanical Properties of Gravelly soils*, Japanese Geotechnical Society, Tokyo, 177-182 (en japonés).
- Kulatilake, P. H. S. W. y Um, J. (1999). "Requirements for accurate quantification of self affine roughness-length method". *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36(1), 5-18.
- Kulhawy, F. H. y Mayne, P. W. (1990), "Manual on estimating soil properties for foundation design" Rep. No. EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
- Kulhawy, F. H., Trautmann, C. H., Beech, J. F., O'Rourke, T. D., McGuire, W., Wood, W. A., y Capano, C. (1983), Transmission line structure foundations for uplift-compression loading. Report EL-2870, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
- Kulhawy, F. H., Hon, M., y Chen, J-R. (2007), "Discussion of Drilled Shafts Side Friction in Gravelly Soils by Rollins *et al.*" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, October, 1325-1331.
- Kulhawy, F. H. (1991), "Drilled Shaft foundations", *Foundation Engineering Handbook*, 2nd edition: Van Nostrand-Reinhold, New York.
- Leslie, D. D. (1969), "Relationship between shear strength, gradation and index properties of rockfill materials", Contributions and Discussions on mechanical properties of rockfill and gravel materials, Specialty session No. 13, *Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Marsal Editor, México, D.F., pp. 201- 210.
- Lings, M.L., Ng, C.W. y Nash D.F.T. (1994) "The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite", *Proceedings Inst. Civ. Eng., Geotech. Eng.* 107, 163-172.
- Malinverno, A. (1990). "A simple method to estimate the fractal dimension of a self affine series" *Geophys. Res. Lett.*, , 17(11), 1953-1956.
- Mandelbrot, B. B. (1983), *The fractal geometry of nature*. W. H. Freeman, San Francisco, 468 pp..
- Mandelbrot, B. B. (1985), "Self affine fractals and fractal dimension". *Journal of Physica Scripta*, vol. 32, 257-260.
- Marsal, R. J. (1973), *Mechanical Properties of Rockfill, Embankment Dam Engineering*, Casagrande Volume, John Wiley & Sons, 109-200.
- Marsal, R. J. (1972), *Resistencia y compresibilidad de enrocamientos y gravas*, Series del Instituto de Ingenieria 306, UNAM. 102 pp.
- Matheron, G. (1962), *Traité de géostatistique appliquée*, Paris, Technip.
- Mayne, P. W. y Harris, D. E. (1993), "Axial Load displacement behavior of drilled shaft foundations in Piedmont residuum", FHWA, Georgia Tech Research Corp. , Georgia Institute of Technology, Atlanta.
- McClelland, B. (1974), "Design of Deep Penetration Piles in Ocean Structures", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 100, No. GT7, julio, Nueva York, pp. 705-747.
- Mendoza, O. J. Luna, E. Ibarra, M. P. Romo and P. Barrera. (2001) "Small-scale models of friction piles in soft marine clay". *Proceedings of the XV ICSMGE*, Vol. 2, Estambul, 1307-1310.

- Mendoza, M. J., Ibarra, E., Romo, M. P., Aire, C., Rufiar, M. y Castillo, T. (2004), "Pruebas de carga axial en pilas instrumentadas de dos sitios del distribuidor vial San Antonio, D. F.", *Memorias XXII RNMS*, SMMS, Guadalajara.
- Mendoza, M. J., Ibarra, E., Romo, M. P., Rufiar, M., Mayoral, J. M., Paniagua, W., y Garcés, E. (2010), "Pruebas de carga axial a compresión y extracción en pilas de cimentación instrumentadas del Viaducto Bicentenario, Estado de México", *Memorias XXV RNMS*, SMMS, Acapulco.
- Mendoza, M. J., Ibarra, E., Rufiar, M., y Mendoza, S. (2012), "Presión lateral de concreto fresco en pilas profundas coladas in situ", *Memorias XXVI RNMS*, SMMS, Cancún, Quintana Roo.
- Meyerhof, G.G. (1976), "Bearing capacity and settlements of pile foundations", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 102, No. GT3, marzo, Nueva York, pp.195-228.
- Nam, M. S. y Vipulanandan, C. (2008). "Roughness and unit side resistant of drilled shafts socketed in clay shale and limestone", *Journal of Geotech.And Environmental Engrg*, Vol. 134-9, september: 1272-1279.
- O'Neill, M. W. (1994), Drilled shafts, ADSC International Association for Foundation Drilling. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration, Mc Lean, Virginia.
- O'Neill, M. W. y Hassan, K. M. (1994), "Drilled shafts: effects of construction on performance and design criteria", *Proc. Int. Conf. on Design and Construction of Deep Foundations*, FHWA, Orlando, Florida, pp. 137-187.
- O'Neill, M. W. (2001), "Side Resistance in Piles and Drilled Shafts", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 102, enero, Nueva York., 1-16.
- Peraza, J., García, S., y Romo, M. P. (2012), "Cómputo aproximado para determinar la resistencia en el fuste de las pilas coladas en suelos granulares", *Memorias XXVI RNMS*, SMIG, Cancún Quintana Roo, México. 1061-1067.
- Prakash, Sh. y Sharma, H. D. (1990), *Pile Foundations in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, Inc., Unitade States of America, 734 pp.
- Quiros, G.W. y Reesse, L.C. (1977), "Design procedures for axially loaded drilled shafts", Research Report 176-5F, Center for Highway Research, Univ. Of Texas, Austin.
- Rapidform (2006), Programa: The standard software for the 3D scanners, INUS Technology Incorporated.
- Reese, L. C. (1978), "Design and Construction of Drilled Shafts", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 104, No. GT1, enero, Nueva York.
- Reese, L. C. y O'Neill, M. W. (1988), "New design method for drilled shafts from common soil and rock test". *Foundation Engineering: Current principles and practices*, Volume 2, ASCE.
- Reese, L.C. y Wright, J. S. (1977), "Construction procedures and design for axial loading", Vol. 1 Drilled Shaft Manual, Implementation Division, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
- Rollins, K. M., Clayton, R. J., Mikesell, R. C., y Blaise, B. C. (1997), Drilled shaft side friction in gravelly soils, Report No. UT-90.02.
- Rollins, K. M., Clayton, R. J., Mikesell, R. C., y Blaise, B. C. (2005), "Drilled shaft friction in gravelly soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, agosto.
- Rollins, K. M., Clayton, R. J., Mikesell, R. C., y Blaise, B. C. (2007) *Clousure of "Discussion of Drilled Shafts Side Friction in Gravelly Soils by Rollins et al."* *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, October, 1325-1331.

- Sabbadini, S., Homand-Etienne, F. y Belem, T. (1995), "Fractal and geostatistical analysis of rock joint roughness before and after shear tests", *Mechanics of Jointed and Faulted Rock*, Balkema, Rotterdam. 535-541 pp.
- Sadrekarami, J., Behpour, M., Roohimehr, A., (2009), "Surface Roughness Effects on the Bearing Capacity of Piles in Dry Sand" *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 14.
- Seidel y Haberfield, 1995
- Seidel, J.P. y Collingwood, B. (2001), "A new socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance", *Can. Geotech. J.* 38(1), 138-153.
- Seol, H., Jeong S., Cho, Ch., You, K. (2007) Shear load transfer for rock-socketed drilled shafts based on borehole roughness and geological strength index (GSI). *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 45 (2008) 848–861.
- Tedd, P., Powell, J. J., Charles, J. A. y Uglow, I. M. (1989), "In-situ measurement of earth pressures using push-in spade-shaped pressure cells-10 years' experience". *Geotechnical instrumentation in practice*, pp. 701-715. London: Thomas Telford.
- Tamez, E. (2003), "Diseño balanceado de pilas de cimentación", *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, León, Guanajuato, México.
- Uesugi, M y Kishida, H., (1986), "Influential factors of friction between steel and dry sands", *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 2, 33-46, June.
- Uchida, A., Hatanaka, M., Kaomi, M., y Yasu, H. (2001), "Effect of some factors on Maximum and Minimum Dry Densities of gravelly soils" *Proceedings*, Symposium on Mechanical Properties of Gravelly Soils, Japanese Geotechnical Society, Tokyo, 171-176.
- Vitosyté, J., Ukvalbergiené, K., y Keturakis, G., (2012), "The effects of surface roughness on adhesion strength of coated ash and birch wood" *Journal of materials science*, Vol. 18, No. 4, 347-351.
- Wysocky, M., H. (1999), "Axial Capacity of Drilled Shafts", Ph. D. Thesis, University of Illinois, Urbana-Champagne.
- Youd, T. L. (1973), "Factors controlling maximum and minimum densities of sands" *Relative densities and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils*, SPT 523, ASTM, Philadelphia, 98-112.
- Zhou, S., (1997) "Caractérisation des sols de surface à l'aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable type Panda", Formation Doctorale, Université Blaise Pascal, Francia.

ANEXO A

IMÁGENES LITO-ESTEREOGRÁFICAS DE LOS MODELOS DE PILAS

A.1 PRESENTACIÓN

Se muestran en este anexo A las imágenes lito-estereográficas que resultaron de los escaneos tridimensionales de los modelos de pilas ensayados. A partir de la inspección de estas imágenes, se obtuvieron cuatro perfiles de rugosidad longitudinales en cada modelo, mismos que se analizan y presentan en el Capítulo 4 de esta tesis.

A.2 IMÁGENES PARA MODELOS DE PILA DE LA SERIE M1 (30% DE GRAVA)

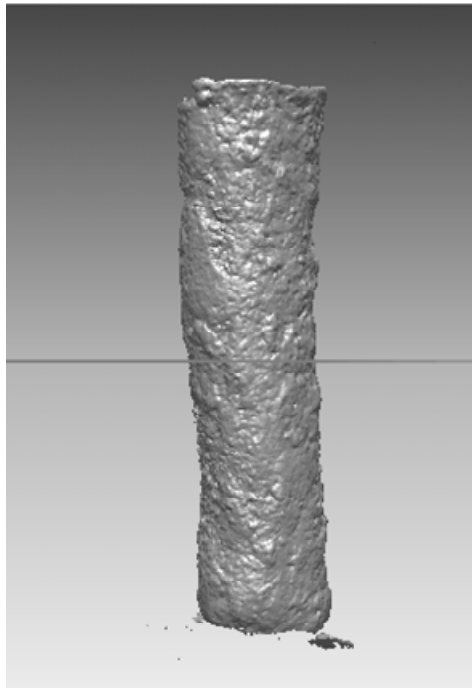


Figura A.1 Modelo de pila M1P1

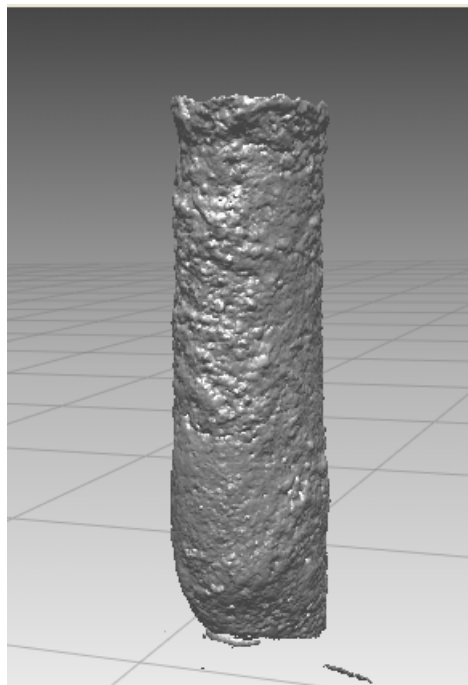


Figura A.2 Modelo de pila M1P2

A.3 IMÁGENES PARA MODELOS DE PILA DE LA SERIE M2 (40% DE GRAVA)

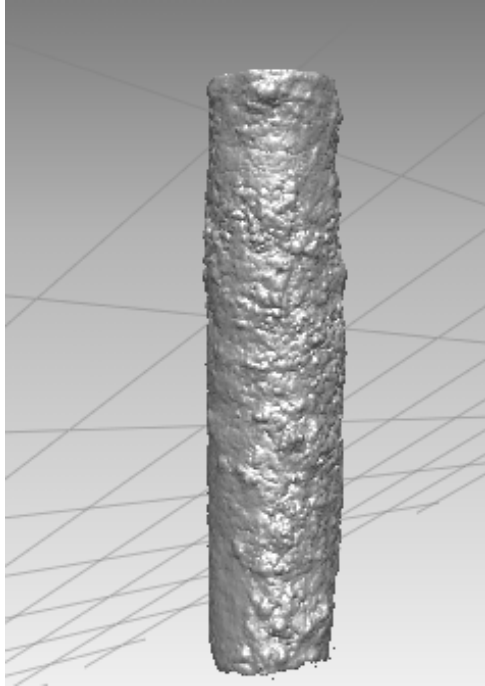


Figura A.3 Modelo de pila M2P1

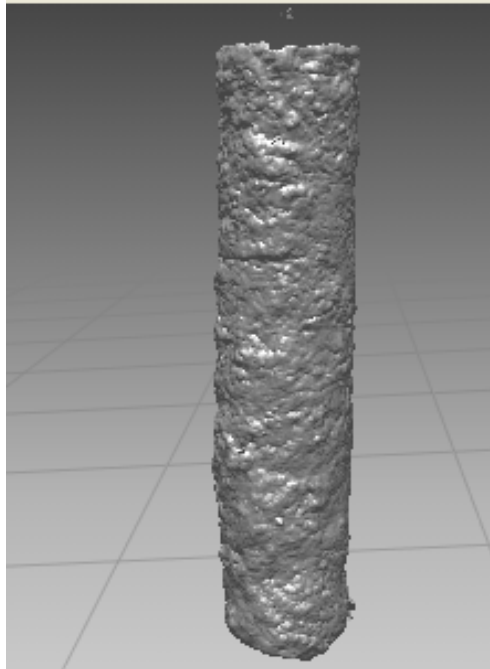


Figura A.4 Modelo de pila M2P2

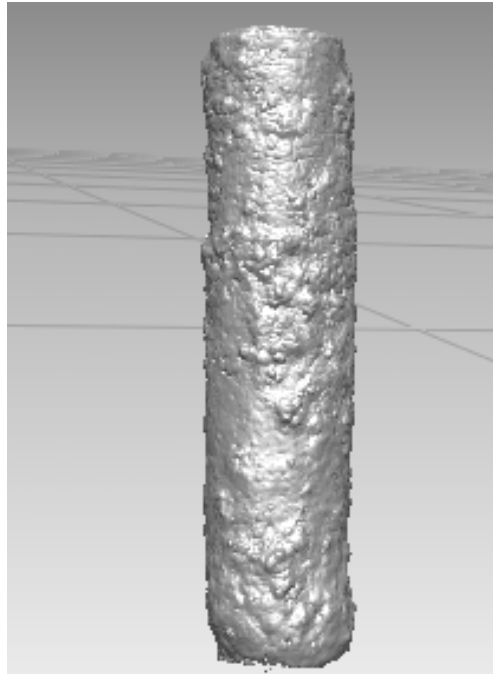


Figura A.5 Modelo de pila M2P3

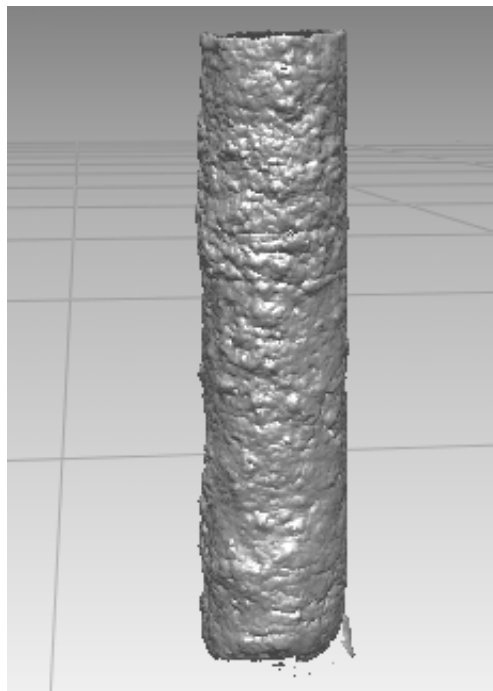


Figura A.6 Modelo de pila M2P4

A.4 IMÁGENES PARA MODELOS DE PILA DE LA SERIE M6 (60% DE GRAVA)

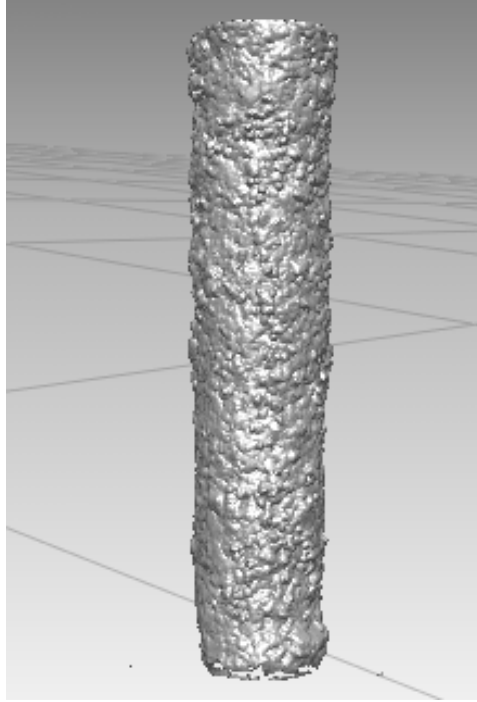


Figura A.7 Modelo de pila M6P1

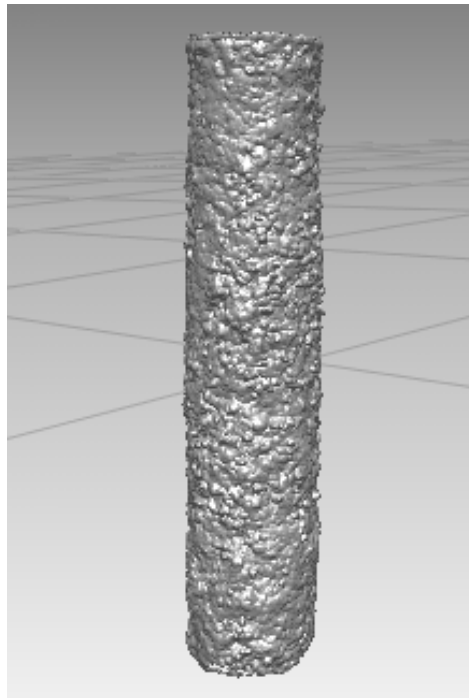


Figura A.8 Modelo de pila M6P2

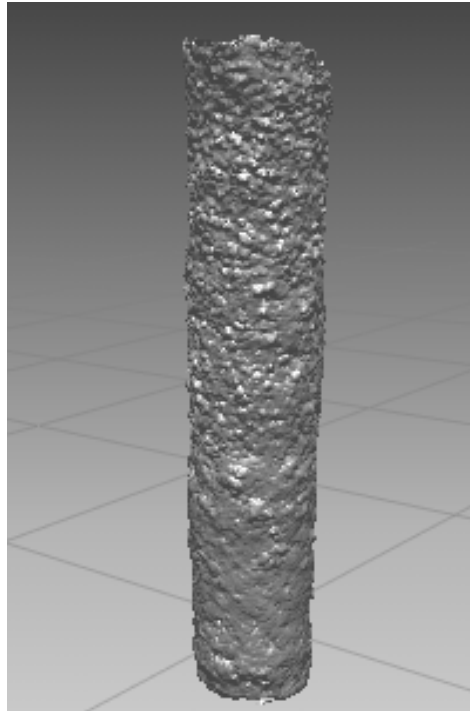


Figura A.9 Modelo de pila M6P3

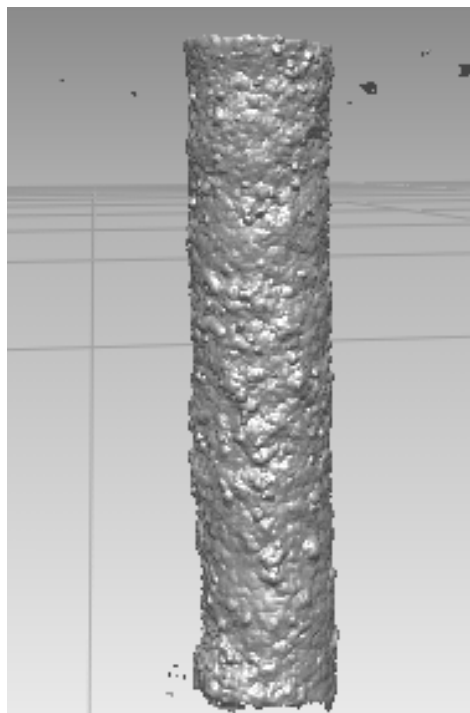


Figura A.10 Modelo de pila M6P4

ANEXO B

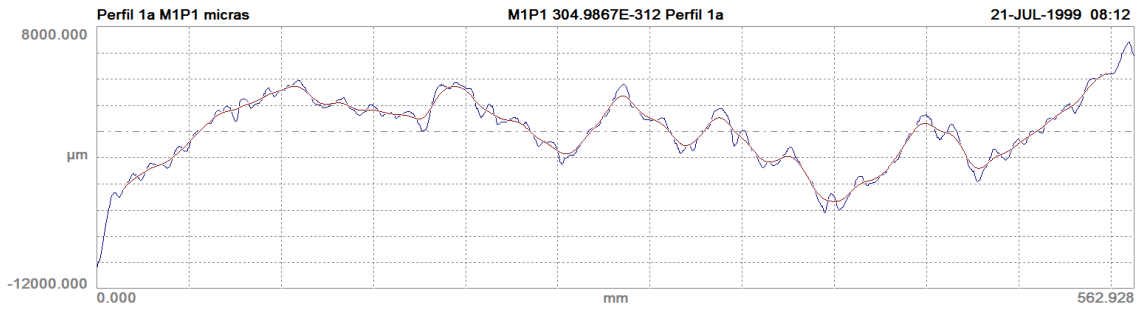
PERFILES DE RUGOSIDAD

B.1 PRESENTACIÓN

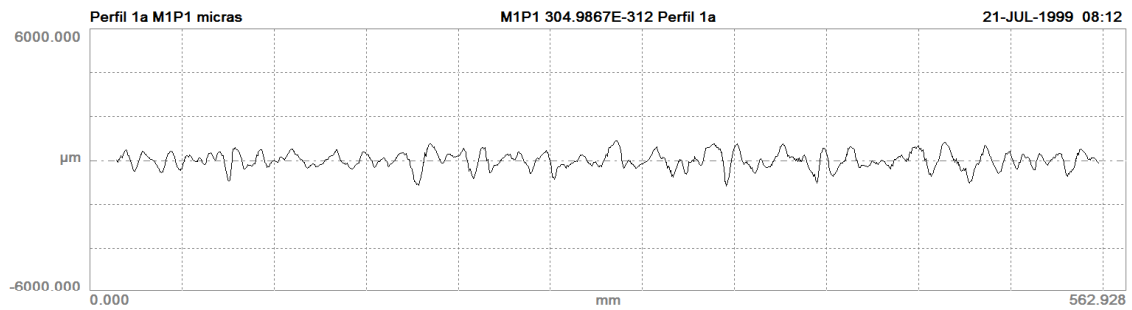
Se muestran en este anexo B todos los perfiles primarios, perfiles de ondulación y perfiles de rugosidad que se emplearon en los análisis estadísticos de la rugosidad que se muestran en el capítulo 4 de esta tesis.

B.2 PERFILES PARA MODELOS DE PILA DE LA SERIE M1 (30% DE GRAVA)

B.2.1 Modelo de pila M1P1



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

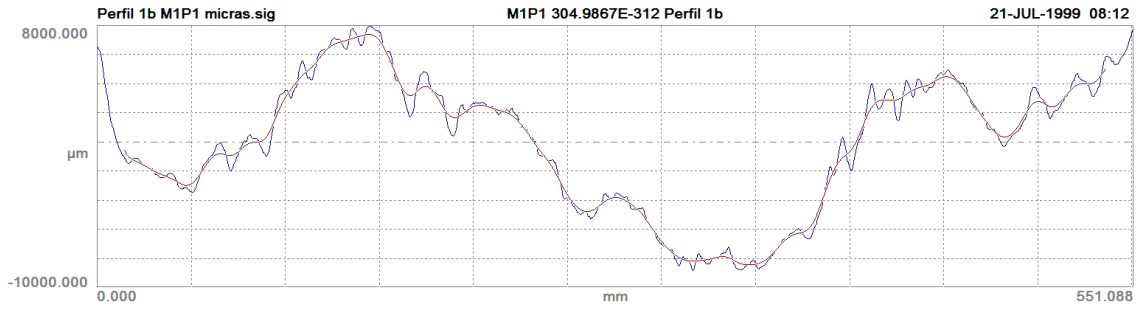


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

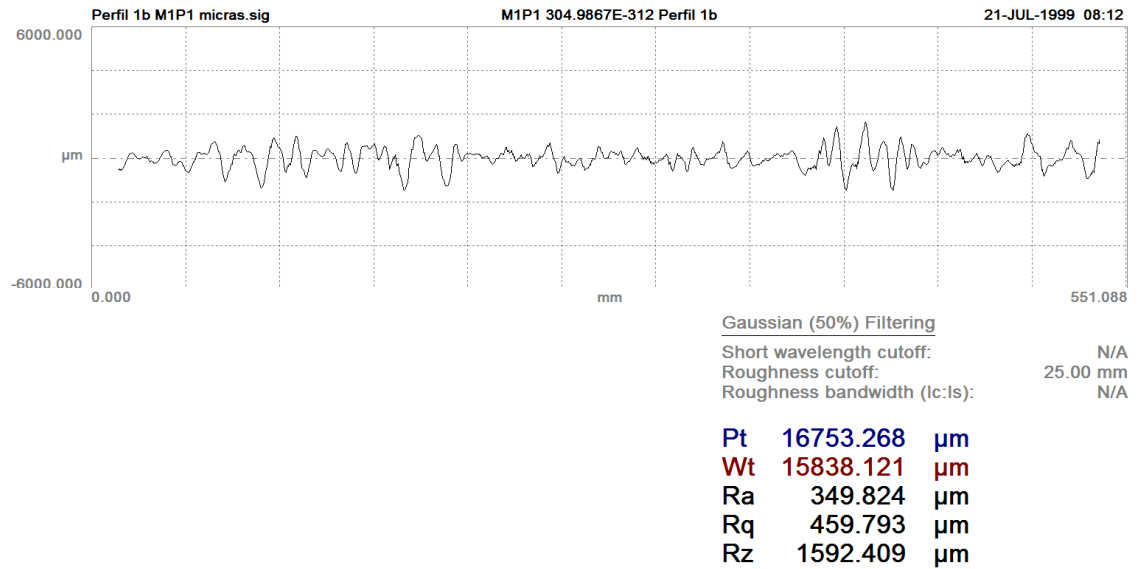
Pt 17227.535 µm
 Wt 9821.754 µm
 Ra 288.135 µm
 Rq 364.579 µm
 Rz 1268.437 µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.1 Perfil 1a del modelo de pila M1P1. Perfiles primario, de forma y de rugosidad

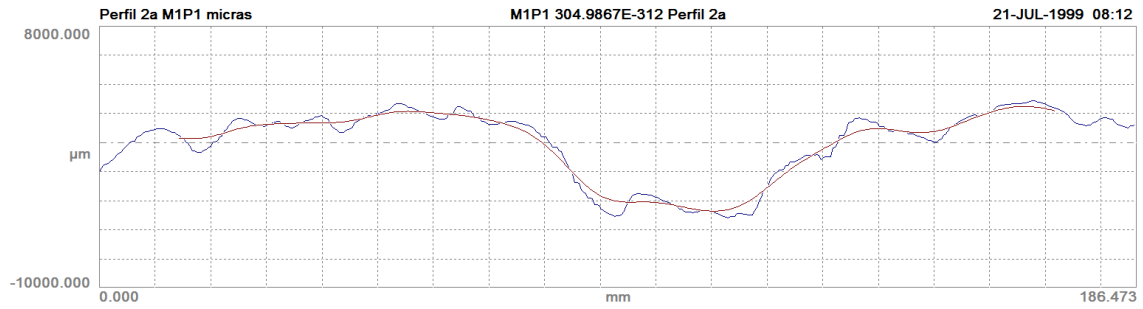


a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

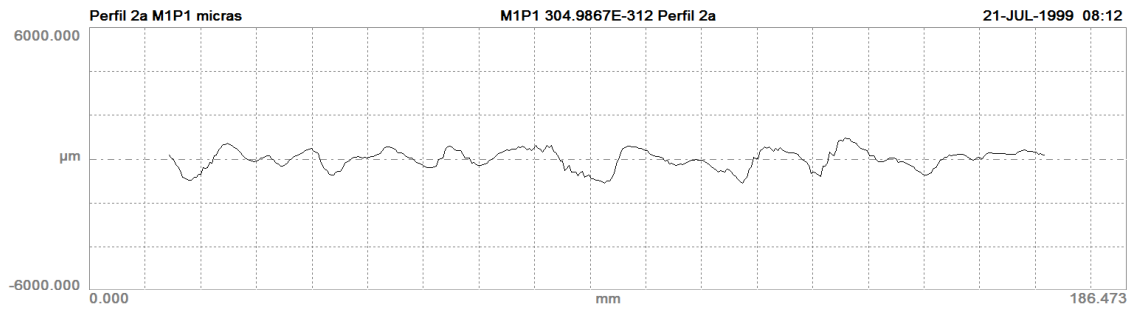


b) Perfil de rugosidad

Figura B.2 Perfil 1b del modelo de pila M1P1. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

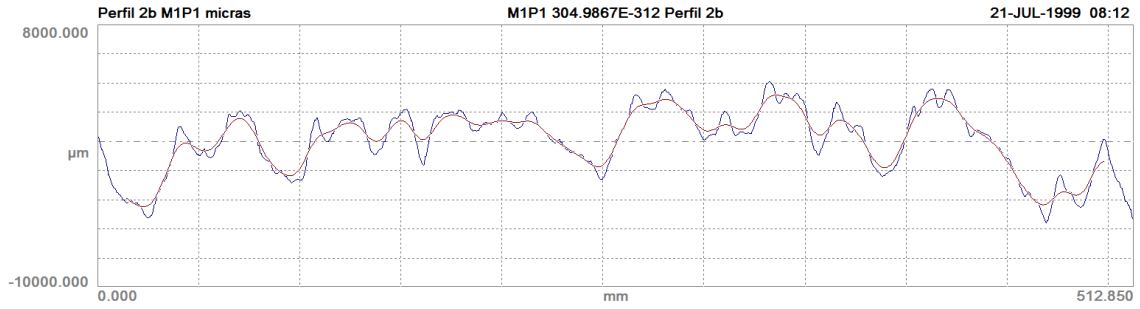


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (1c:1s): N/A

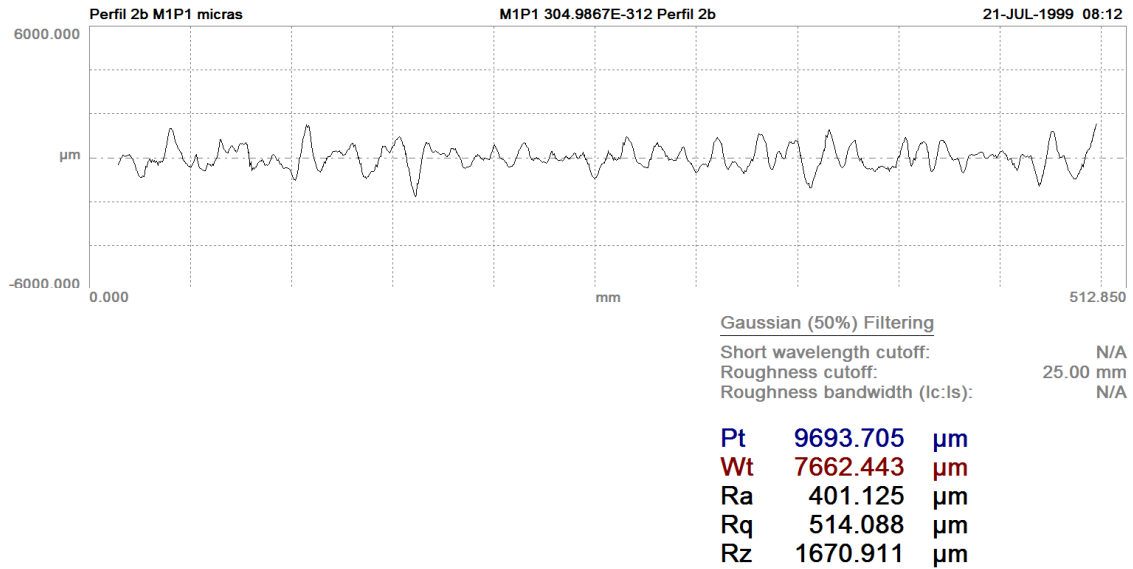
Pt 8067.392 µm
 Wt 7192.473 µm
 Ra 353.356 µm
 Rq 436.226 µm
 Rz 1564.645 µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.3 Perfil 2a del modelo de pila M1P1. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



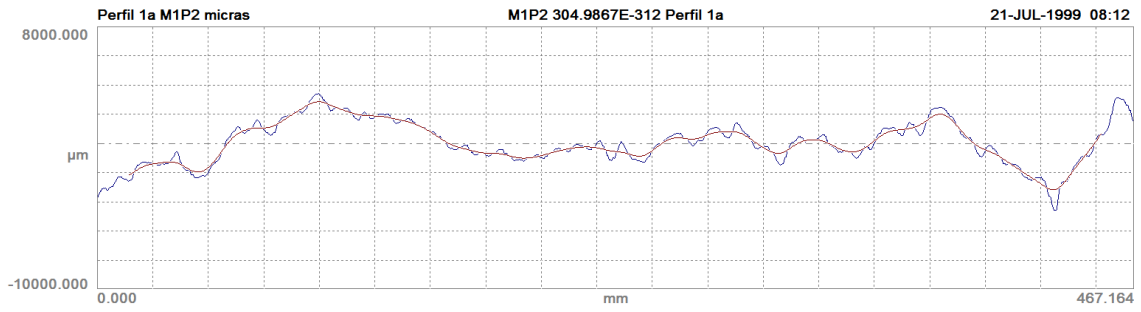
a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)



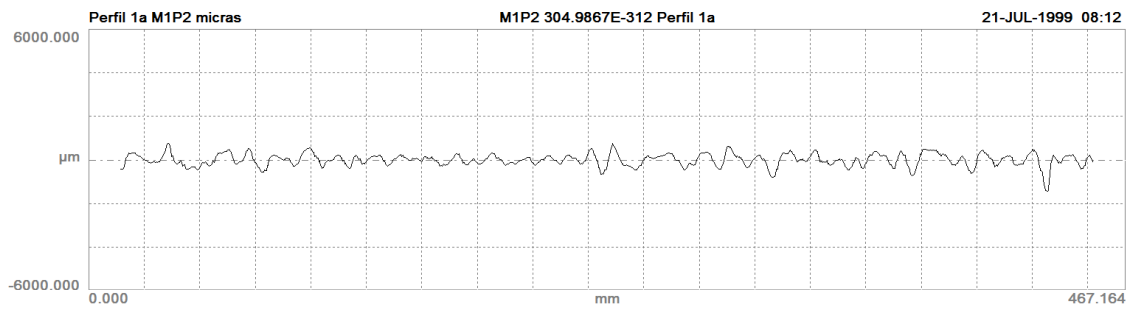
b) Perfil de rugosidad

Figura B.4 Perfil 2b del modelo de pila M1P1. Perfiles primario, de forma y de rugosidad

B.2.1 Modelo de pila M1P2



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

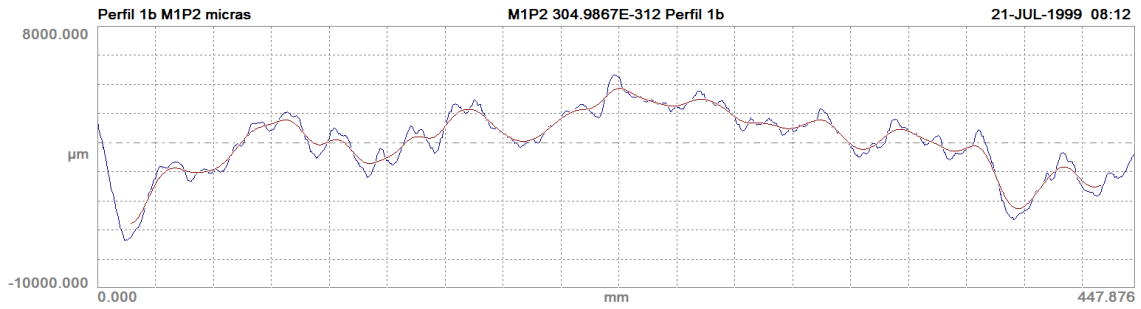


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

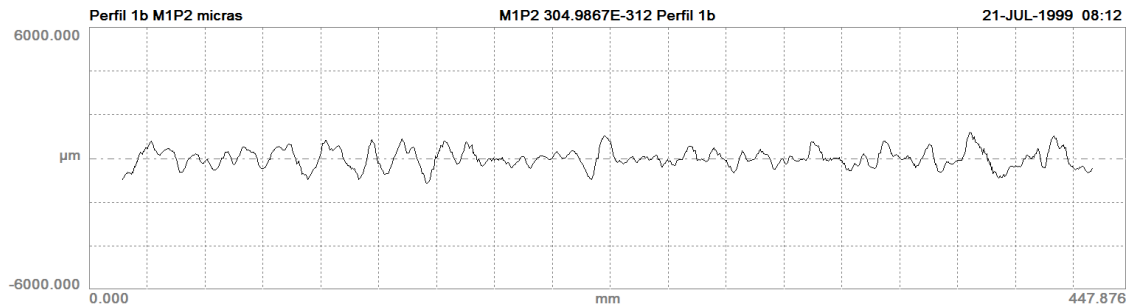
Pt	8012.794	µm
Wt	6035.756	µm
Ra	220.780	µm
Rq	284.531	µm
Rz	979.191	µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.5 Perfil 1a del modelo de pila M1P2. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

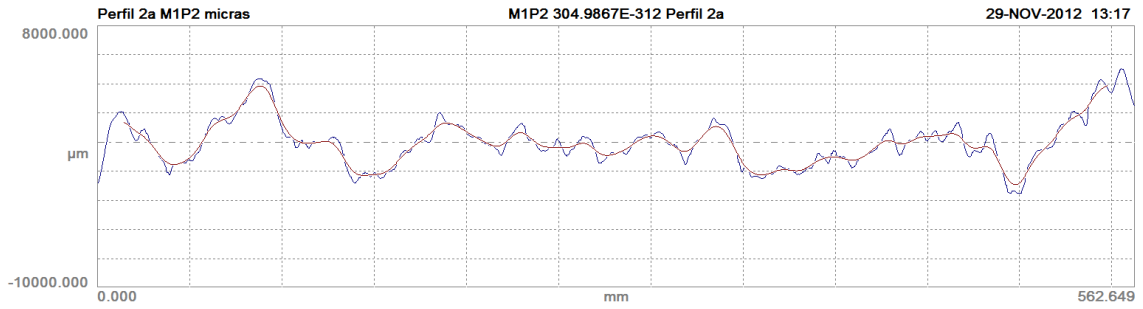


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

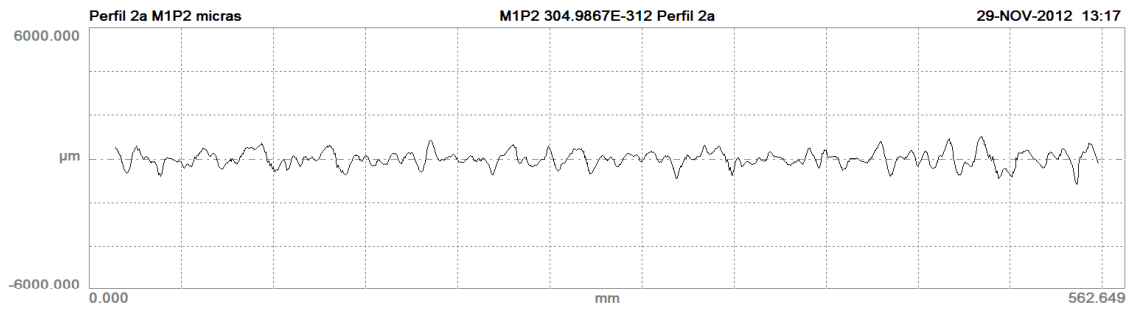
Pt 11363.010 µm
 Wt 9258.339 µm
 Ra 331.556 µm
 Rq 419.473 µm
 Rz 1385.804 µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.6 Perfil 1b del modelo de pila M1P2. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

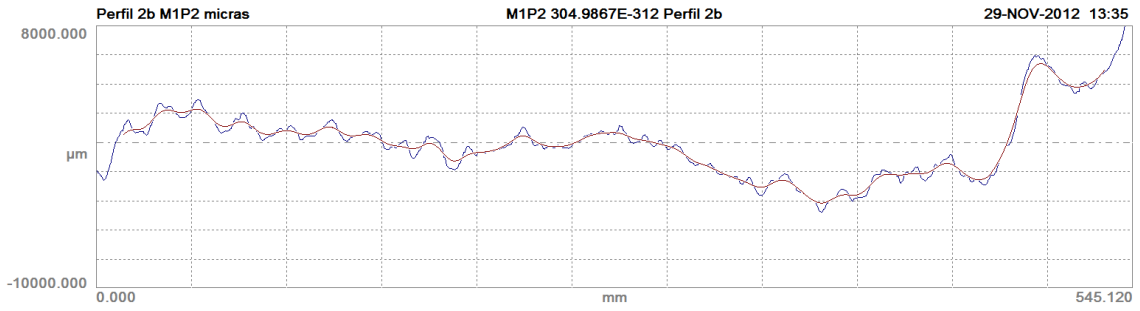


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

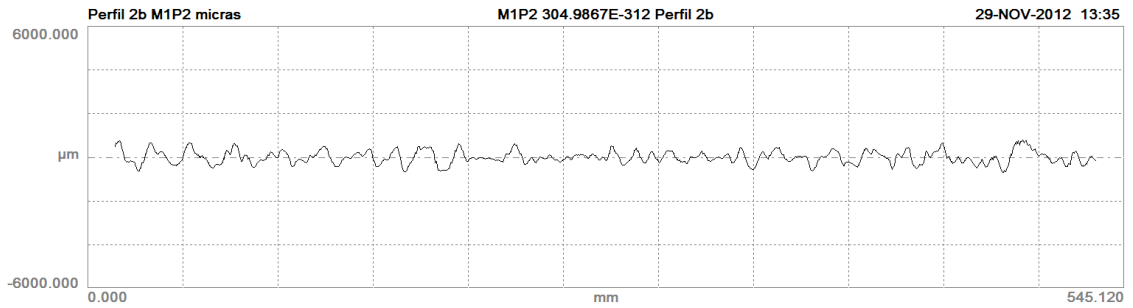
Pt 8570.382 µm
 Wt 6826.058 µm
 Ra 265.101 µm
 Rq 340.881 µm
 Rz 1192.029 µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.7 Perfil 2a del modelo de pila M1P2. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)



Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

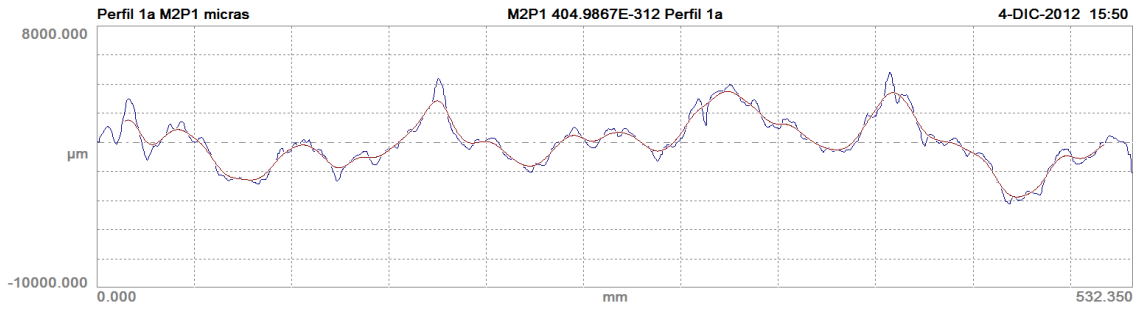
Pt 16034.108 µm
 Wt 9552.204 µm
 Ra 230.002 µm
 Rq 290.169 µm
 Rz 960.941 µm

b) Perfil de rugosidad

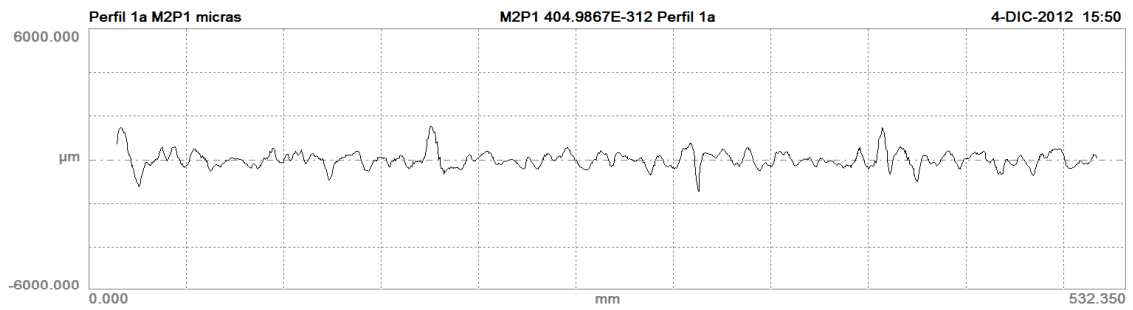
Figura B.8 Perfil 2b del modelo de pila M1P2. Perfiles primario, de forma y de rugosidad

B.3 PERFILES PARA MODELOS DE PILA DE LA SERIE M2 (40% DE GRAVA)

B.3.1 Modelo de pila M2P1



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

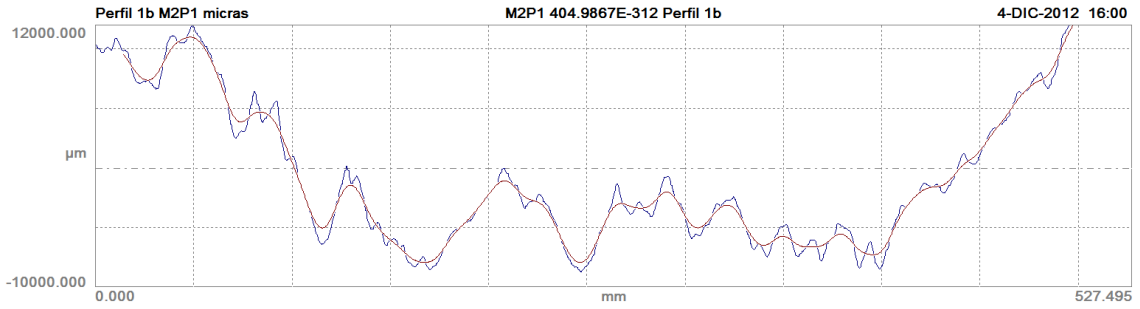


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

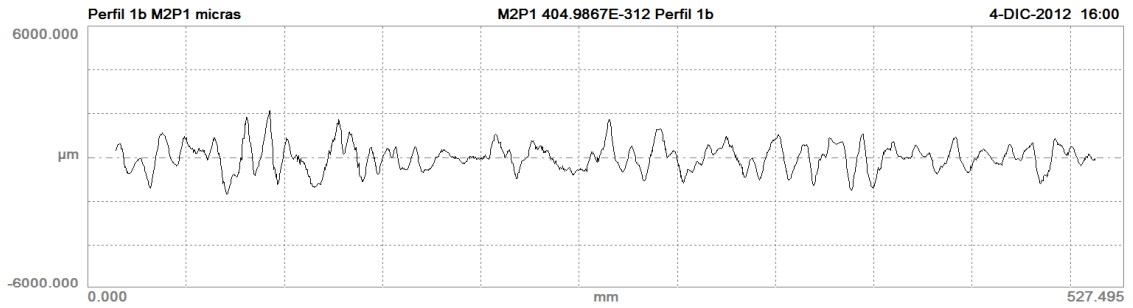
Pt	9059.072	µm
Wt	7257.760	µm
Ra	272.514	µm
Rq	369.844	µm
Rz	1213.185	µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.9 Perfil 1a del modelo de pila M2P1. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

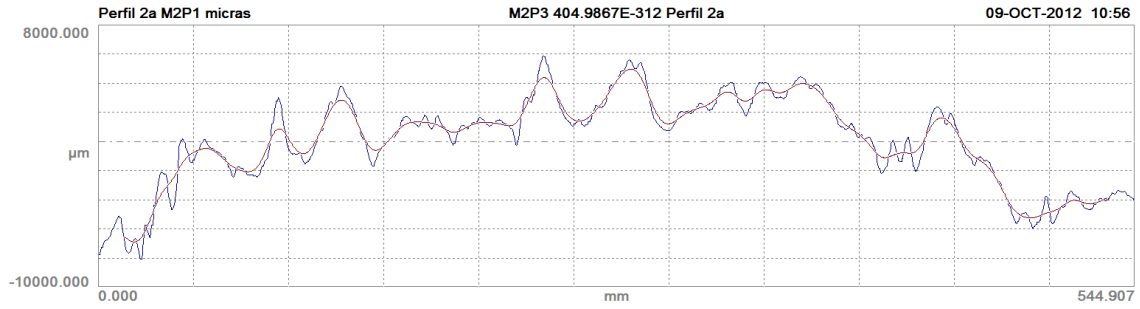


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

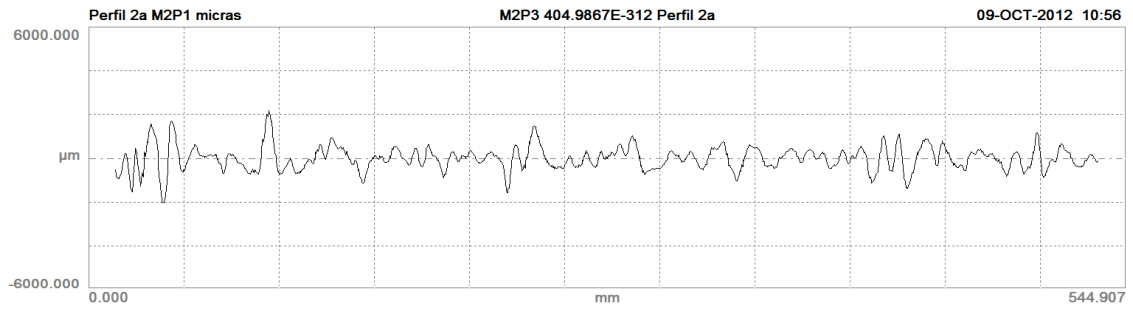
Pt 29900.874 µm
 Wt 22459.541 µm
 Ra 480.347 µm
 Rq 609.004 µm
 Rz 2078.711 µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.10 Perfil 1b del modelo de pila M2P1. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

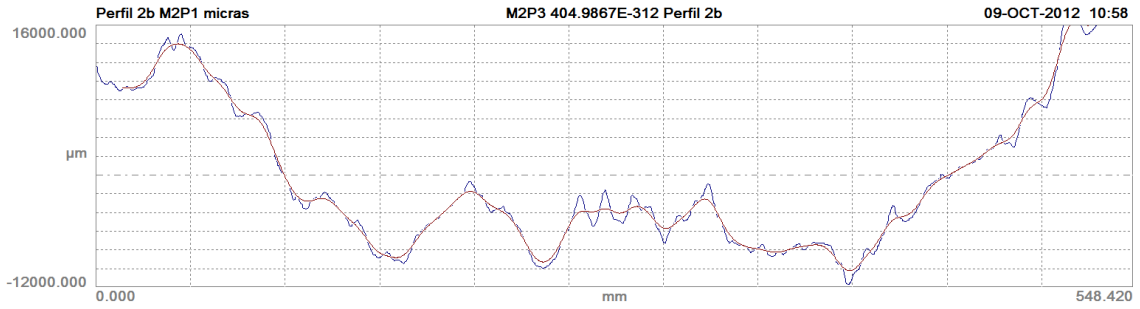


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

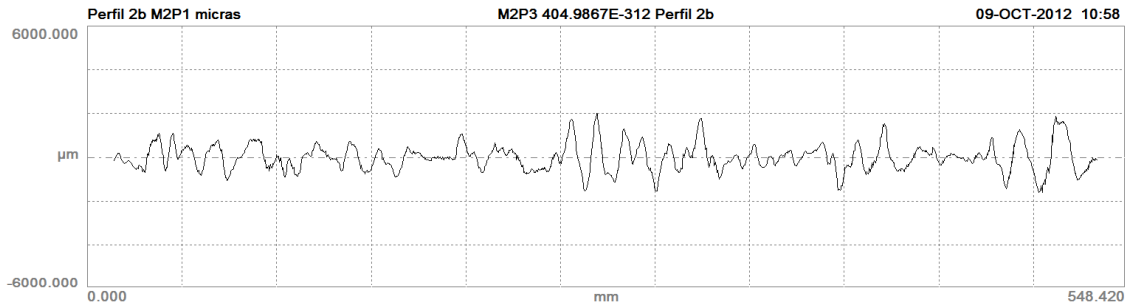
Pt 13943.984 μm
 Wt 11860.026 μm
 Ra 408.460 μm
 Rq 540.387 μm
 Rz 1814.986 μm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.11 Perfil 2a del modelo de pila M2P1. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

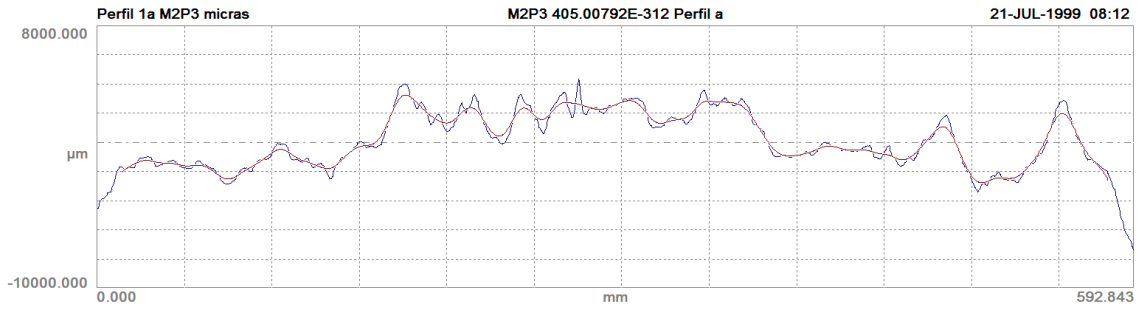


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

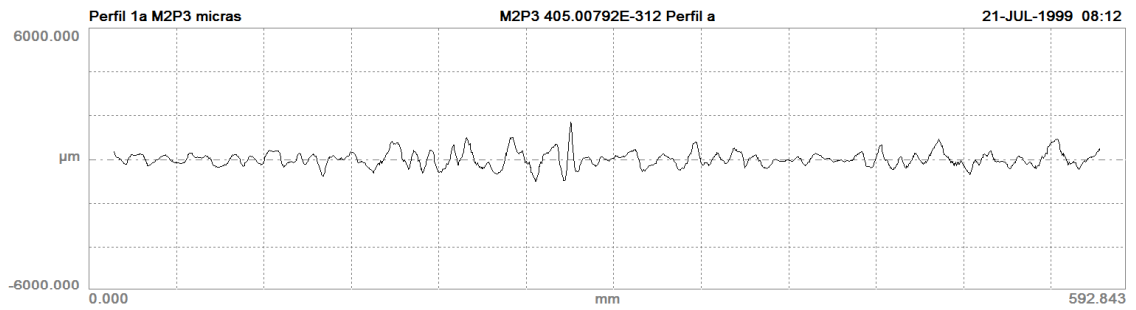
Pt 36395.858 µm
 Wt 28353.946 µm
 Ra 462.333 µm
 Rq 605.987 µm
 Rz 1980.423 µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.12 Perfil 2b del modelo de pila M2P1. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

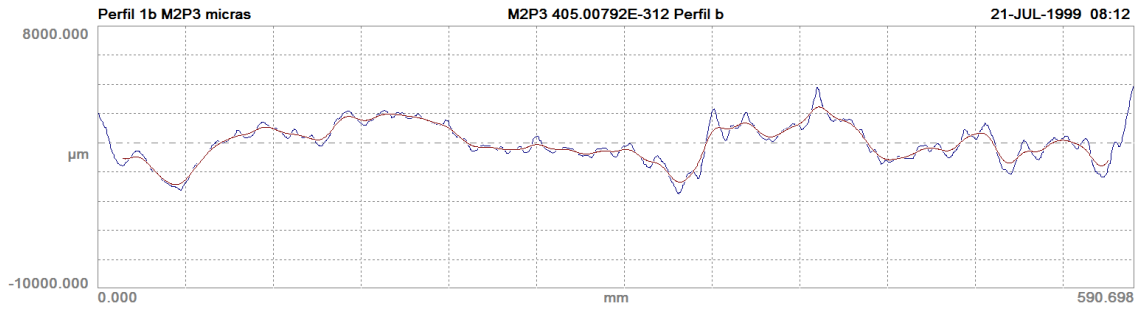


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

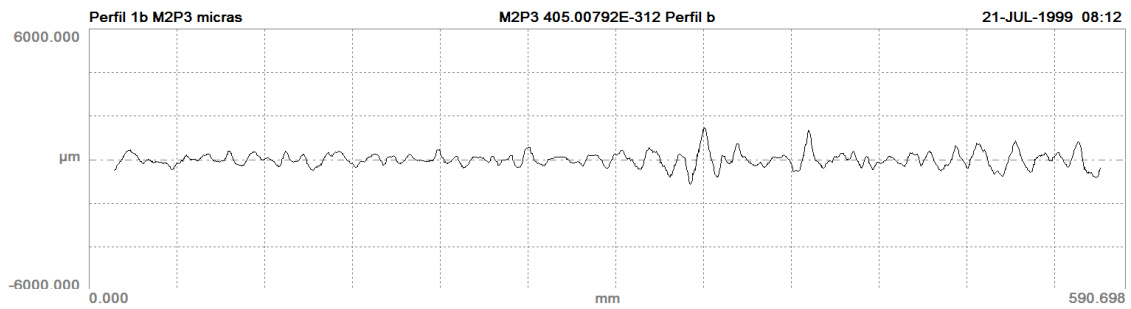
Pt 11742.917 µm
 Wt 6026.110 µm
 Ra 251.901 µm
 Rq 331.746 µm
 Rz 1073.374 µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.13 Perfil 1a del modelo de pila M2P3. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

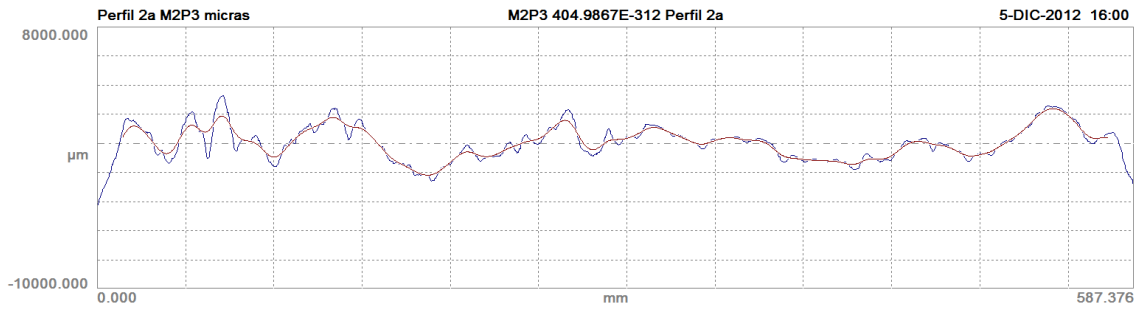


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

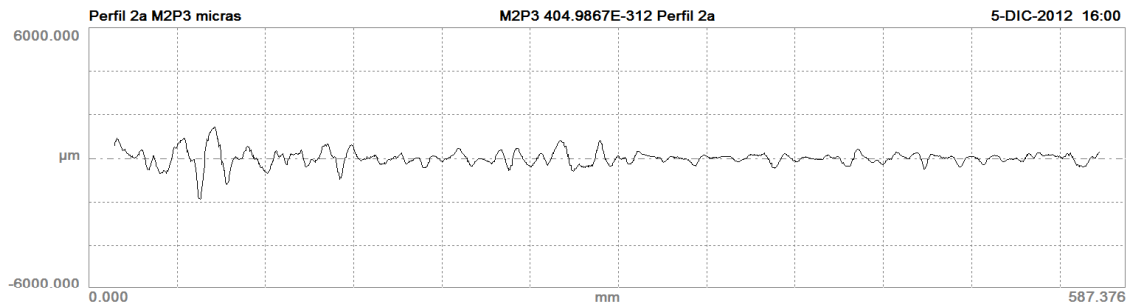
Pt	7340.400	µm
Wt	5326.490	µm
Ra	238.518	µm
Rq	320.660	µm
Rz	1029.602	µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.14 Perfil 1b del modelo de pila M2P3. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

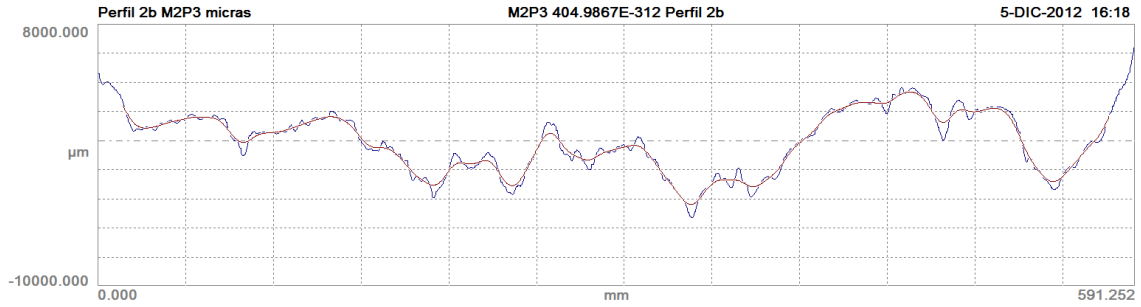


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

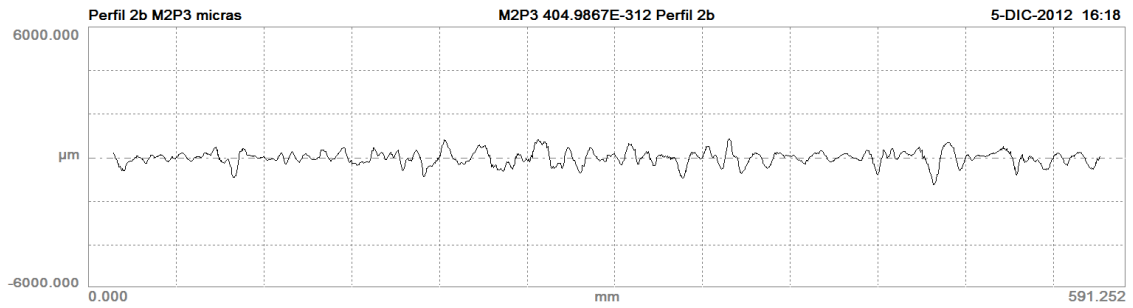
Pt 7653.427 µm
 Wt 4570.804 µm
 Ra 224.885 µm
 Rq 335.201 µm
 Rz 1025.632 µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.15 Perfil 2a del modelo de pila M2P3. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)



Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

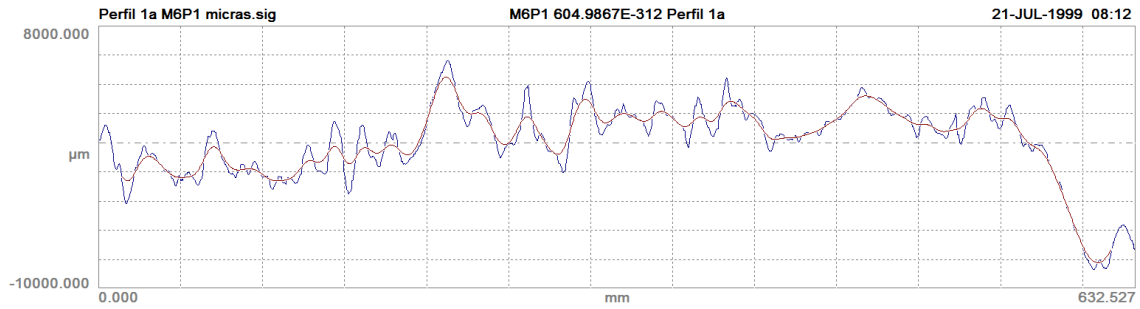
Pt 11746.007 µm
 Wt 7737.113 µm
 Ra 237.887 µm
 Rq 314.226 µm
 Rz 1075.765 µm

b) Perfil de rugosidad

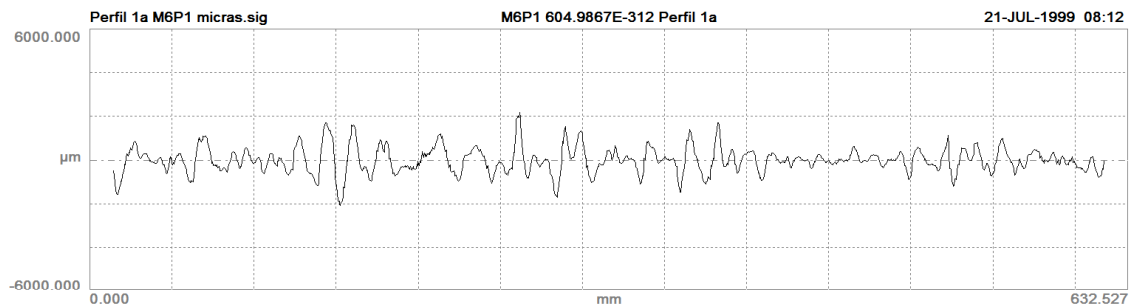
Figura B.16 Perfil 2b del modelo de pila M2P3. Perfiles primario, de forma y de rugosidad

B.4 PERFILES PARA MODELOS DE PILA DE LA SERIE M6 (60% DE GRAVA)

B.4.1 Modelo de pila M6P1



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

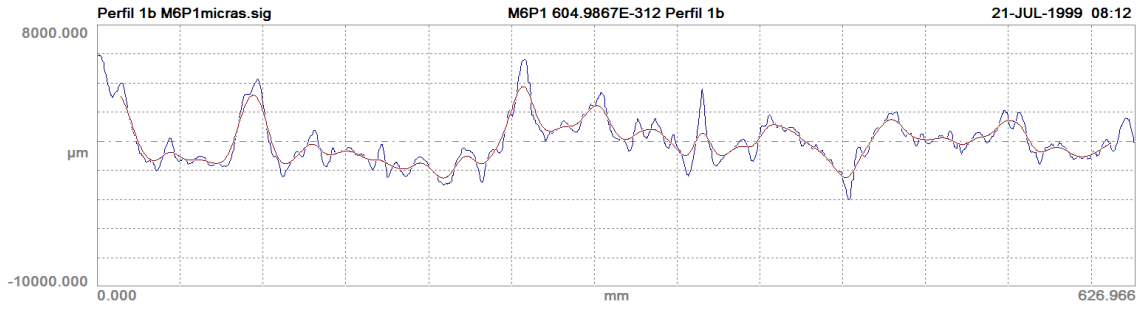


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

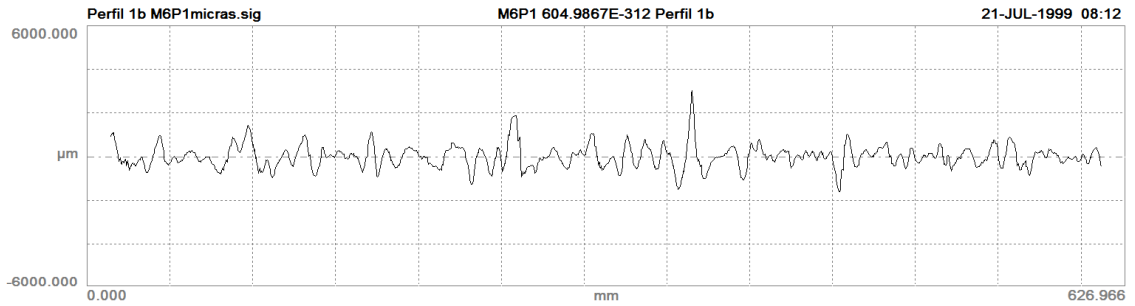
Pt 14308.855 µm
 Wt 12719.537 µm
 Ra 429.386 µm
 Rq 583.575 µm
 Rz 1912.682 µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.17 Perfil 1a del modelo de pila M6P1. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

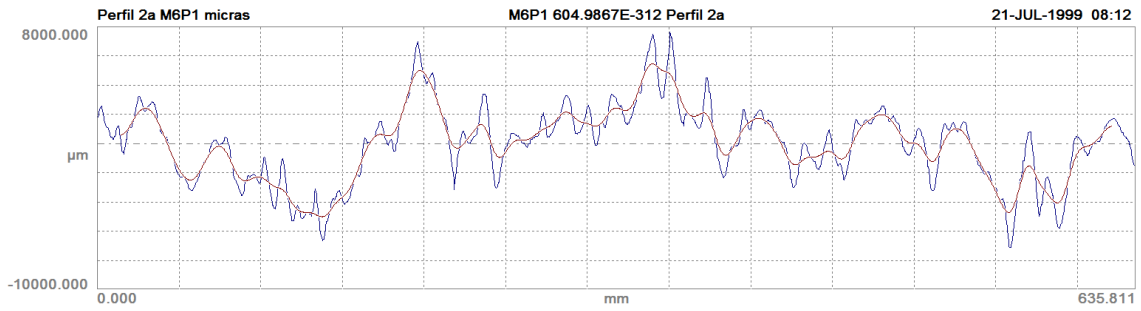


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (1c:1s): N/A

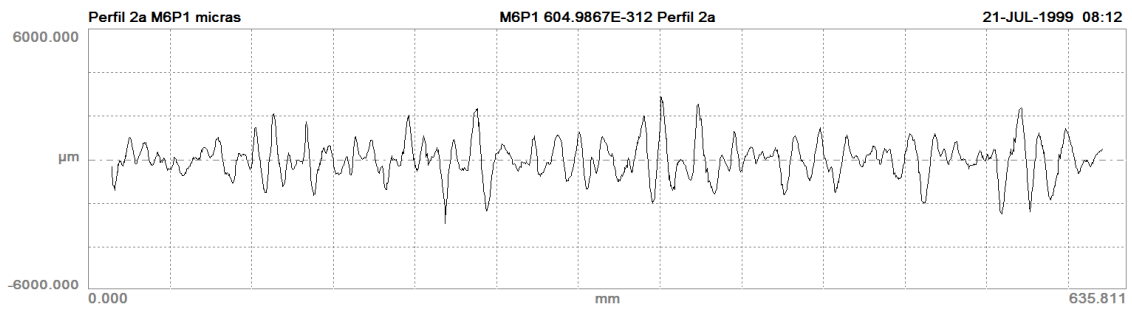
Pt	9923.961	µm
Wt	6288.113	µm
Ra	377.750	µm
Rq	515.318	µm
Rz	1763.126	µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.18 Perfil 1b del modelo de pila M6P1. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)

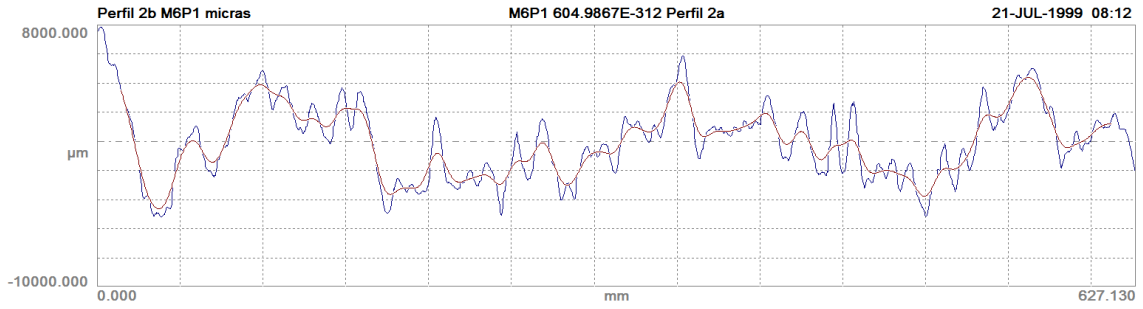


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (1c:1s): N/A

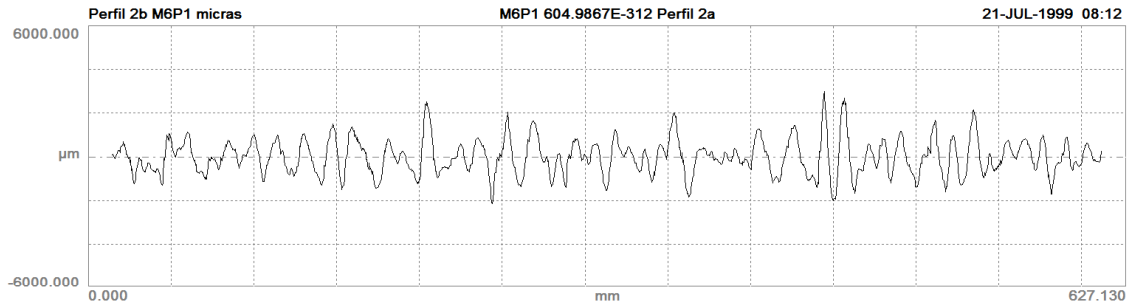
Pt 14769.682 µm
 Wt 10468.288 µm
 Ra 606.827 µm
 Rq 815.890 µm
 Rz 2939.175 µm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.19 Perfil 2a del modelo de pila M6P1. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)



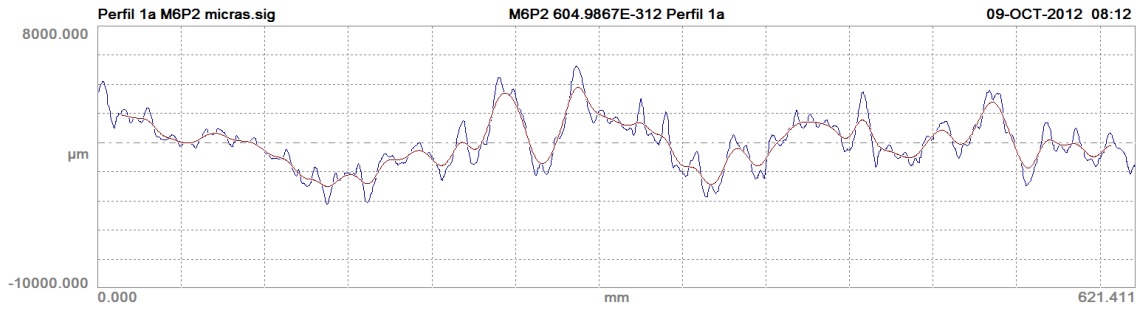
Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

Pt 13046.477 µm
 Wt 9021.206 µm
 Ra 629.086 µm
 Rq 800.519 µm
 Rz 2655.968 µm

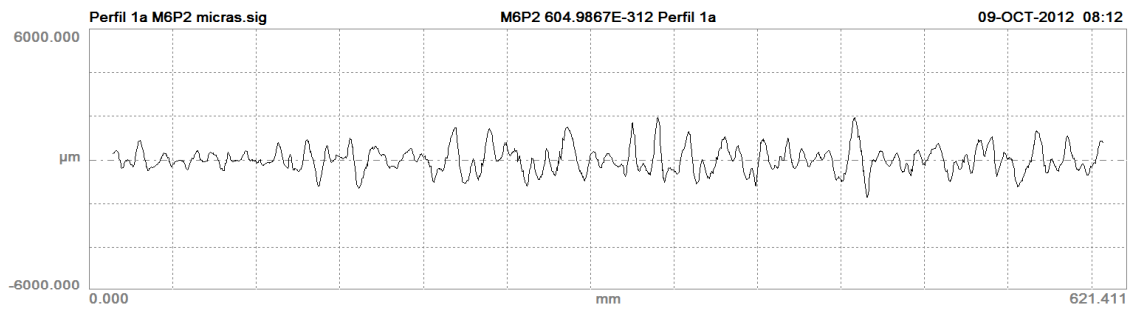
b) Perfil de rugosidad

Figura B.20 Perfil 2b del modelo de pila M6P1. Perfiles primario, de forma y de rugosidad

B.4.2 Modelo de pila M6P2



a) *Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)*

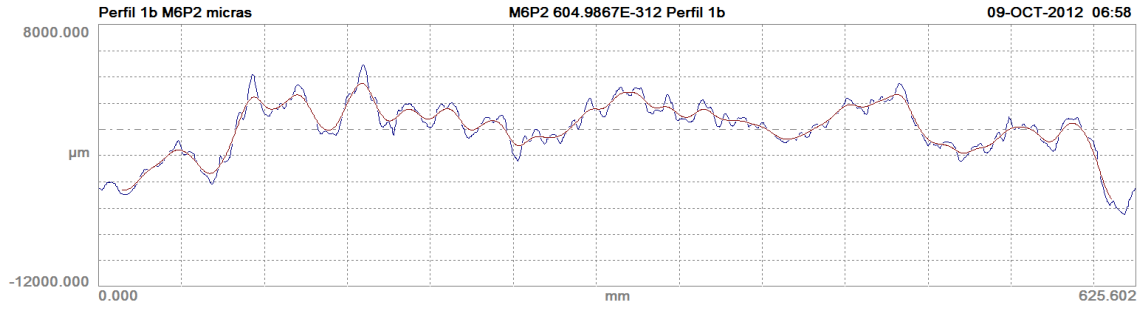


Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

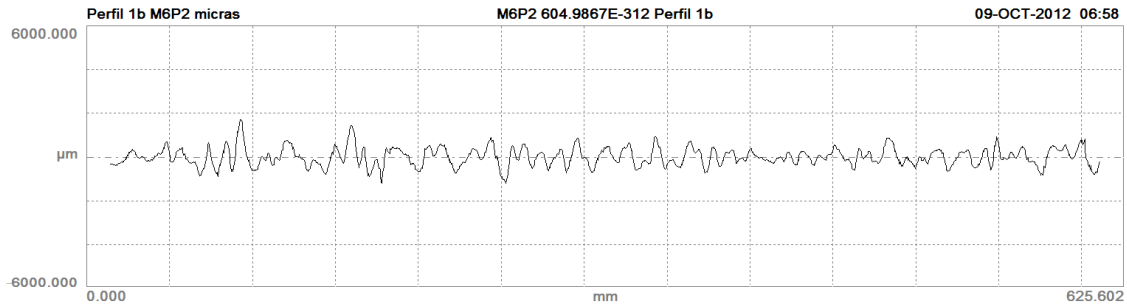
Pt 9478.321 µm
 Wt 6803.771 µm
 Ra 435.915 µm
 Rq 567.428 µm
 Rz 2016.149 µm

b) *Perfil de rugosidad*

Figura B.21 Perfil 1a del modelo de pila M6P2. Perfiles primario, de forma y de rugosidad



a) Perfil primario y perfil de ondulación (waviness)



Gaussian (50%) Filtering
 Short wavelength cutoff: N/A
 Roughness cutoff: 25.00 mm
 Roughness bandwidth (lc:ls): N/A

Pt 11383.883 μm
 Wt 8869.109 μm
 Ra 324.049 μm
 Rq 412.623 μm
 Rz 1382.457 μm

b) Perfil de rugosidad

Figura B.22 Perfil 1b del modelo de pila M6P2. Perfiles primario, de forma y de rugosidad

ANEXO C

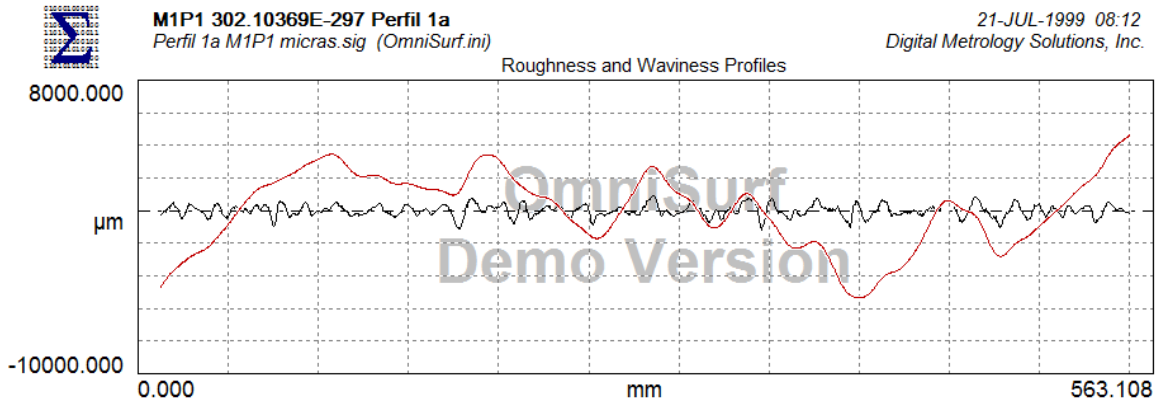
ANÁLISIS DE CONTENIDO DE PERIODOS (ESPECTROS DE FOURIER)

C.1 PRESENTACIÓN

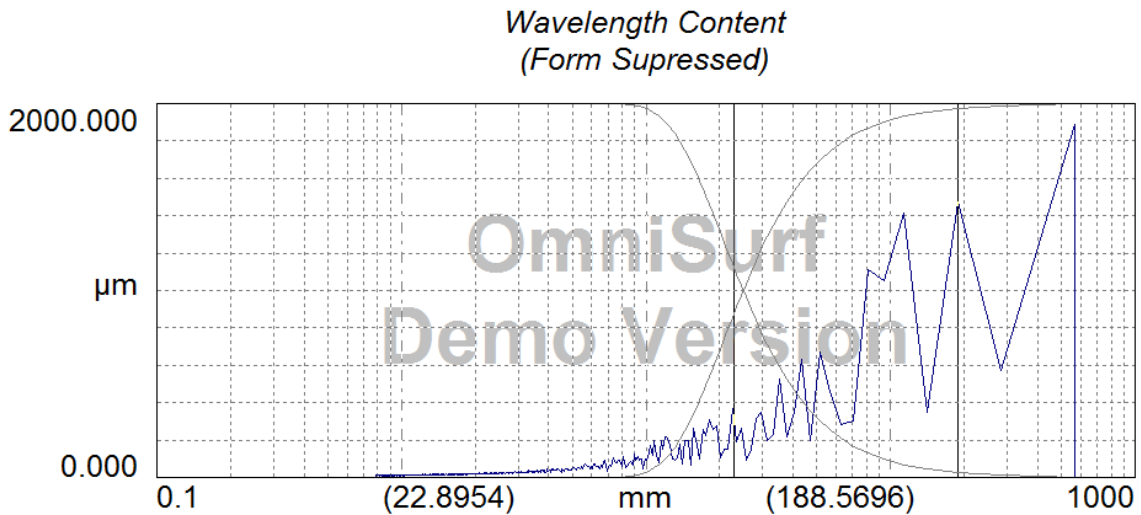
Se muestran en este Anexo C todos los perfiles de rugosidad y su contenido de periodos determinados con los espectros de Fourier, que se emplearon en los análisis que se describen del capítulo 4 de esta tesis.

C.2 ESPECTROS PARA MODELOS DE PILA DE LA SERIE M1 (30% DE GRAVA)

C.2.1 Modelo de pila M1P1

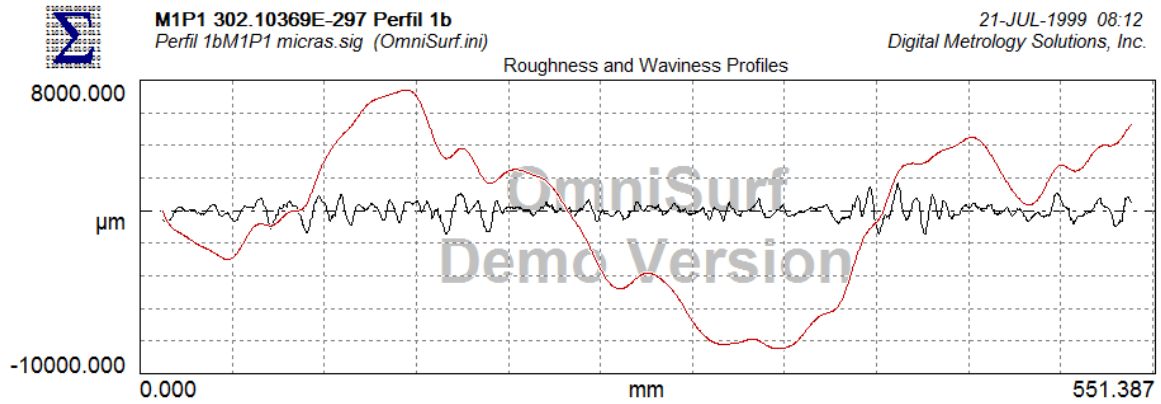


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

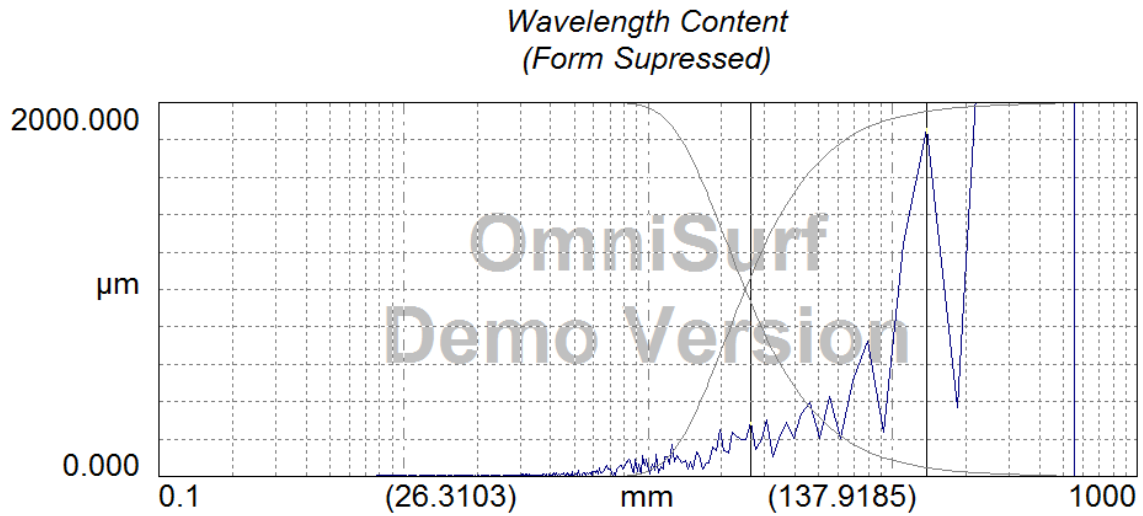


b) Espectro

Figura C.1 Espectro de perfil 1a del modelo de pila M1P1

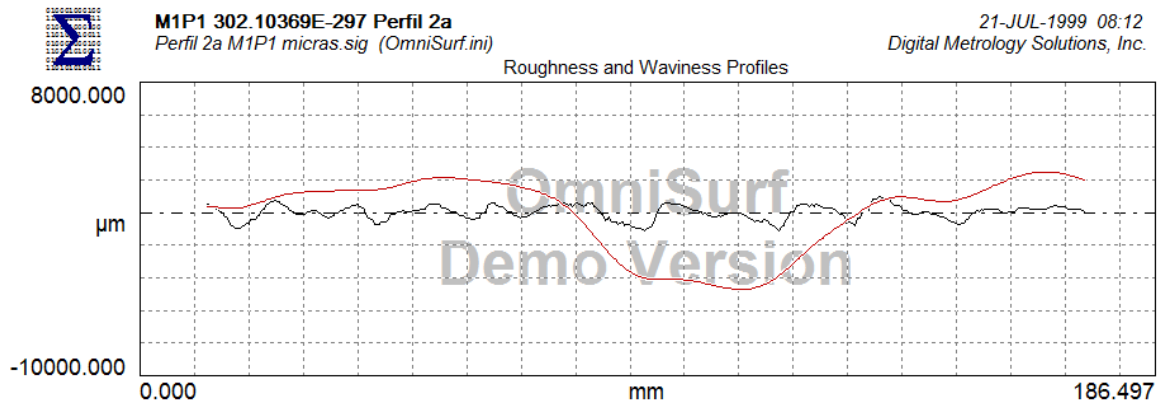


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

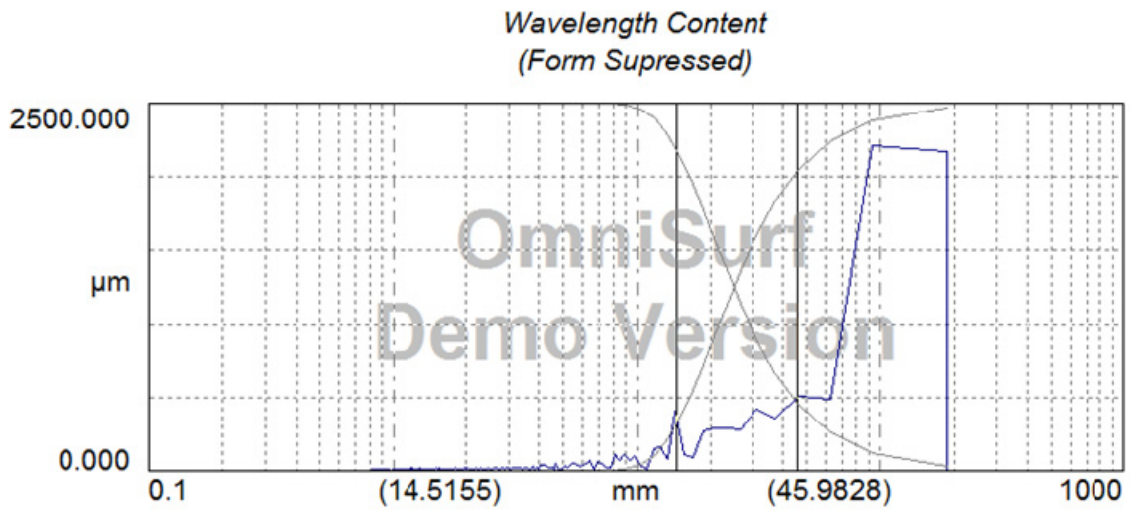


b) Espectro

Figura C.2 Espectro de perfil 1b del modelo de pila M1P1

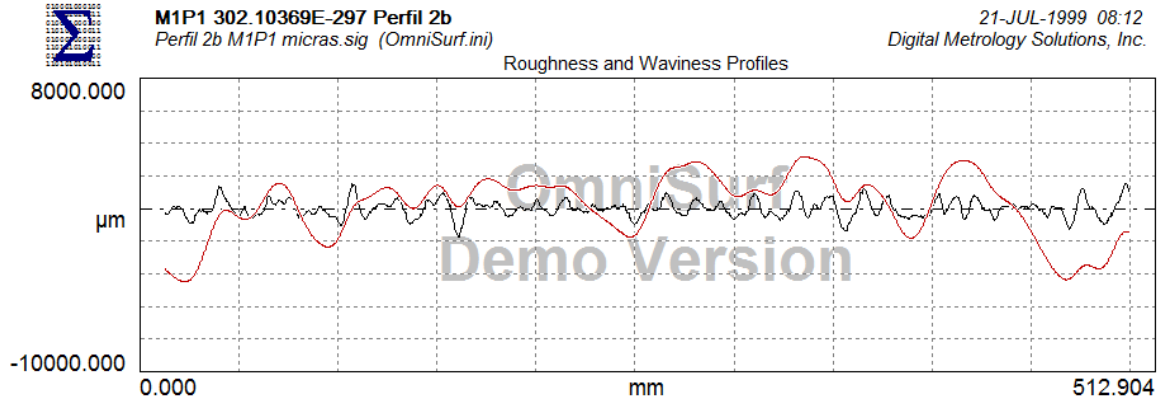


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

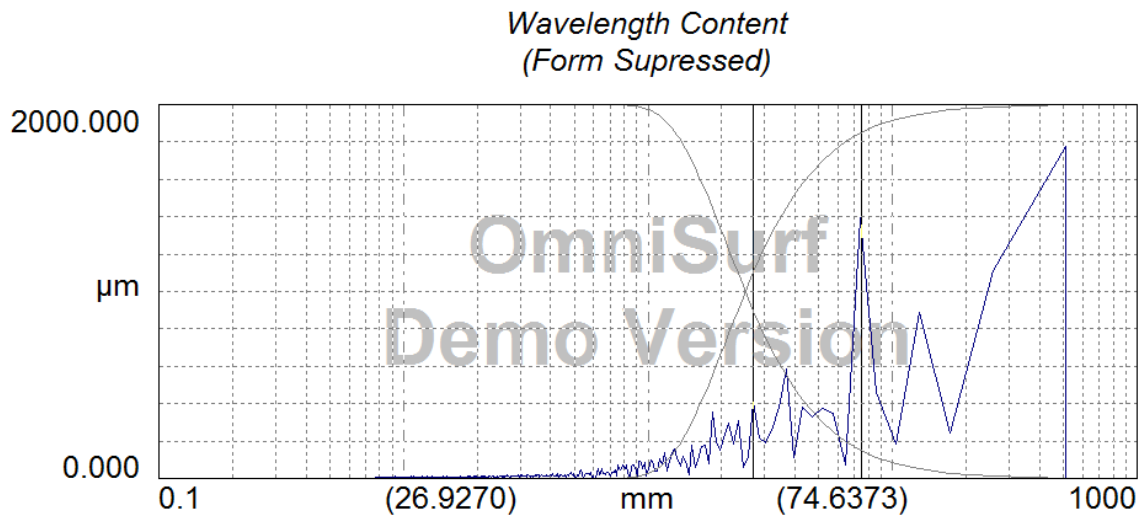


a) Espectro

Figura C.3 Espectro de perfil 2a del modelo de pila M1P1



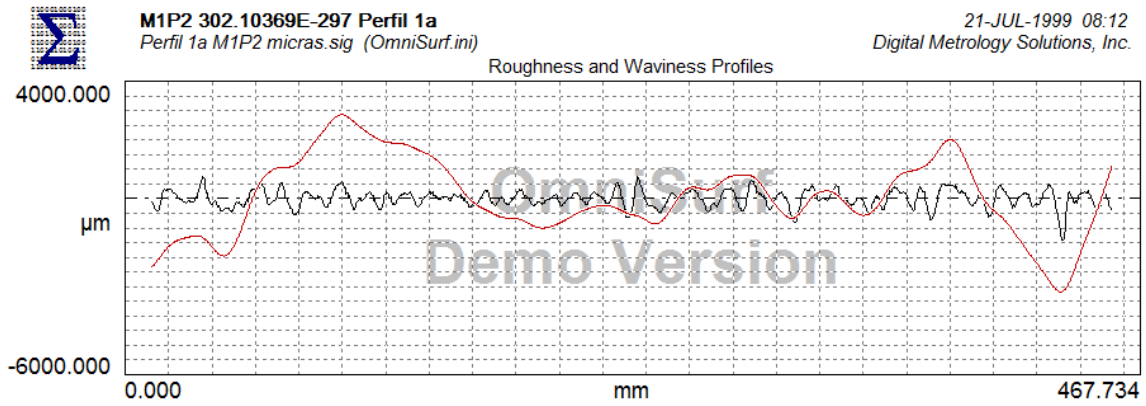
a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)



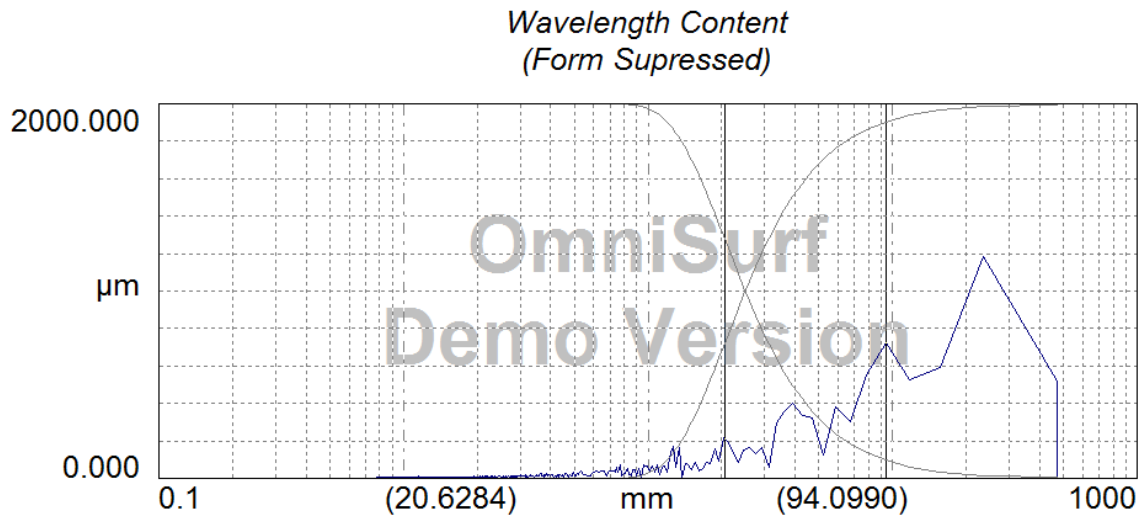
b) Espectro

Figura C.4 Espectro del perfil 2b del modelo de pila M1P1

C.2.1 Modelo de pila M1P2

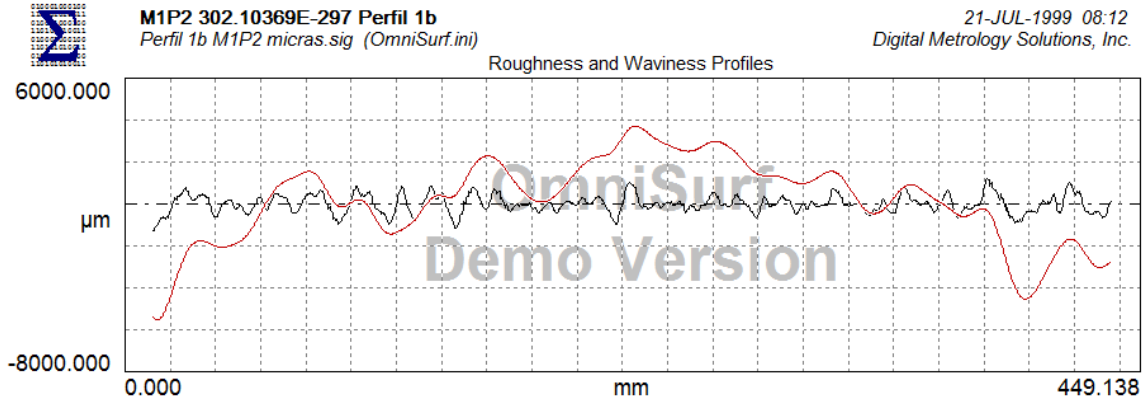


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

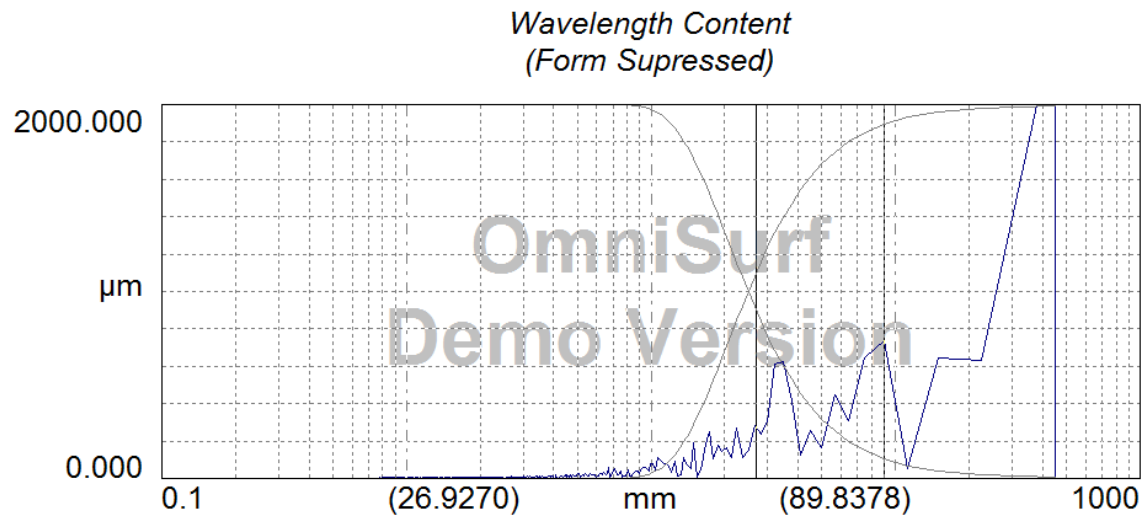


b) Espectro

Figura C.5 Espectro del perfil 1a del modelo de pila M1P2

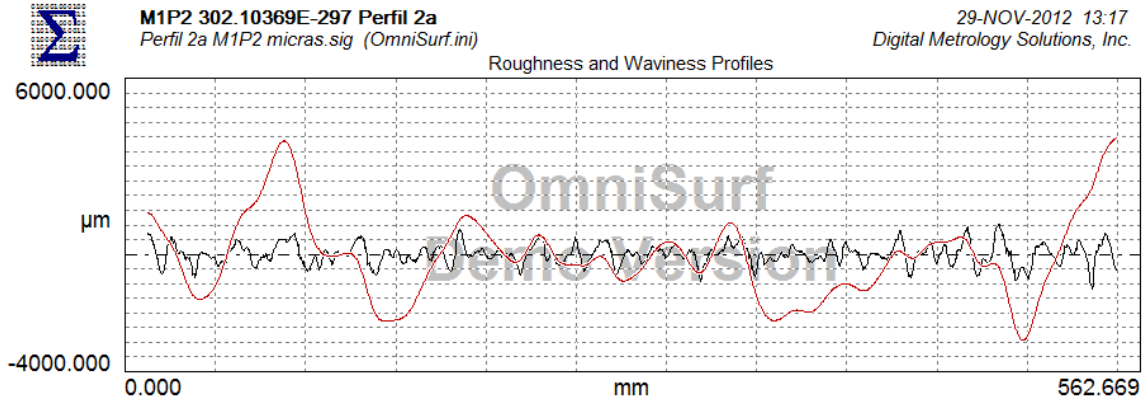


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

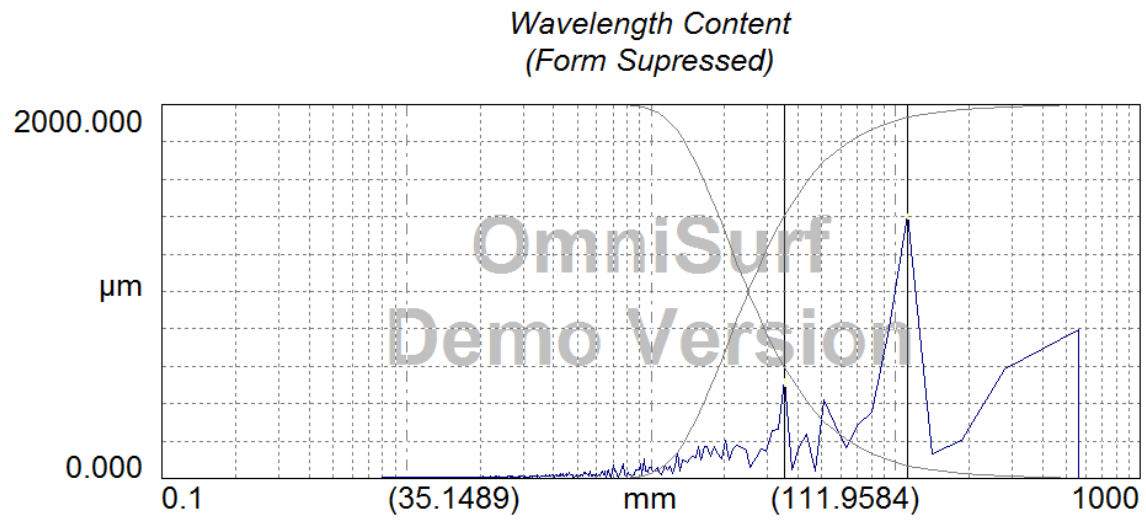


b) Espectro

Figura C.6 Espectro del perfil 1b del modelo de pila M1P2

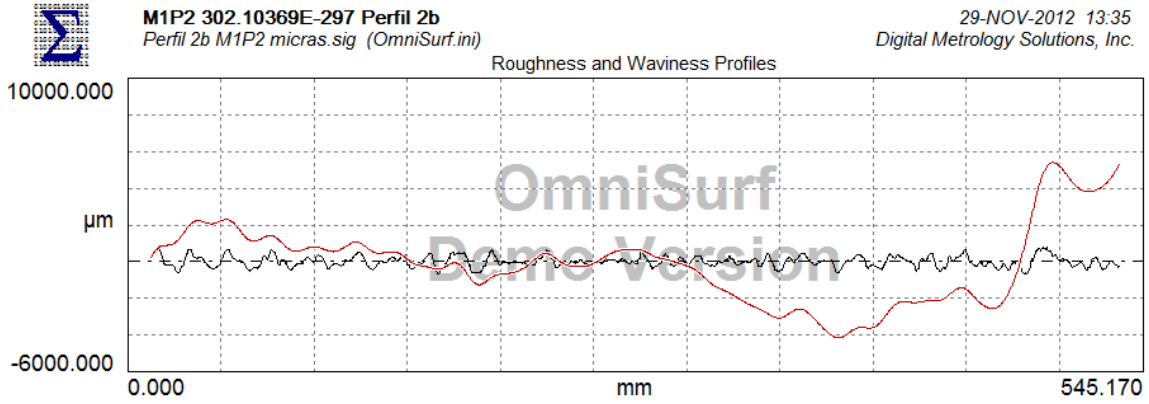


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

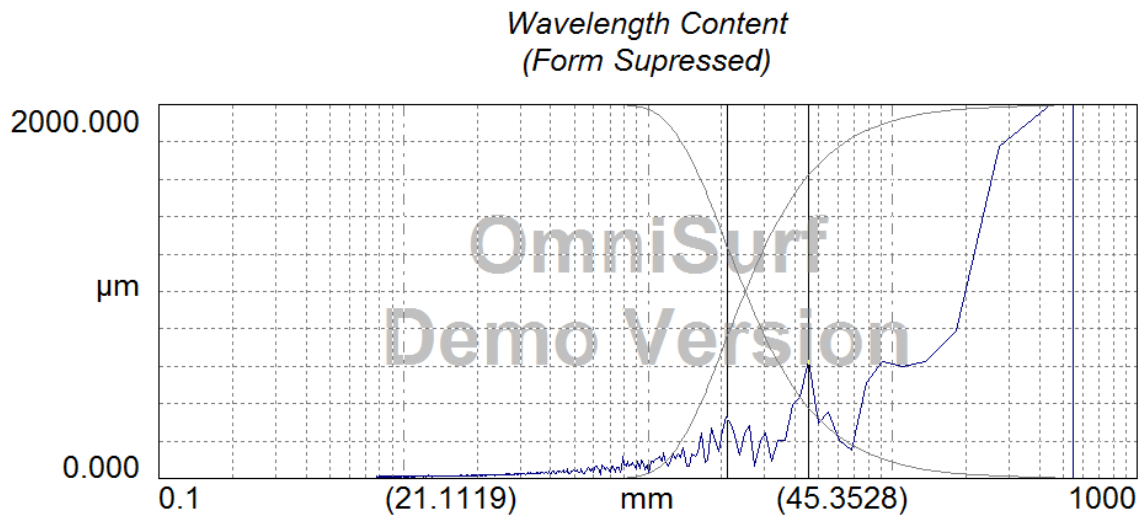


b) Espectro

Figura C.7 Espectro del perfil 2a del modelo de pila M1P2



a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

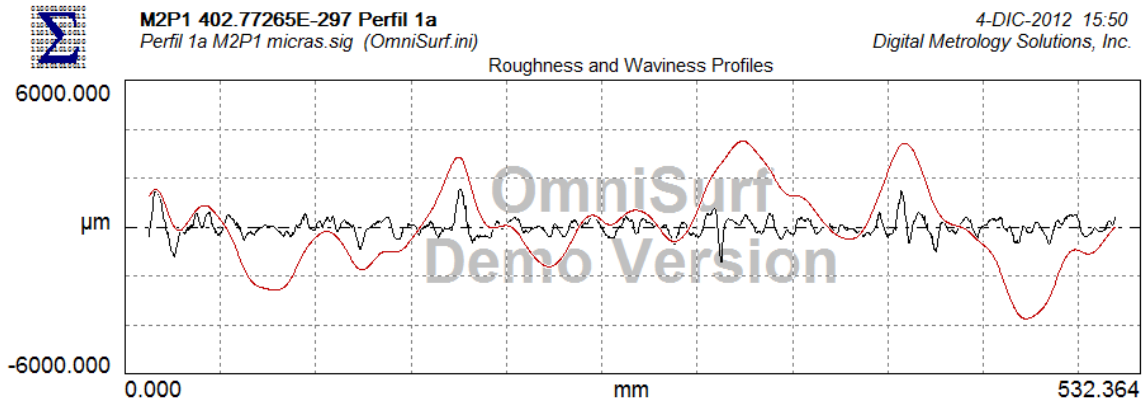


b) Espectro

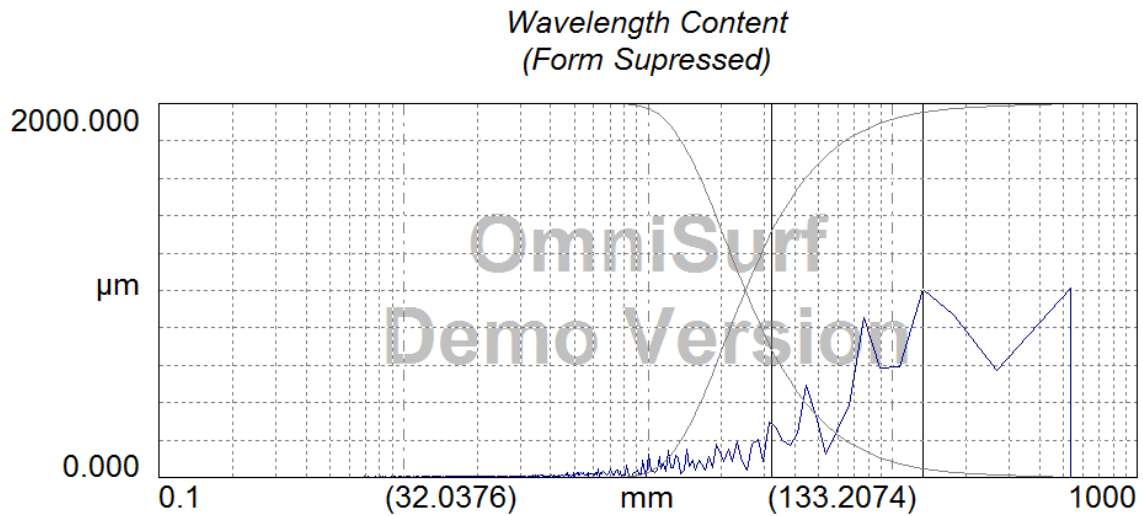
Figura C.8 Espectro del perfil 2b del modelo de pila M1P2

C.3 PERFILES PARA MODELOS DE PILA DE LA SERIE M2 (40% DE GRAVA)

C.3.1 Modelo de pila M2P1

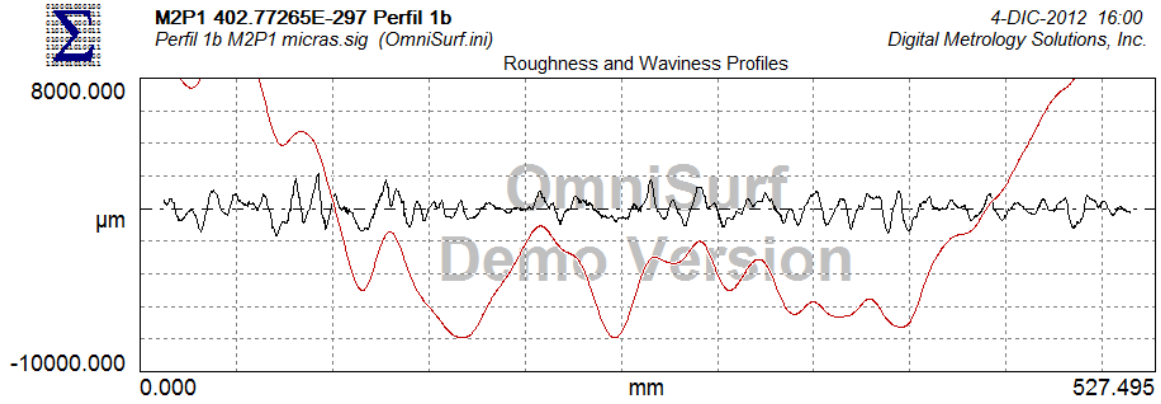


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

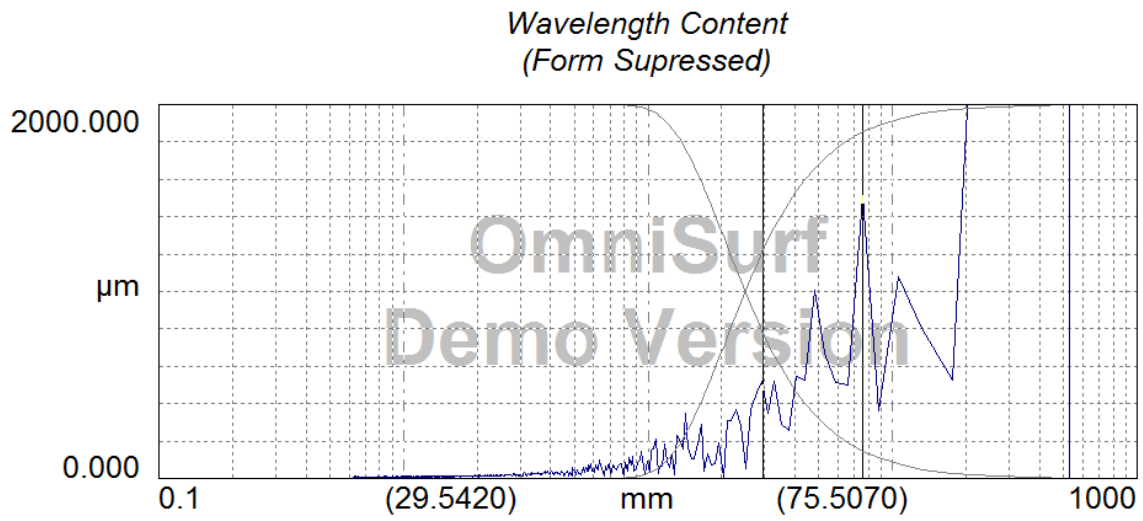


b) Espectro

Figura C.9 Espectro del perfil 1a del modelo de pila M2P1

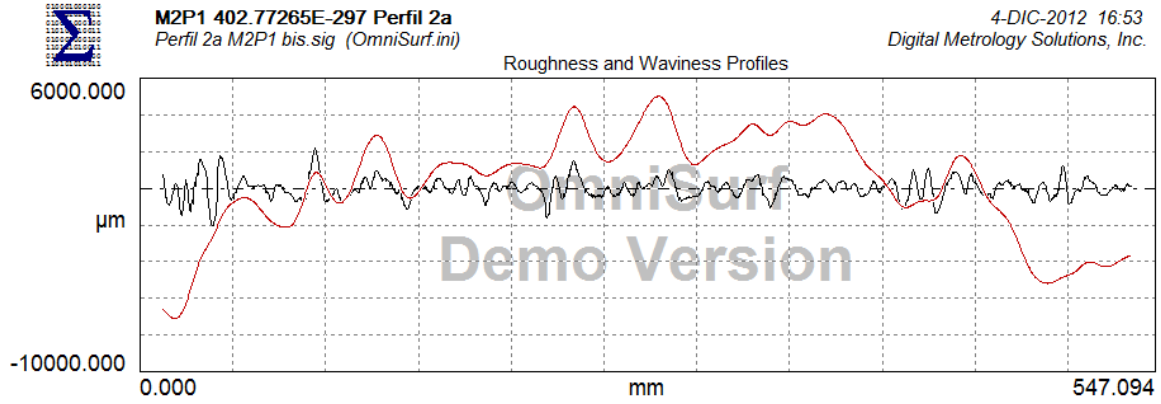


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

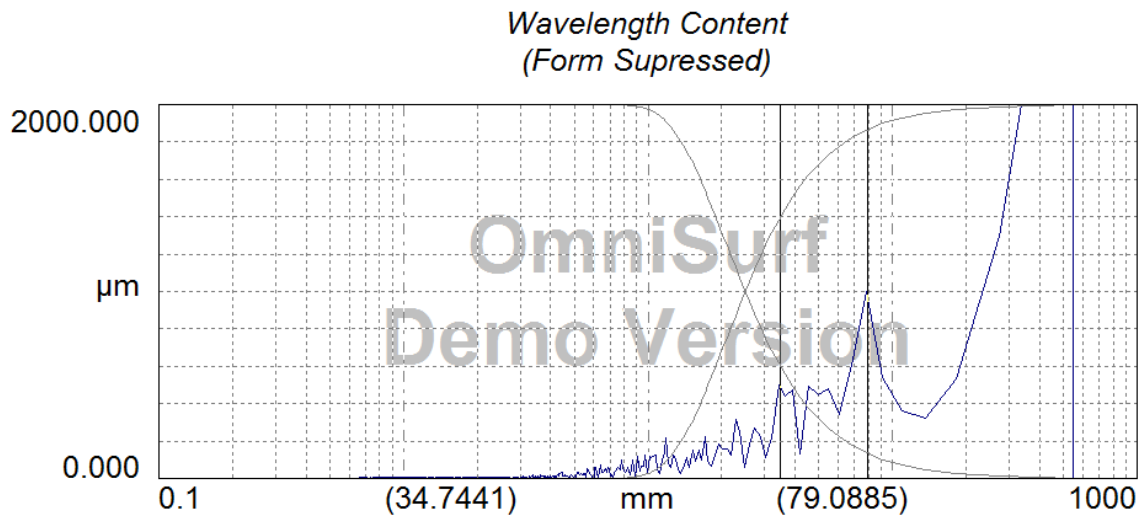


b) Espectro

Figura C.10 Espectro del perfil 1b del modelo de pila M2P1

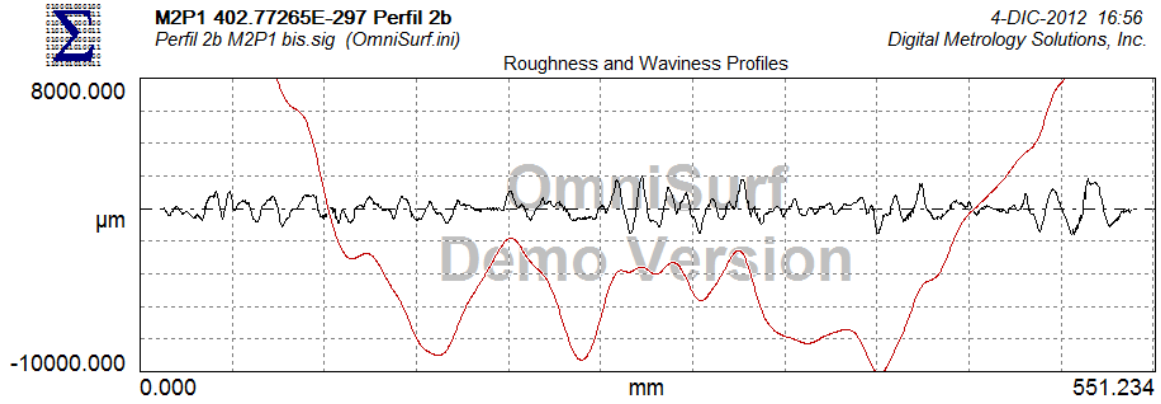


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

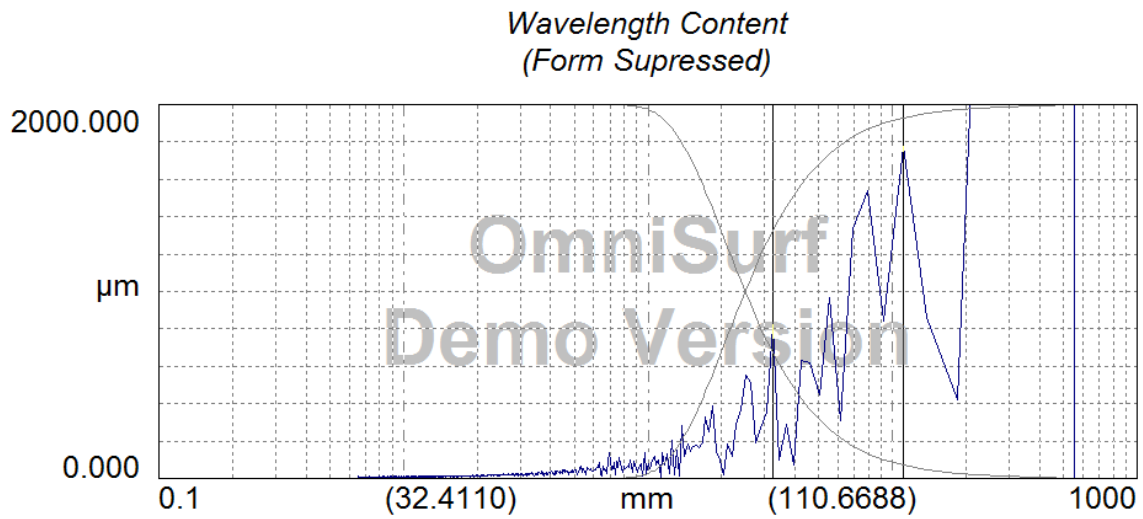


b) Espectro

Figura C.11 Espectro del perfil 2a del modelo de pila M2P1

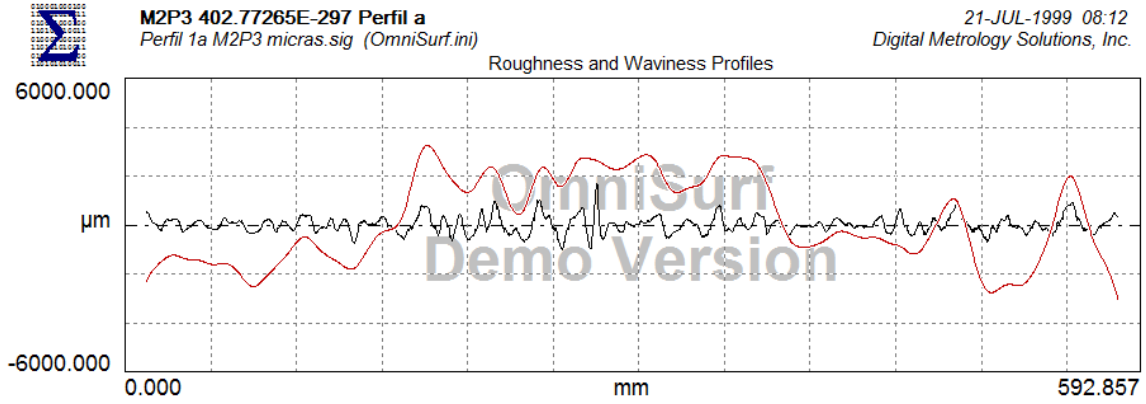


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

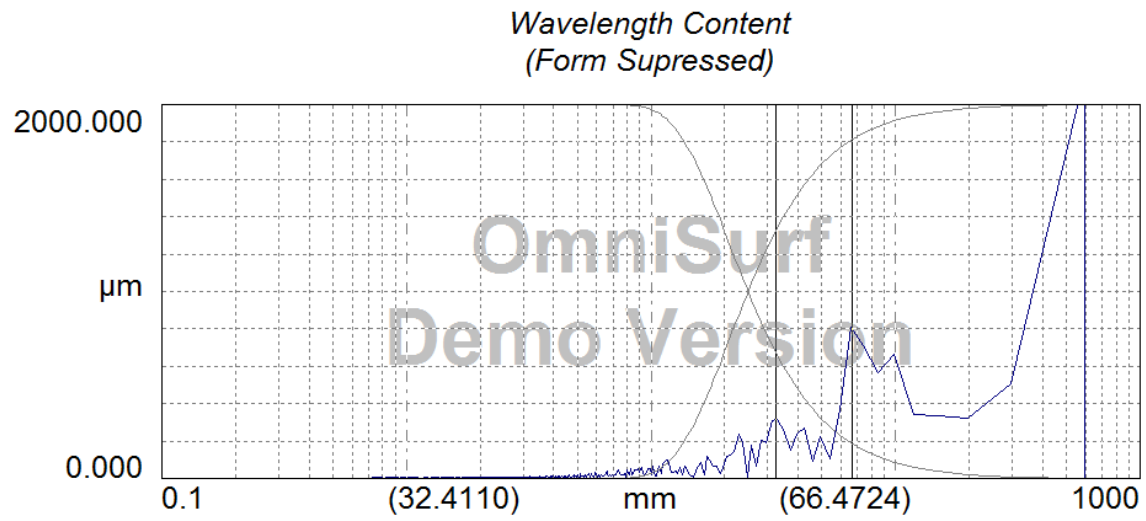


b) Espectro

Figura C.12 Espectro del perfil 2b del modelo de pila M2P1

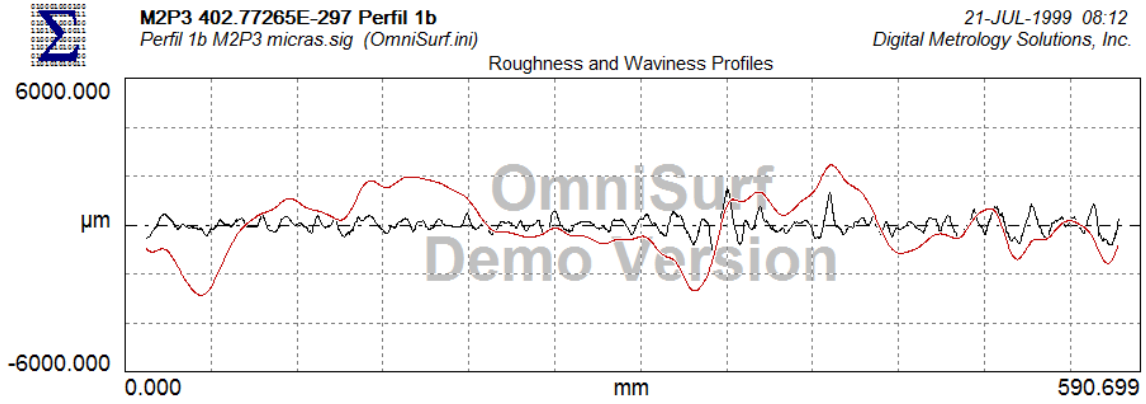


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

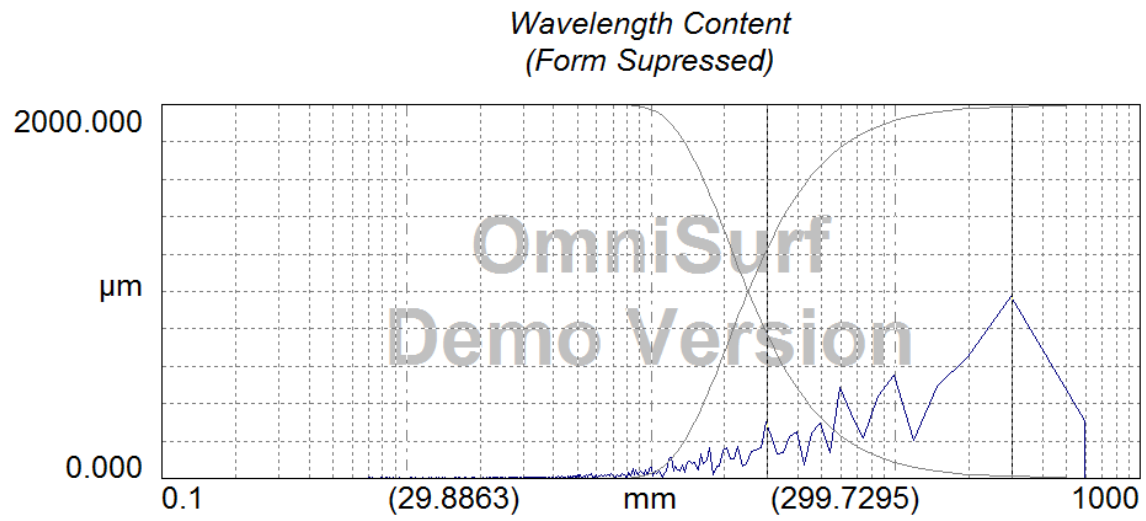


b) Espectro

Figura C.13 Espectro del perfil 1a del modelo de pila M2P3

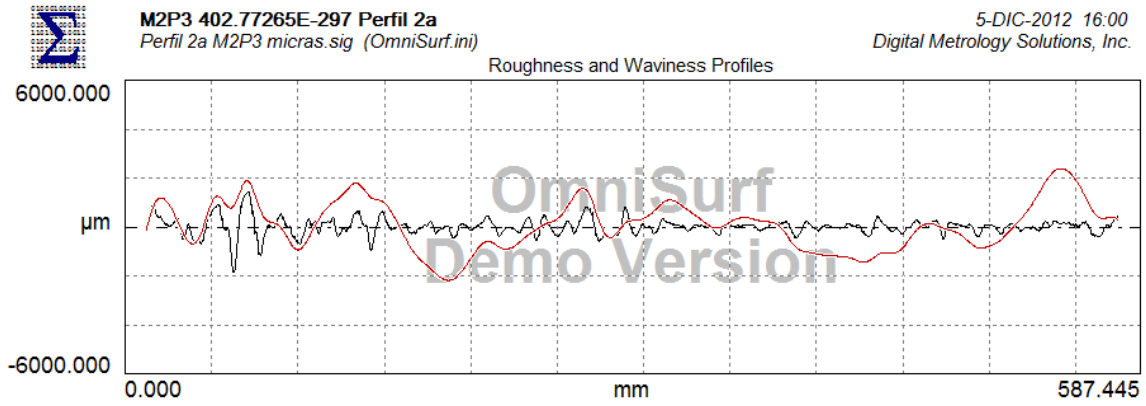


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

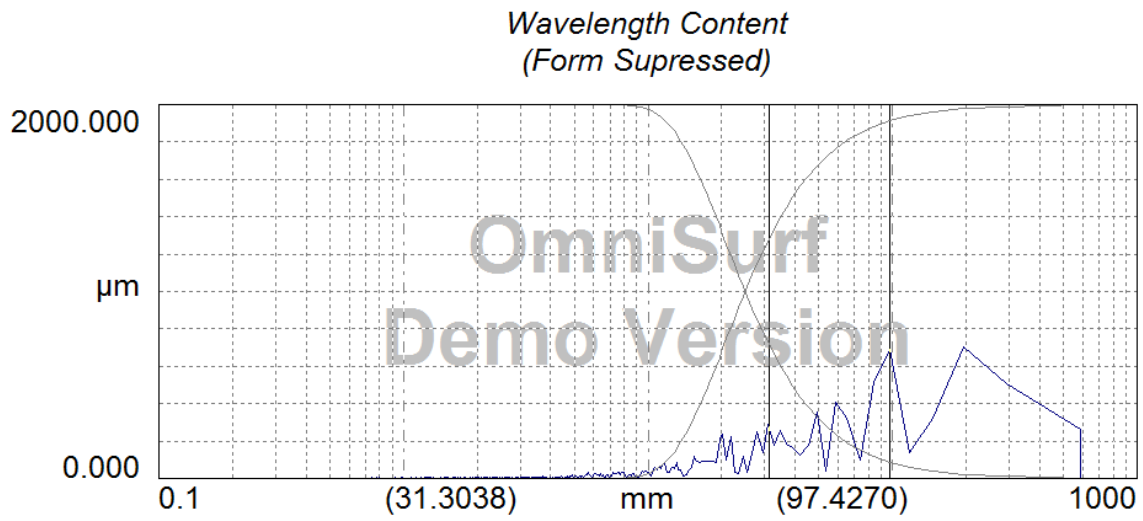


b) Espectro

Figura C.14 Espectro del perfil 1b del modelo de pila M2P3

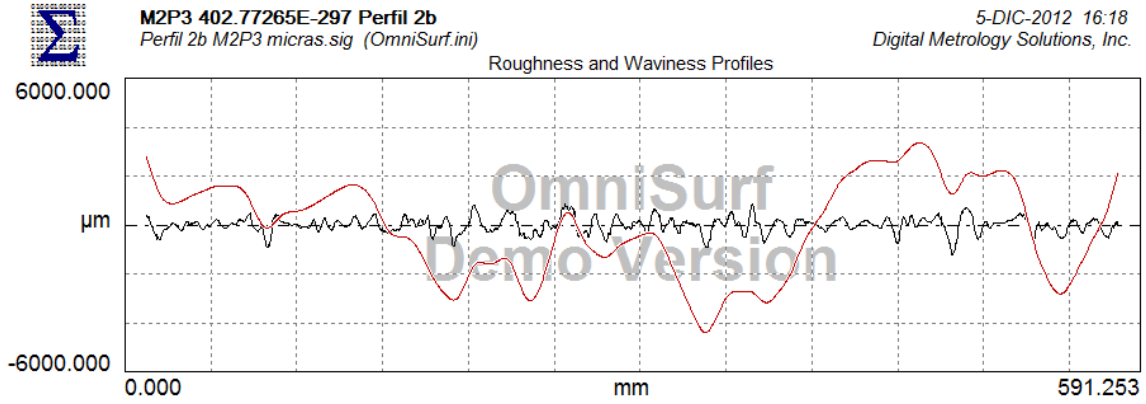


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

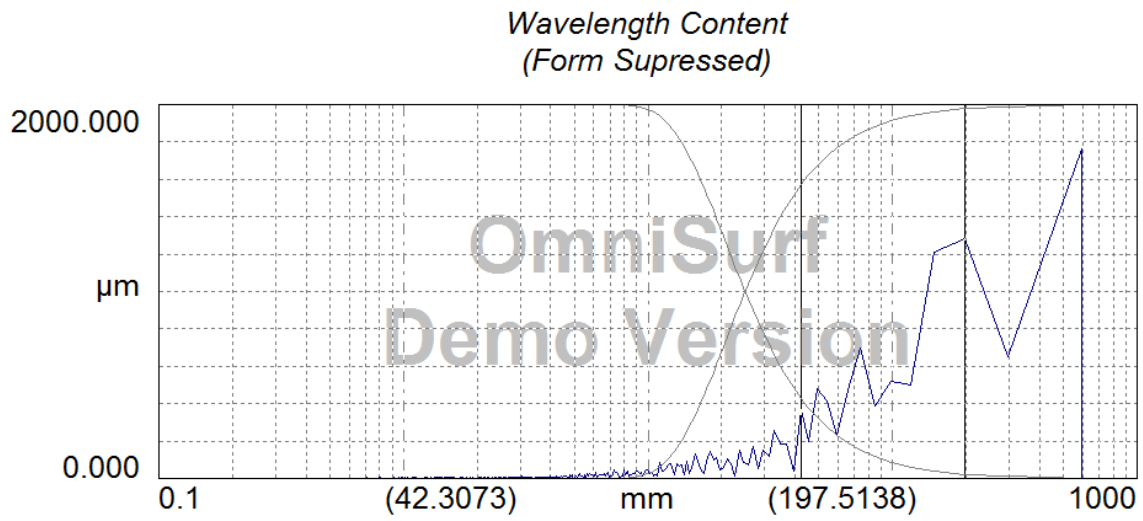


b) Espectro

Figura C.15 Espectro del perfil 2a del modelo de pila M2P3



a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

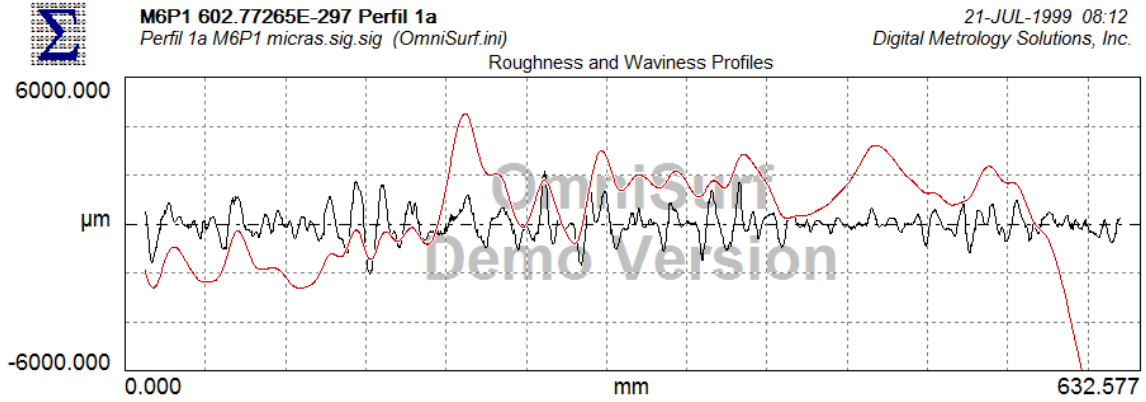


b) Espectro

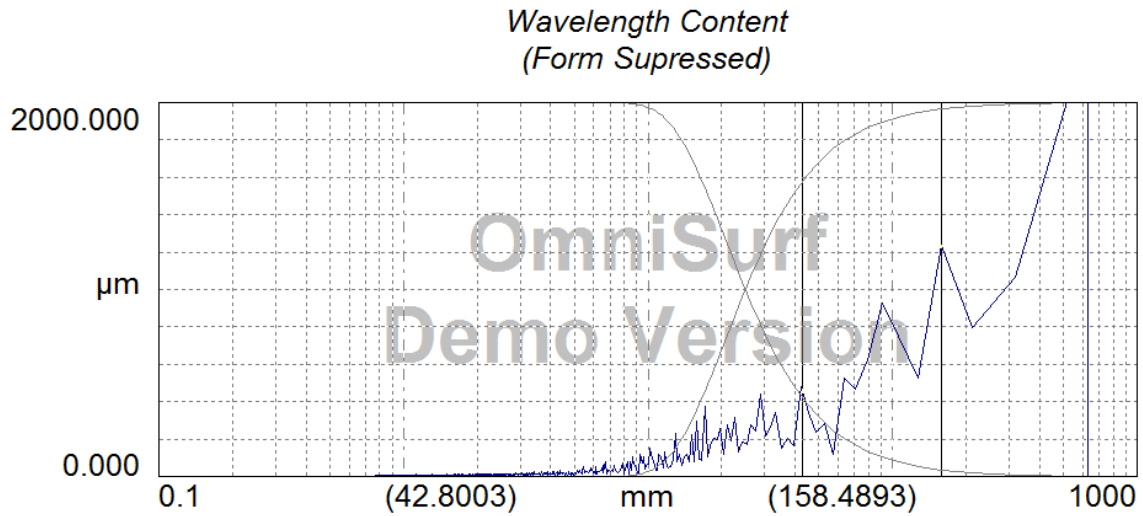
Figura C.16 Espectro del perfil 2b del modelo de pila M2P3

C.4 PERFILES PARA MODELOS DE PILA DE LA SERIE M6 (60% DE GRAVA)

C.4.1 Modelo de pila M6P1

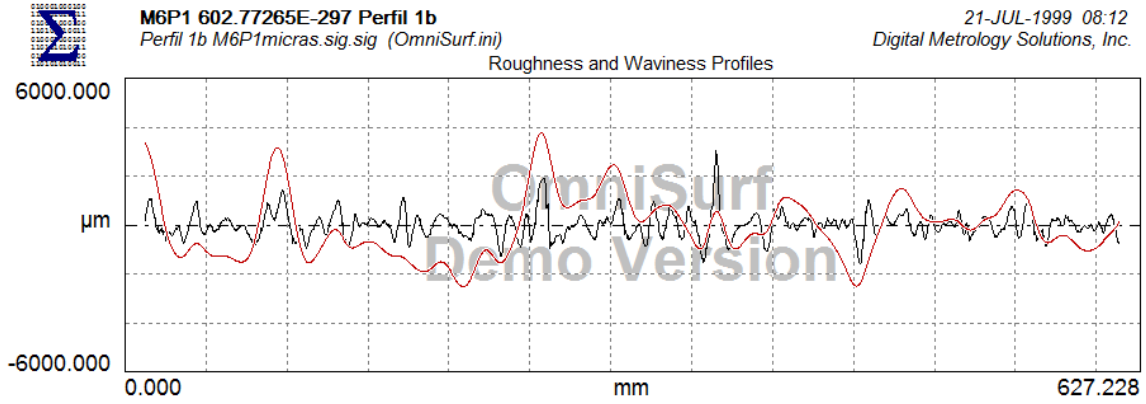


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

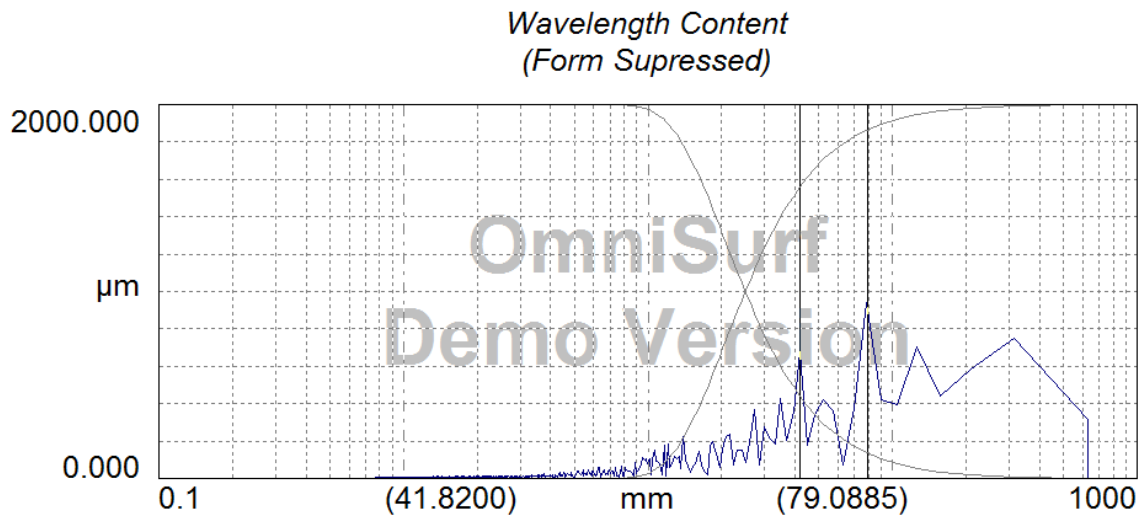


b) Espectro

Figura C.17 Espectro del perfil 1a del modelo de pila M6P1

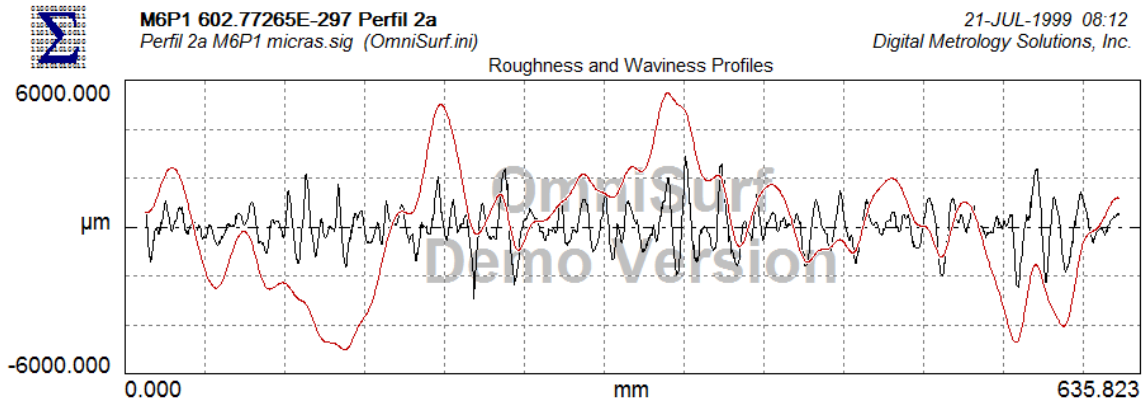


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

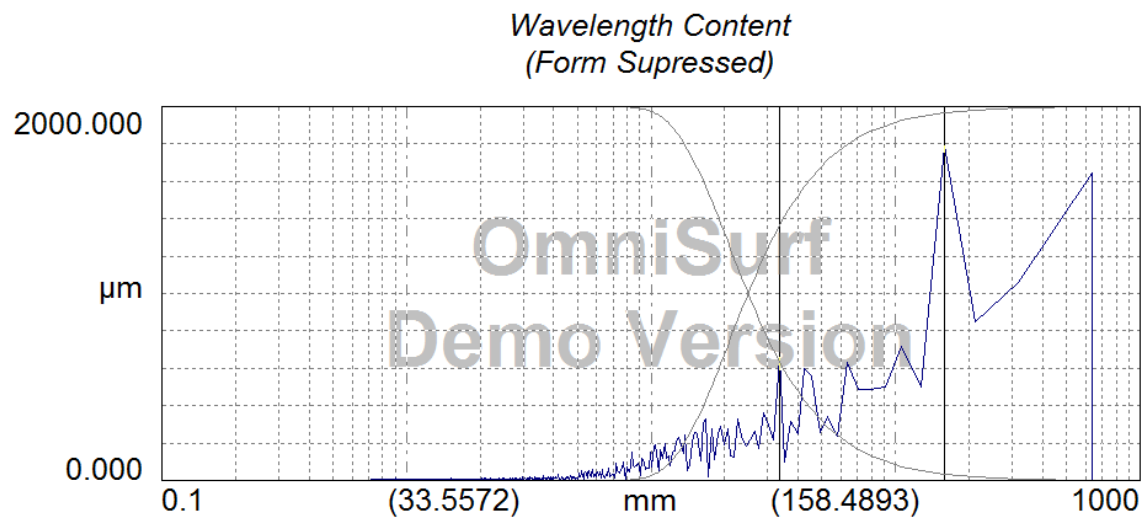


b) Espectro

Figura C.18 Espectro del perfil 1b del modelo de pila M6P1

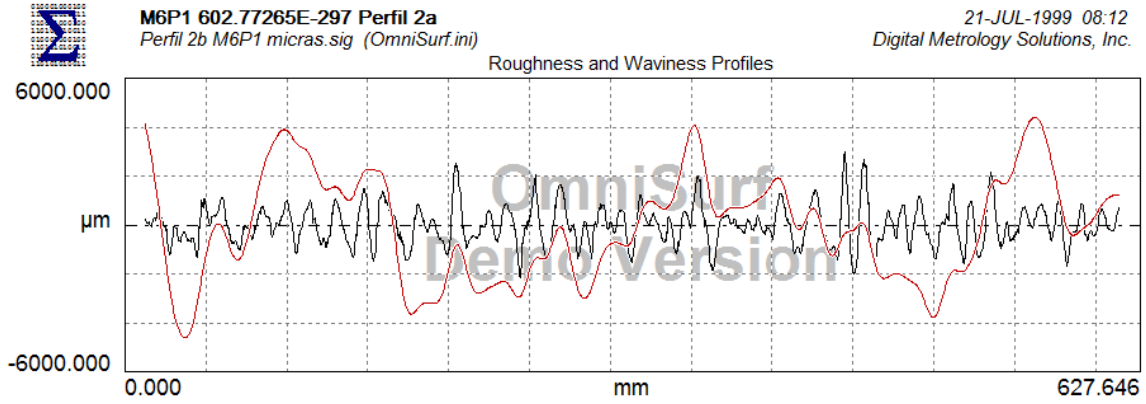


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

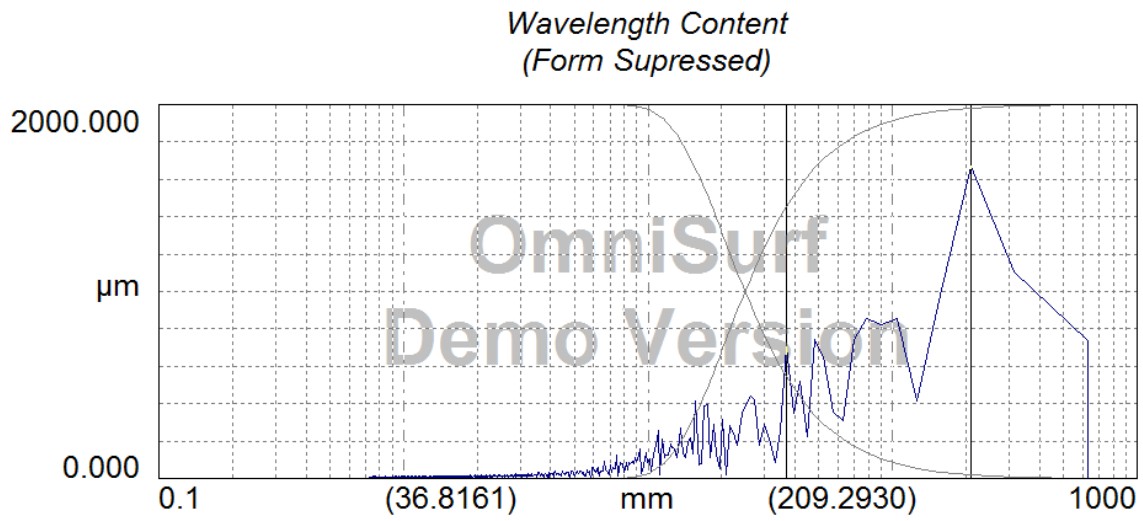


b) Espectro

Figura C.19 Espectro del perfil 2a del modelo de pila M6P1



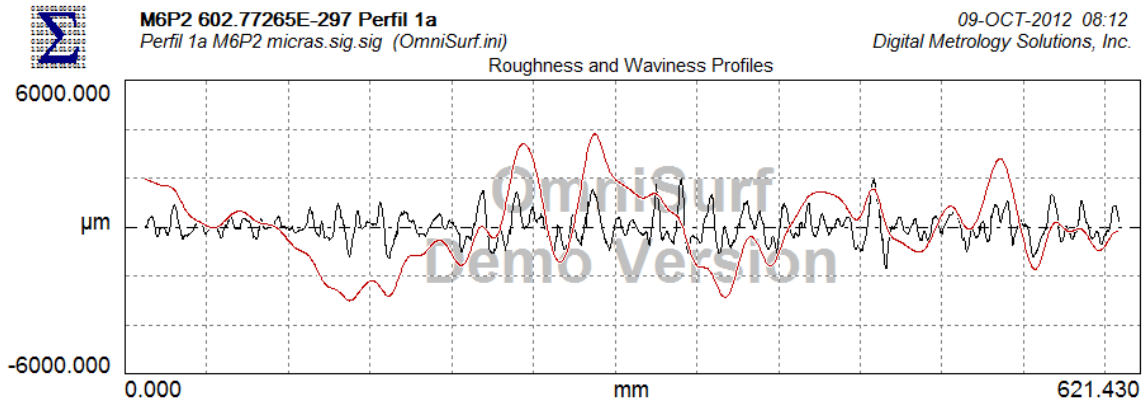
a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)



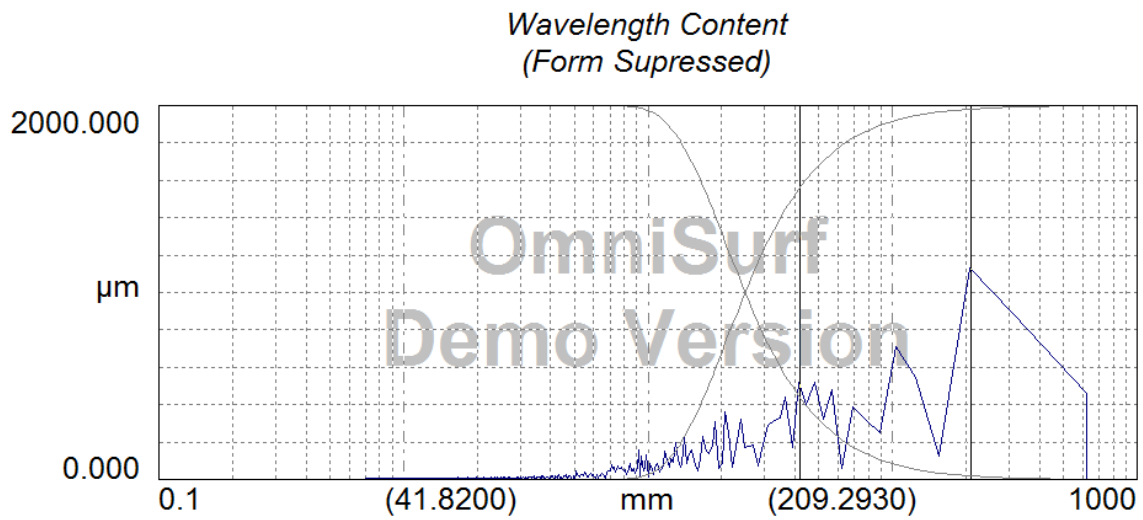
b) Espectro

Figura C.20 Espectro del perfil 2b del modelo de pila M6P1

C.4.2 Modelo de pila M6P2

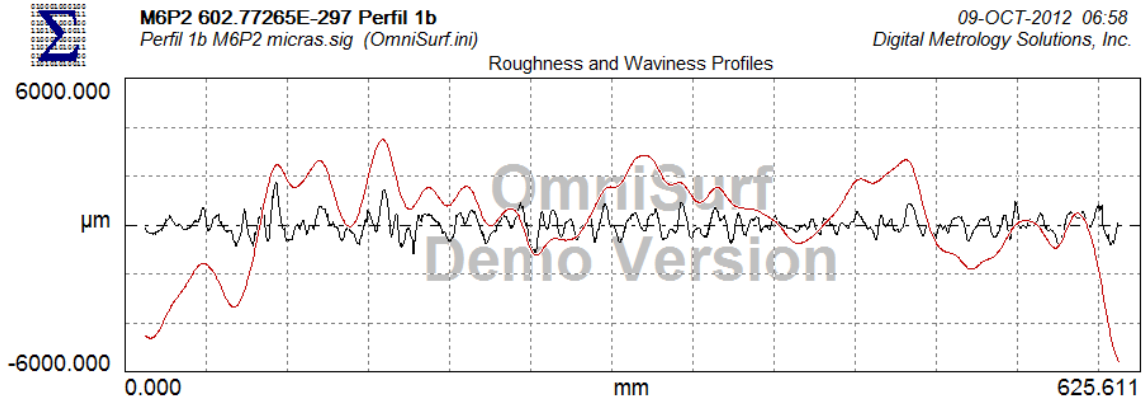


a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)

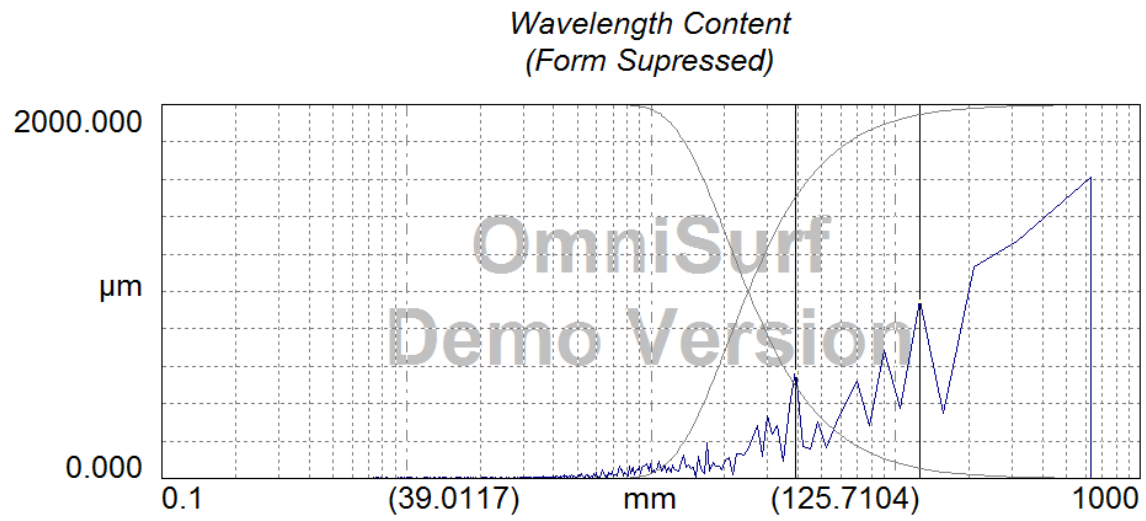


b) Espectro

Figura C.21 Espectro del perfil 1a del modelo de pila M6P2



a) Perfil de rugosidad y perfil de ondulación (waviness)



b) Espectro

Figura C.22 Espectro del perfil 1b del modelo de pila M6P2

ANEXO D

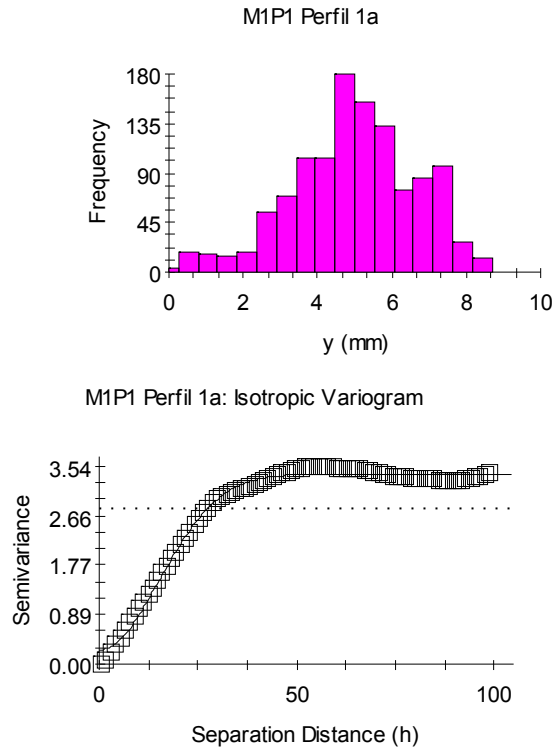
SEMIVARIOGRAMAS

D.1 PRESENTACIÓN

Se presentan en este Anexo D los semi-variogramas y dimensión fractal D_f de los 22 perfiles de rugosidad analizados que se describen en el Capítulo 4. En todos los perfiles, se eliminó la forma (tendencia), mediante una recta de referencia obtenida con mínimos cuadrados.

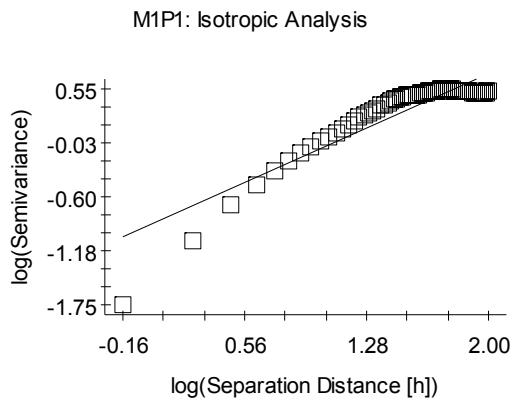
D.2 SEMIVARIOGRAMAS PARA MODELOS DE PILAS DE LA SERIE M1 (30% DE GRAVA)

D.2.1 Modelo de pila M1P1



Gaussian model ($C_0 = 0.25600$; $C_0 + C = 3.41000$; $A_0 = 21.50$; $r^2 = 0.993$;
 RSS = 0.603)

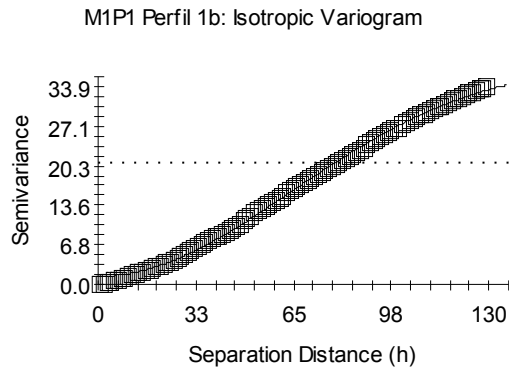
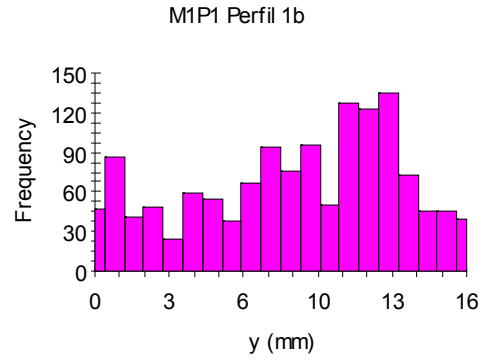
a) *Semivariograma*



$D_0 = 1.596$ (SE = 0.077; $r^2 = 0.837$; $n = 85$)

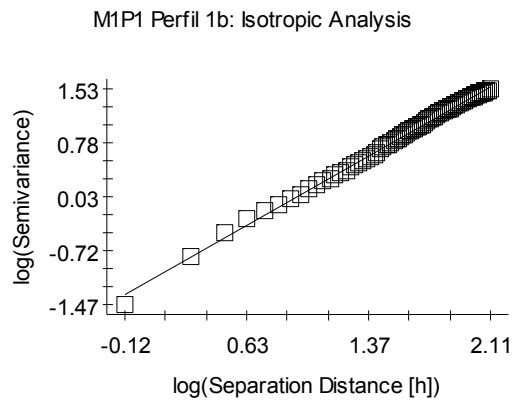
b) *Dimensión Fractal*

Figura D.1 Semivariogramas del perfil 1a del modelo de pila M1P1



Gaussian model ($C_0 = 1.40000$; $C_0 + C = 38.01000$; $A_0 = 90.40$; $r^2 = 0.999$;
RSS = 18.1)

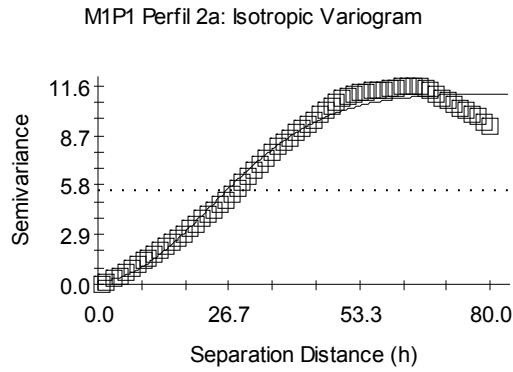
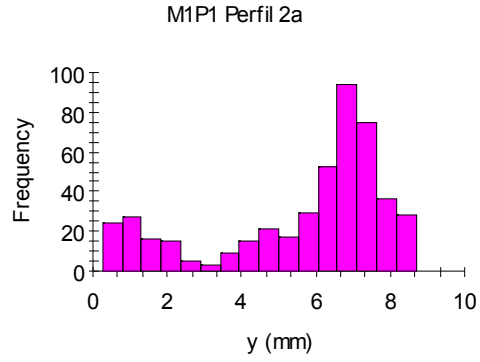
a) *Semivariograma*



$D_0 = 1.348$ (SE = 0.006; $r^2 = 0.998$; $n = 111$)

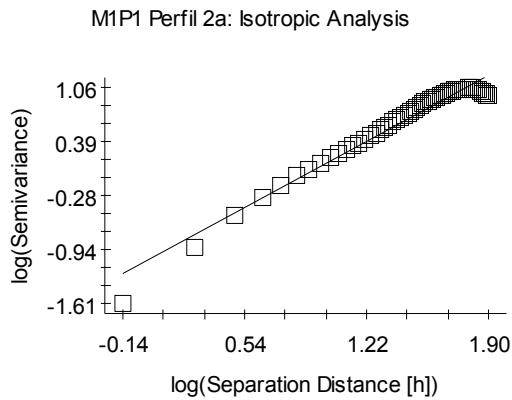
b) *Dimensión fractal D*

Figura D.2 Semivariogramas del perfil 1b del modelo de pila M1P1



Gaussian model ($C_0 = 0.20000$; $C_0 + C = 11.13000$; $A_0 = 32.30$; $r^2 = 0.979$; $RSS = 21.4$)

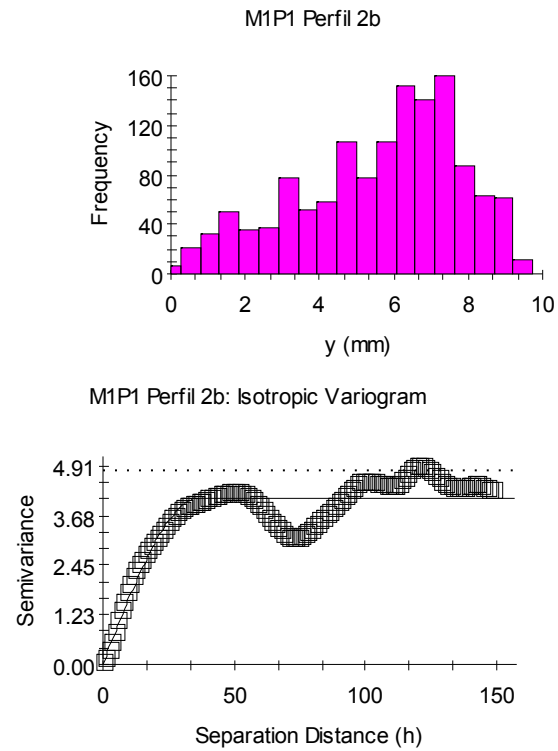
a) *Semivariograma*



$D_0 = 1.397$ (SE = 0.035; $r^2 = 0.961$; $n = 67$)

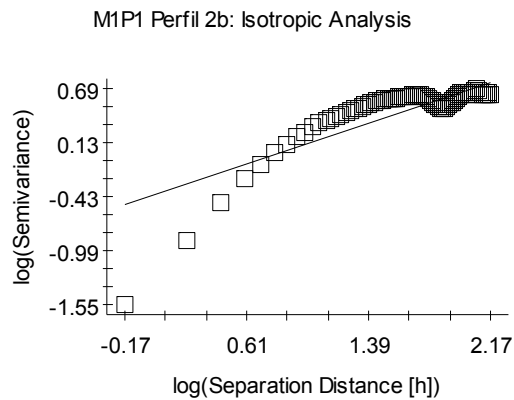
a) *Dimensión fractal D*

Figura D.3 Semivariogramas del perfil 2a del modelo de pila M1P1



Spherical model ($C_0 = 0.01000$; $C_0 + C = 4.13300$; $A_0 = 36.80$; $r_2 = 0.828$;
 RSS = 22.7)

a) *Semivariograma*



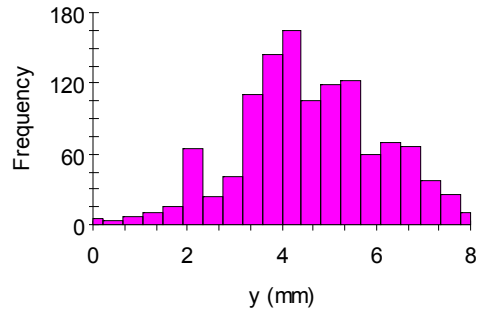
$D_0 = 1.727$ (SE = 0.101; $r_2 = 0.695$; $n = 130$)

b) *Dimensión fractal D*

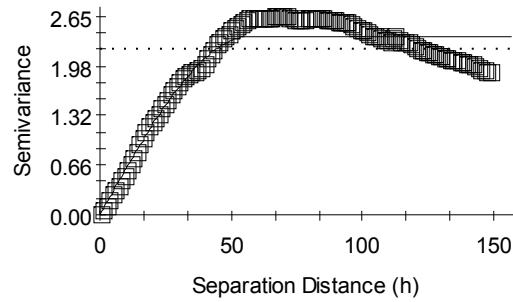
Figura D.4 Semivariogramas del perfil 2b del modelo de pila M1P1

D.2.2 Modelo de pila M1P2

M1P2 Perfil 1a



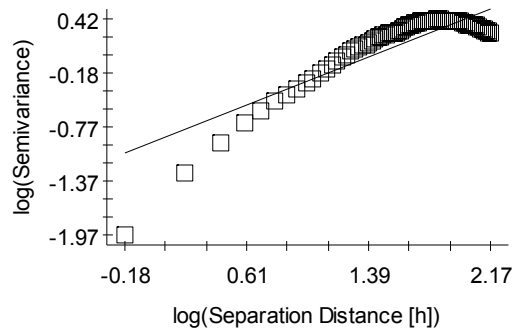
M1P2 Perfil 1a: Isotropic Variogram



Spherical model ($C_0 = 0.00100$; $C_0 + C = 2.38200$; $A_0 = 57.10$; $r^2 = 0.916$; $RSS = 4.98$)

a) *Semivariograma*

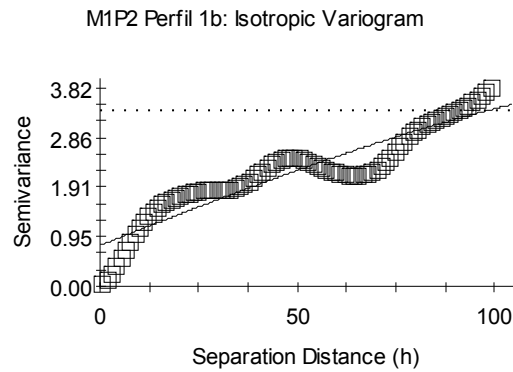
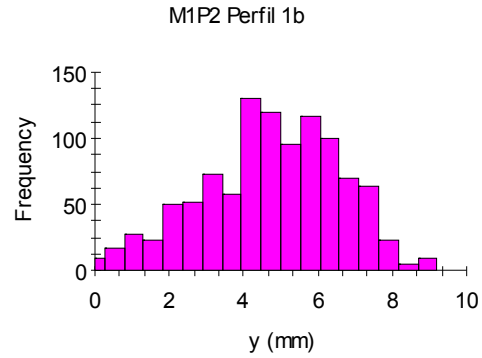
M1P2 Perfil 1a: Isotropic Analysis



$D_0 = 1.658$ ($SE = 0.084$; $r^2 = 0.755$; $n = 129$)

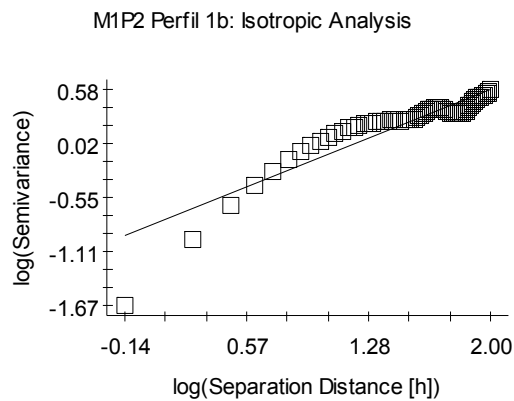
b) *Dimensión fractal D*

Figura D.5 Semivariogramas del perfil 1a del modelo de pila M1P2



Spherical model ($C_0 = 0.79000$; $C_0 + C = 4.14000$; $A_0 = 168.90$; $r_2 = 0.862$; $RSS = 8.10$)

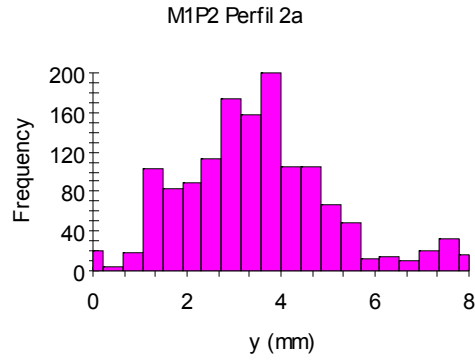
a) *Semivariograma*



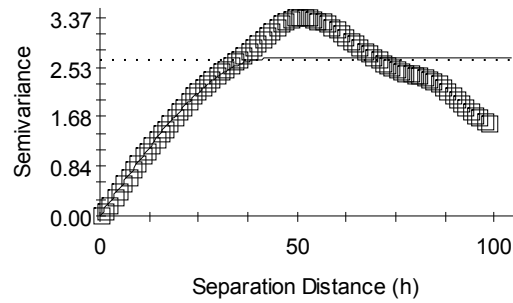
$D_0 = 1.642$ ($SE = 0.075$; $r^2 = 0.850$; $n = 86$)

b) *Dimensión fractal D*

Figura D.6 Semivariogramas del perfil 1b del modelo de pila M1P2



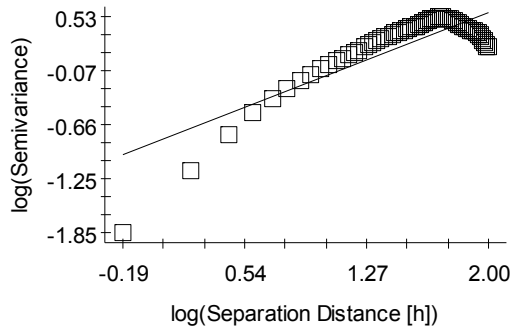
M1P2 Perfil 2a: Isotropic Variogram



Spherical model ($C_0 = 0.00100$; $C_0 + C = 2.67000$; $A_0 = 42.00$; $r_2 = 0.758$; $RSS = 15.4$)

a) *Semivariograma*

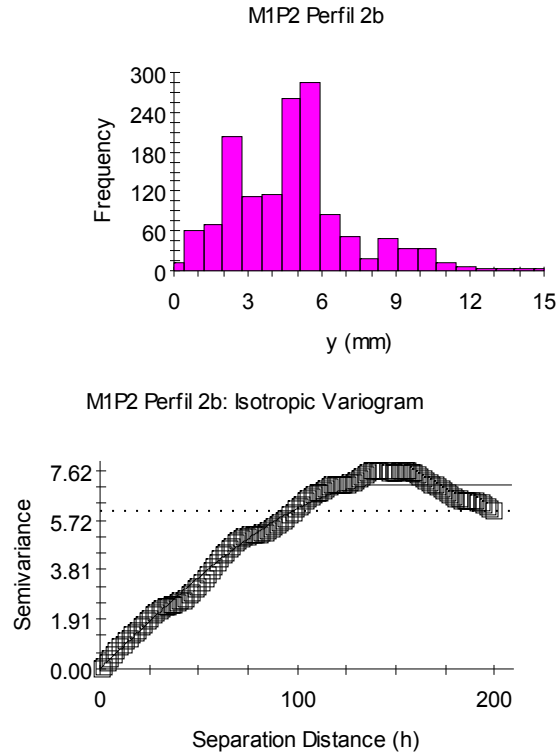
M1P2 Perfil 2a: Isotropic Analysis



$D_0 = 1.637$ (SE = 0.114; $r_2 = 0.713$; $n = 85$)

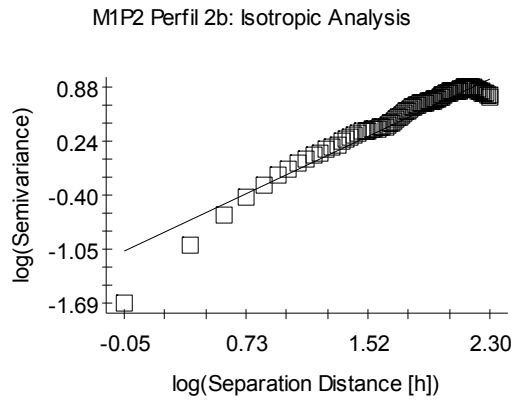
b) *Dimensión fractal D*

Figura D.7 Semivariogramas del perfil 2a del modelo de pila M1P2



Spherical model ($C_0 = 0.01000$; $C_0 + C = 7.10200$; $A_0 = 145.60$; $r_2 = 0.977$;
 RSS = 15.5)

a) *Semivariograma*



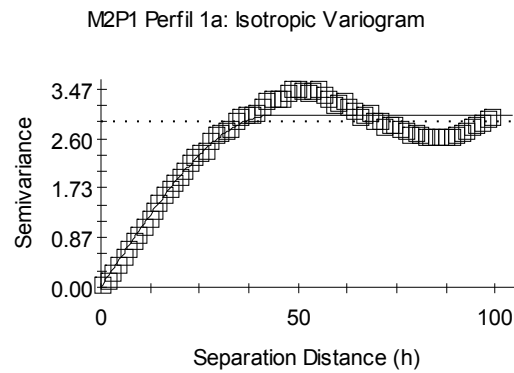
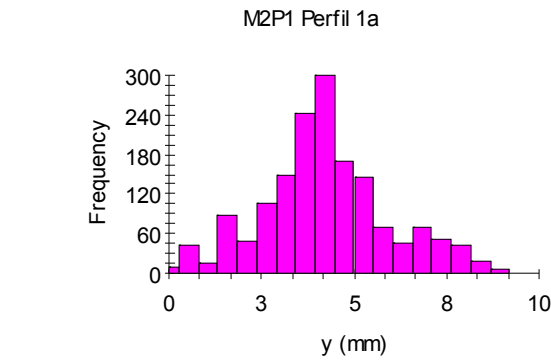
$D_0 = 1.561$ (SE = 0.037; $r_2 = 0.932$; $n = 130$)

b) *Dimensión fractal D*

Figura D.8 Semivariogramas del perfil 2b del modelo de pila M1P2

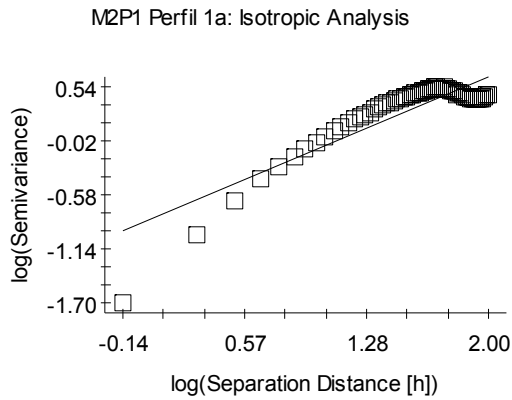
D.3 SEMIVARIOGRAMAS PARA MODELOS DE PILA DE LA SERIE M2 (40% DE GRAVA)

D.3.1 Modelo de pila M2P1



Spherical model ($C_0 = 0.00100$; $C_0 + C = 3.00500$; $A_0 = 43.20$; $r^2 = 0.934$; $RSS = 3.97$)

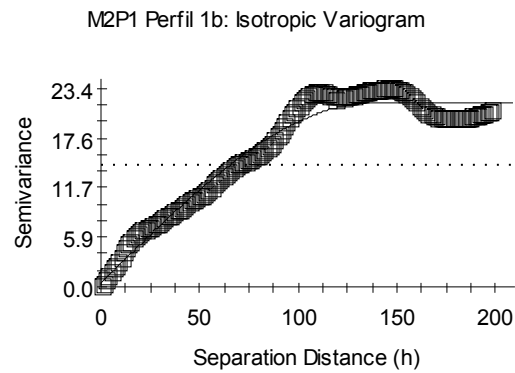
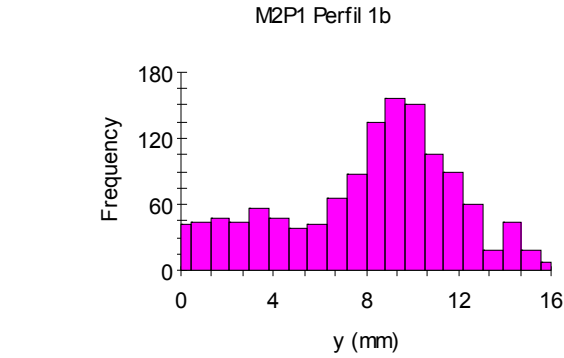
a) *Semivariograma*



$D_0 = 1.623$ ($SE = 0.096$; $r^2 = 0.791$; $n = 77$)

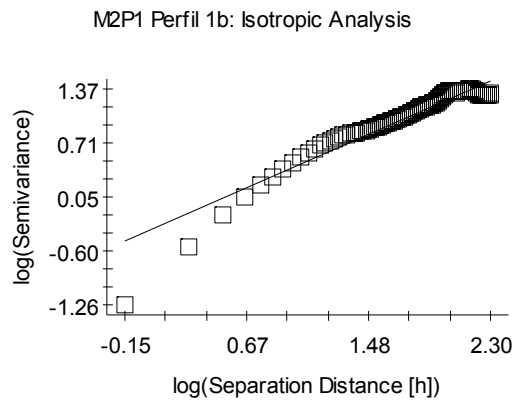
b) *Dimensión fractal*

Figura D.9 Semivariogramas del perfil 1a del modelo de pila M2P1



Spherical model ($C_0 = 0.45000$; $C_0 + C = 21.74000$; $A_0 = 138.50$; $r_2 = 0.964$;
RSS = 259.)

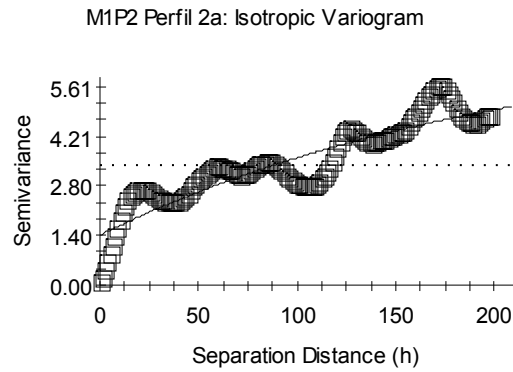
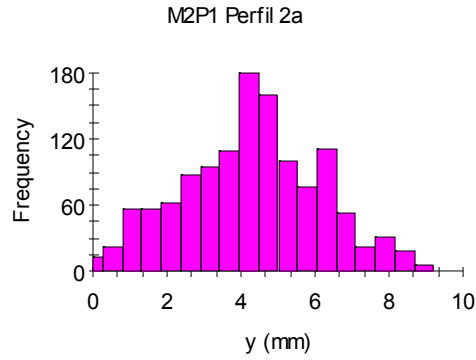
a) *Semivariograma*



$D_0 = 1.599$ (SE = 0.040; $r_2 = 0.910$; $n = 161$)

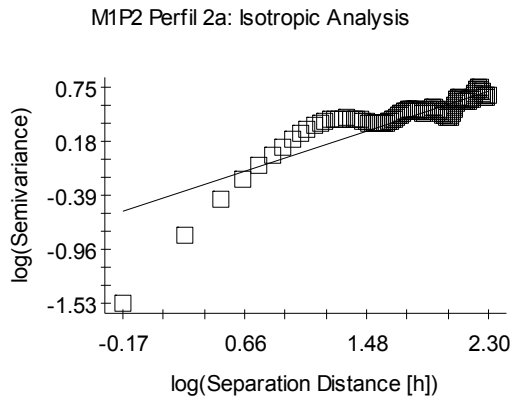
b) *Dimensión fractal*

Figura D.10 Semivariogramas del perfil 1b del modelo de pila M2P1



Exponential model ($C_0 = 1.41000$; $C_0 + C = 7.14300$; $A_0 = 207.20$; $r^2 = 0.816$; $RSS = 36.4$)

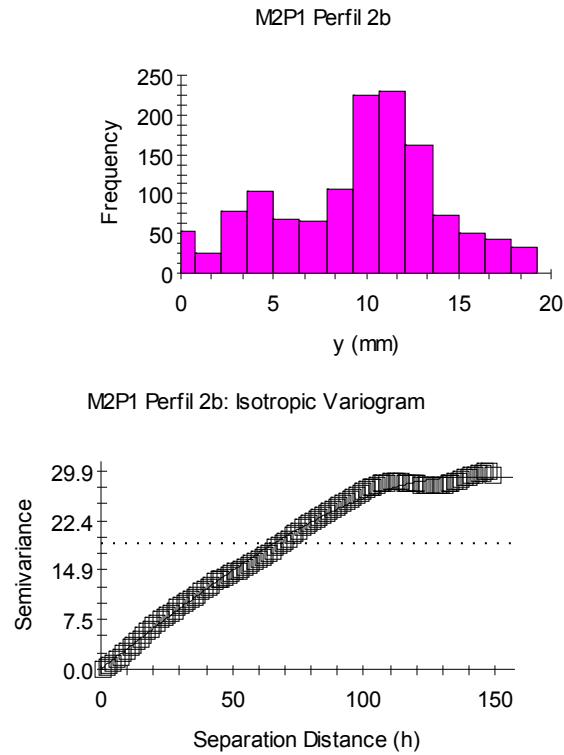
a) *Semivariograma*



$D_0 = 1.738$ (SE = 0.076; $r^2 = 0.772$; $n = 156$)

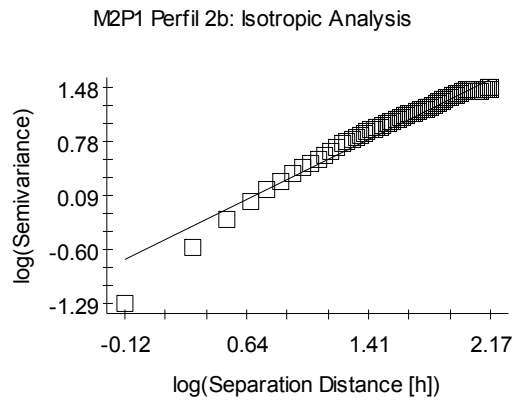
b) *Dimensión fractal*

Figura D.11 Semivariogramas del perfil 2a del modelo de pila M2P1



Spherical model ($C_0 = 0.01000$; $C_0 + C = 29.09000$; $A_0 = 140.30$; $r_2 = 0.996$;
RSS = 41.4)

a) *Semivariograma*

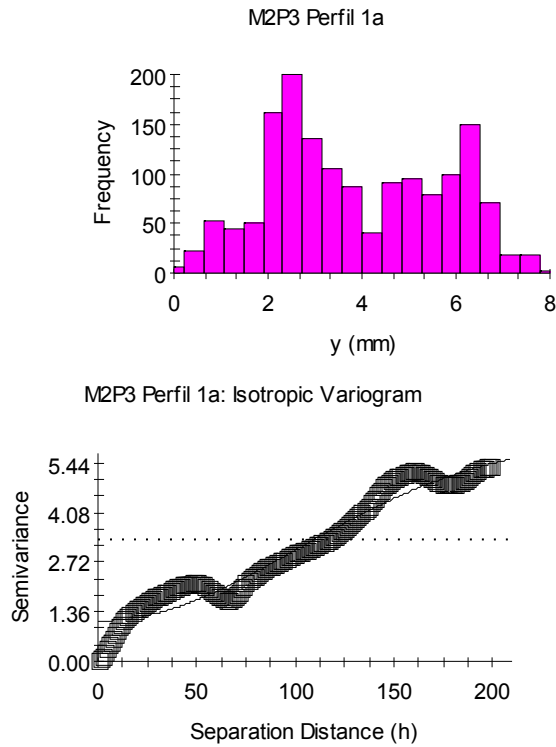


$D_0 = 1.493$ (SE = 0.028; $r_2 = 0.961$; $n = 116$)

b) *Dimensión fractal*

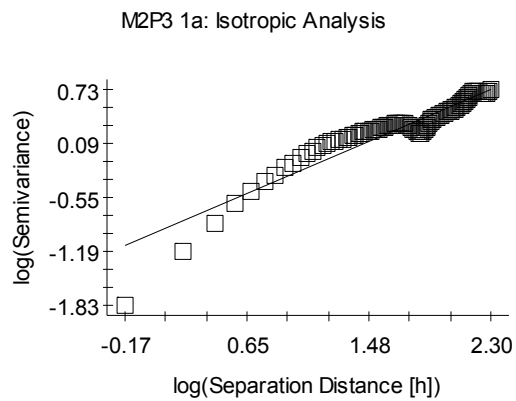
Figura D.12 Semivariogramas del perfil 2b del modelo de pila M2P1

D.3.2 Modelo de pila M2P3



Gaussian model ($C_0 = 1.11000$; $C_0 + C = 6.16100$; $A_0 = 143.40$; $r^2 = 0.948$;
RSS = 21.7)

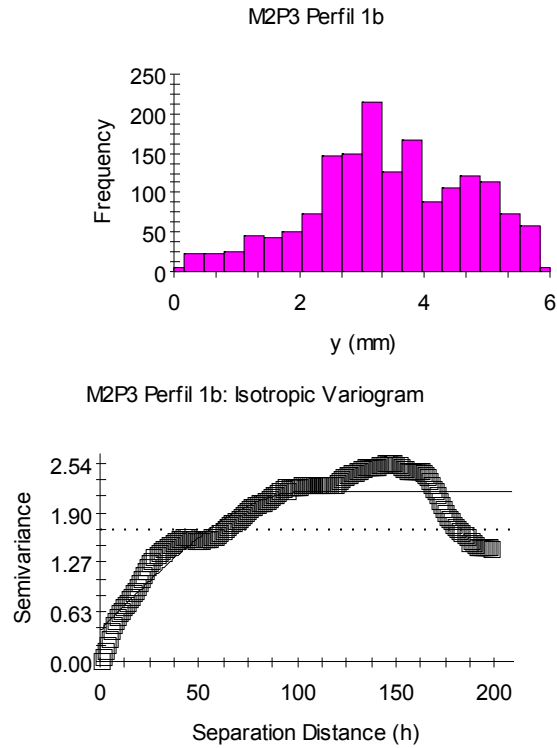
a) Semivariograma



$D_0 = 1.626$ (SE = 0.037; $r^2 = 0.913$; $n = 187$)

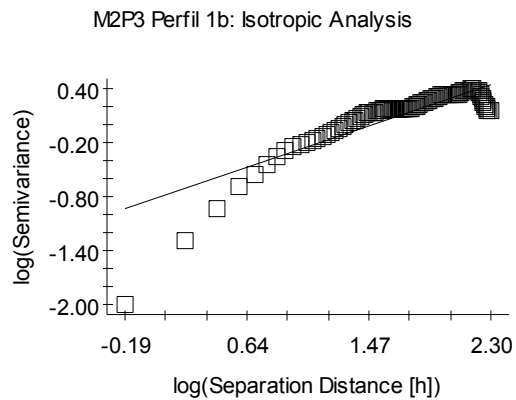
b) Dimensión fractal

Figura D.13 Semivariograma del perfil 1a del modelo de pila M2P3



Spherical model ($C_0 = 0.40000$; $C_0 + C = 2.17300$; $A_0 = 103.00$; $r^2 = 0.788$; $RSS = 13.8$)

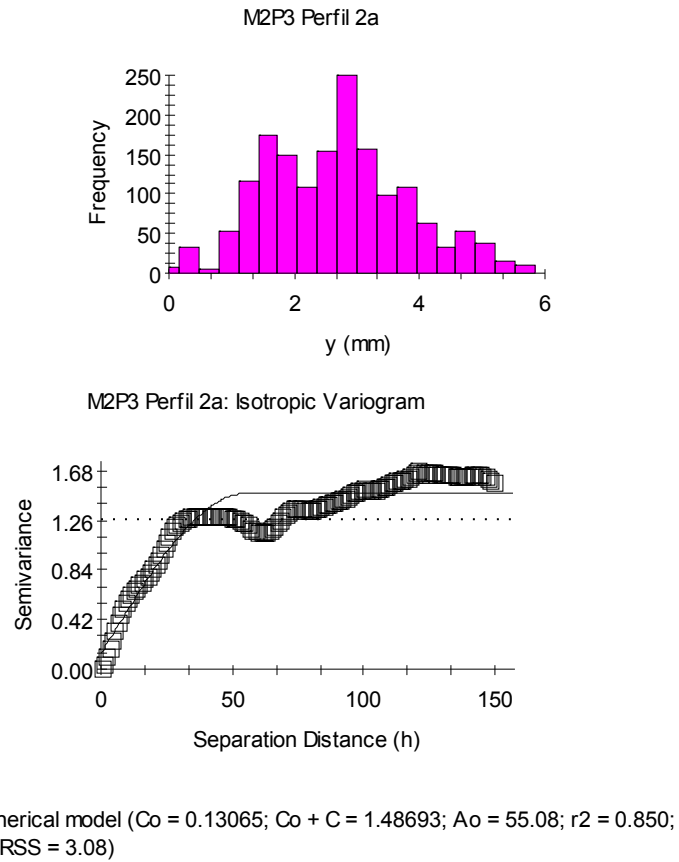
a) *Semivariograma*



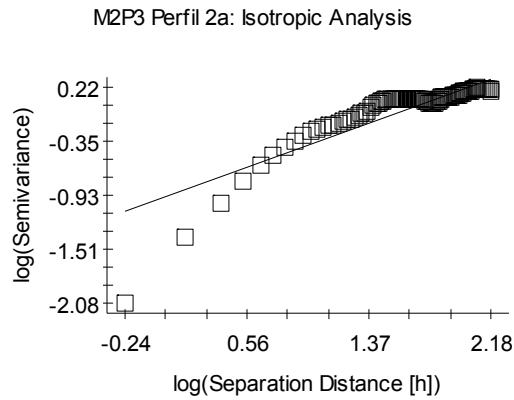
$D_0 = 1.720$ ($SE = 0.074$; $r^2 = 0.740$; $n = 190$)

b) *Dimensión Fractal*

Figura D.14 Semivariogramas del perfil 1b del modelo de pila M2P3

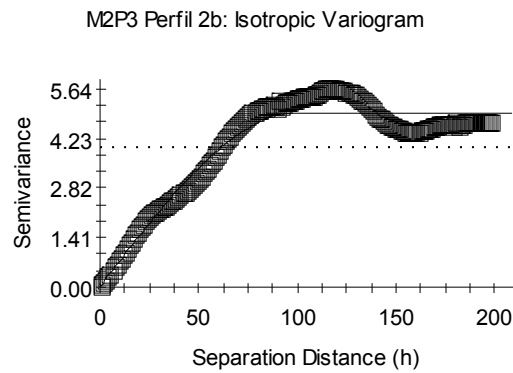
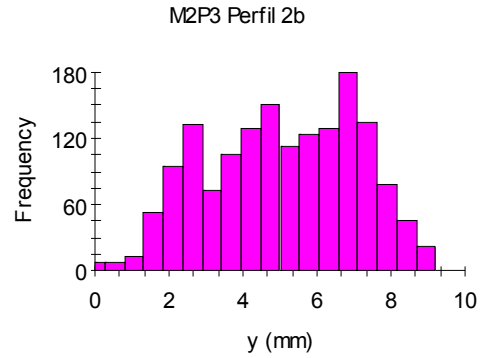


a) *Semivariogramas*



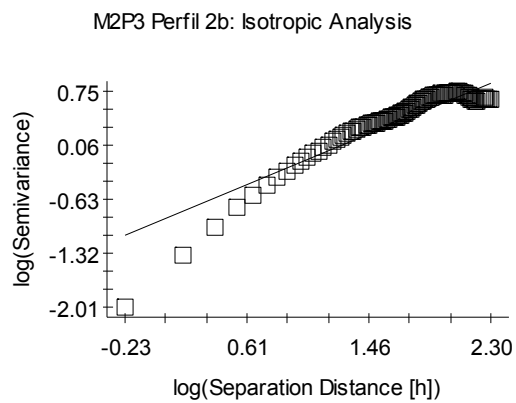
b) *Dimensión Fractal*

Figura D.15 Semivariogramas del perfil 2a del modelo de pila M2P3



Spherical model ($C_0 = 0.01000$; $C_0 + C = 4.97500$; $A_0 = 100.80$; $r_2 = 0.945$;
RSS = 23.6)

a) *Semivariogramas*



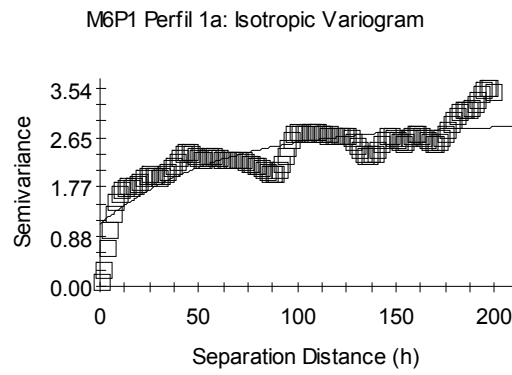
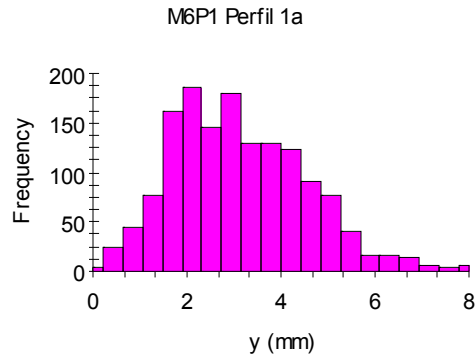
$D_0 = 1.615$ (SE = 0.051; $r_2 = 0.842$; $n = 192$)

b) *Dimensión fractal*

Figura D.16 Semivariogramas del perfil 2b del modelo de pila M2P3

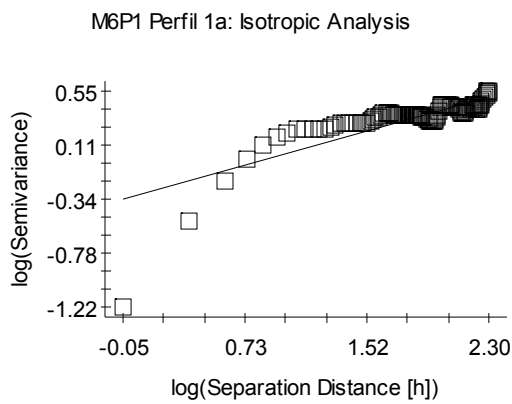
D.4 PERFILES PARA MODELOS DE PILA DE LA SERIE M6 (60% DE GRAVA)

D.4.1 Modelo de pila M6P1



Exponential model ($C_0 = 1.11200$; $C_0 + C = 2.90300$; $A_0 = 59.80$; $r^2 = 0.719$; $RSS = 10.8$)

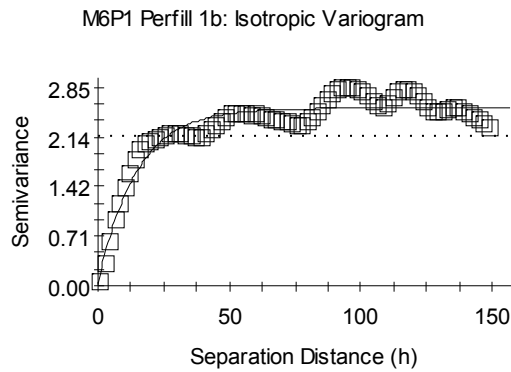
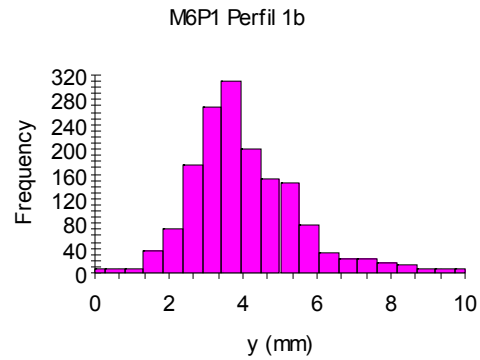
a) *Semivariogramas*



$D_0 = 1.820$ ($SE = 0.111$; $r^2 = 0.677$; $n = 131$)

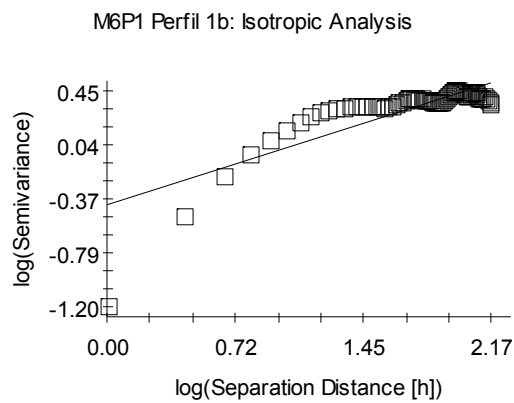
b) *Dimensión fractal*

Figura D.17 Semivariogramas del perfil 1a del modelo de pila M6P1



Exponential model ($C_0 = 0.03800$; $C_0 + C = 2.55400$; $A_0 = 14.40$; $r^2 = 0.910$; $RSS = 1.96$)

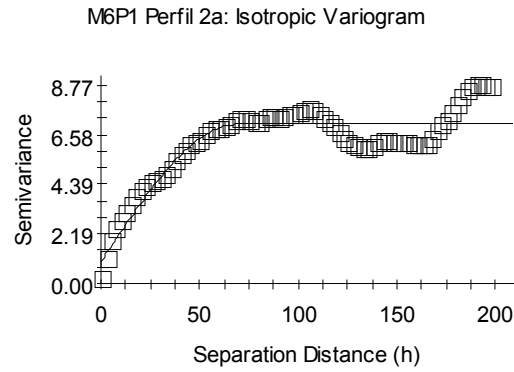
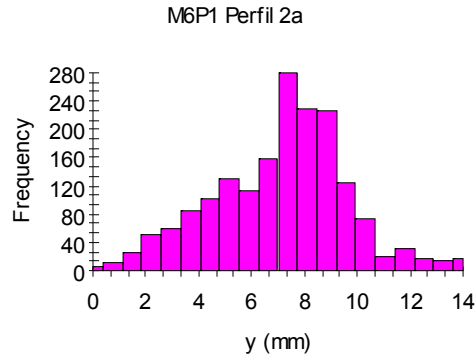
a) *Semivariogramas*



$D_0 = 1.782$ (SE = 0.141; $r^2 = 0.679$; $n = 78$)

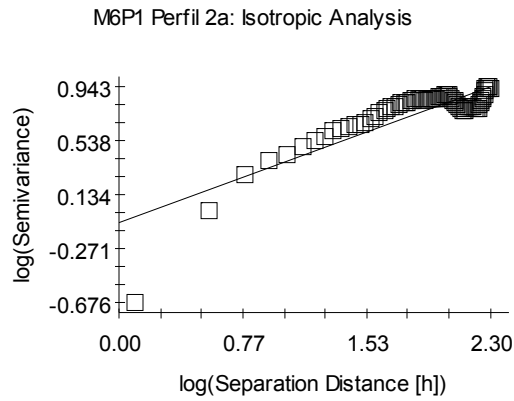
b) *Dimensión fractal*

Figura D.18 Semivariogramas del perfil 1b del modelo de pila M6P1



Spherical model ($C_0 = 0.95000$; $C_0 + C = 7.04600$; $A_0 = 68.80$; $r^2 = 0.831$; $RSS = 38.5$)

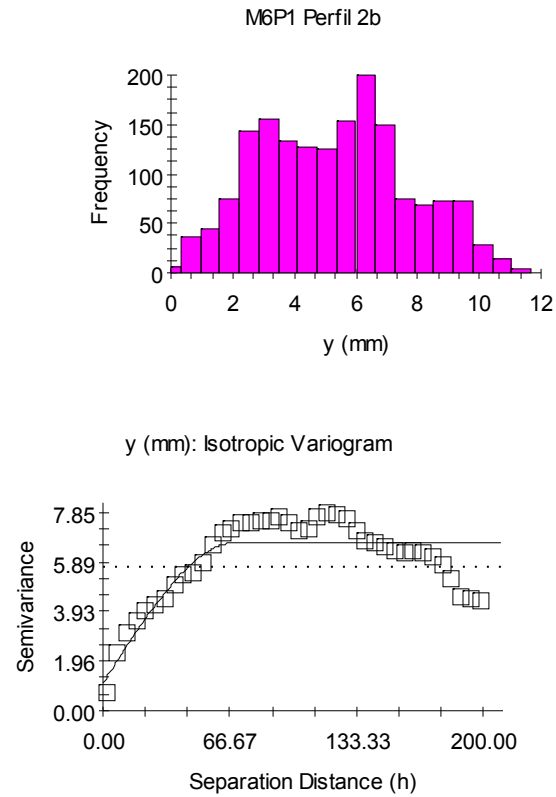
a) *Semivariograma*



$D_0 = 1.776$ (SE = 0.117; $r^2 = 0.746$; $n = 80$)

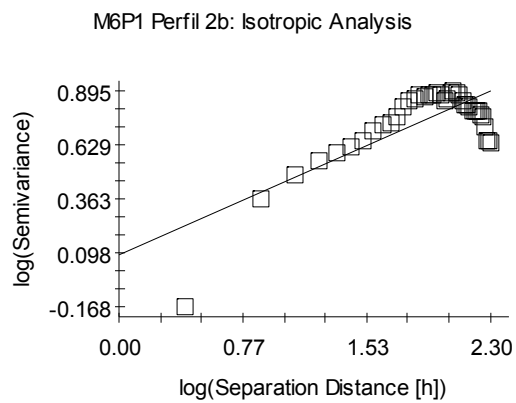
b) *Dimensión fractal*

Figura D.19 Semivariogramas del perfil 2a del modelo de pila M6P1



Spherical model ($C_0 = 1.10000$; $C_0 + C = 6.69200$; $A_0 = 70.50$; $r^2 = 0.725$; $RSS = 30.5$)

a) *Semivariogramas*

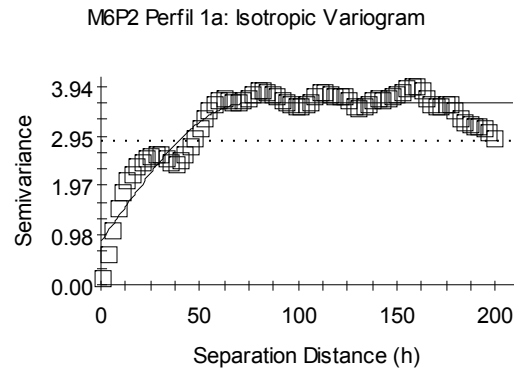
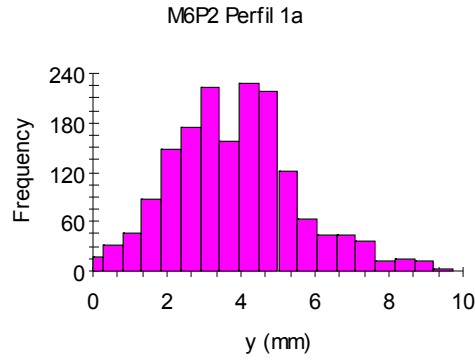


$D_0 = 1.822$ ($SE = 0.240$; $r^2 = 0.602$; $n = 40$)

b) *Dimensión fractal*

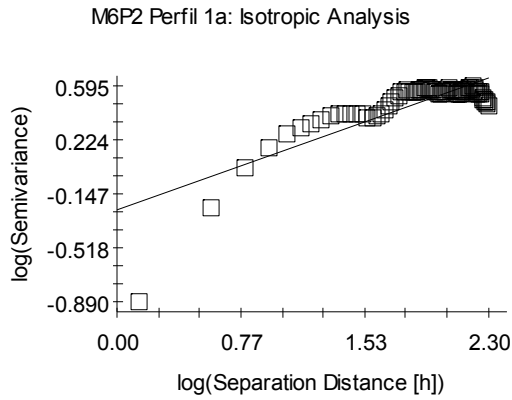
Figura D.20 Semivariogramas del perfil 2b del modelo de pila M6P1

D.4.2 Modelo de pila M6P2



Spherical model ($C_0 = 0.85900$; $C_0 + C = 3.60500$; $A_0 = 73.30$; $r_2 = 0.871$; $RSS = 6.00$)

a) *Semivariogramas*

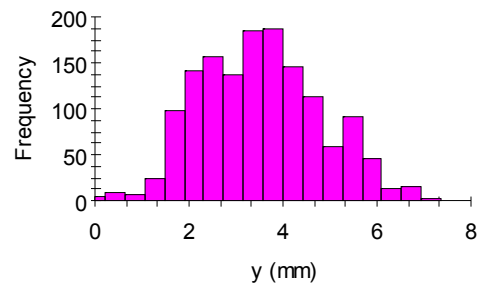


$D_0 = 1.804$ ($SE = 0.137$; $r_2 = 0.685$; $n = 82$)

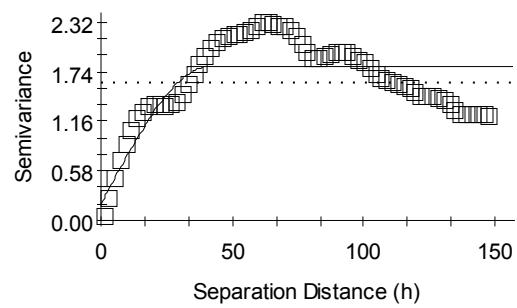
b) *Dimensión fractal*

Figura D.21 Semivariogramas del perfil 1a del modelo de pila M6P2

M6P2 Perfil 1b



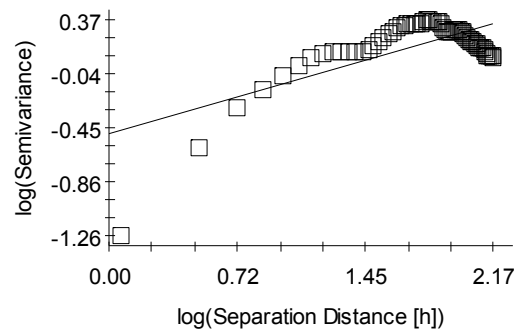
M6P2 Perfil 1b: Isotropic Variogram



Spherical model ($C_0 = 0.19200$; $C_0 + C = 1.81000$; $A_0 = 41.60$; $r^2 = 0.584$;
RSS = 6.81)

a) Semivariogramas

M6P2 Perfil 1b: Isotropic Analysis



$D_0 = 1.808$ (SE = 0.233; $r^2 = 0.474$; $n = 69$)

b) Dimensión fractal

Figura D.22 Espectro del perfil 1b del modelo de pila M6P2