

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE LA EFECTIVIDAD DE LA TECNOLOGÍA DE JET GROUTING EN EL MEJORAMIENTO DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS DEL TRAMO CV03 DE LA LINEA IV DEL METRO DE CARACAS.

Presentado ante la ilustre Universidad
Central de Venezuela para optar al título
de Ingeniero de Minas por la Br.
Fernández O, Evelyn C.

Caracas, Noviembre 2003.

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE LA EFECTIVIDAD DE LA TECNOLOGÍA DE JET GROUTING EN EL MEJORAMIENTO DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS DEL TRAMO CV03 DE LA LINEA IV DEL METRO DE CARACAS.

Tutor académico: Prof. Ing. Omar Márquez.

Presentado ante la ilustre Universidad
Central de Venezuela para optar al título
de Ingeniero de Minas por la Br.
Fernández O, Evelyn C.

Caracas, Noviembre 2003.

A mis padres y hermano.
A mi amado Esposo David.
A Carlos Montiel †

AGRADECIMIENTOS.

A la Universidad Central de Venezuela, por cobijarme bajo su techo y otorgarme el honor y el privilegio de adquirir todos los conocimientos que en un futuro cercano aplicaré como profesional.

A mi tutor académico el profesor Omar Márquez, por su paciencia y consideración a lo largo de todo este tiempo.

A Dios por ponerme en el lugar y momento adecuado.

A mis padres por darme la vida y ocuparse de mí durante los primeros años de mi vida.

A David Peraza mi amadísimo esposo, por ser mi compañero de vida, por la gran paciencia, su inmenso amor y apoyo incondicional en todo momento.

Al Departamento de Ingeniería de Minas.

A la señora Margarita Phillips, por su cariño y sus sabios consejos en los momentos precisos.

A mis amigos de siempre Diana Mollegas, Froilán Lozada, por su apoyo y buenas energías.

A Eunice y María Teresa por estar siempre pendiente del desarrollo de este Trabajo Especial de Grado.

¡REALMENTE GRACIAS DE TODO CORAZÓN!

Fernández O, Evelyn C.

**EVALUACIÓN DE LA EFECTIVIDAD DE LA TECNOLOGÍA DE
JET GROUTING EN EL MEJORAMIENTO DE LAS
PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS DEL TRAMO
CV03 DE LA LÍNEA IV DEL METRO DE CARACAS.**

**Tutor Académico: Prof Omar Márquez. Tesis. Caracas, U.C.V. Facultad de
Ingeniería. Escuela de Ingeniería de Minas. Año 2003, n° pág 130.**

Palabras Claves: Suelo, inyección, disgregar, técnica, Jet Grouting.

Resumen. La técnica de Jet Grouting, es una técnica de inyección, que tiene la capacidad de disgregar el suelo natural mezclándolo con el fluido inyectado, tiene la particularidad de que permite tratar casi todo tipo de terreno que amerite ser mejorado mecánicamente, evitando de esta forma los problemas de penetrabilidad, relacionados con la granulometría del medio y no permitiendo que la sustancia inyectada se disponga en vetas o capas. La maquinaria necesaria para este tipo de trabajo, se encuentra constituida por equipos de perforación e inyección de dimensiones reducidas, lo cual permite movilizar los mismos con gran facilidad y hace que esta técnica sea fácilmente empleada en lugares de espacios confinados y reducidos, convirtiéndose así en un método comúnmente usado hoy en día.

ÍNDICE GENERAL.

Contenido	Pág
Dedicatoria	i
Agradecimientos	ii
Resumen	iii
Indice General	iv
Indice de Cuadros y Tablas	vii
Indice de Figuras	viii
Indice de Gráficos	x
Introducción	1
 CAPÍTULO I	
1. Planteamiento del Problema	3
1.1. Objetivos	4
1.2. Justificación del Problema	5
1.3. Localización del área de estudio	6
1.4. Historia de la Empresa Metro de Caracas	7
1.5. Geología Regional	9
1.6. Geología Local	10
 CAPÍTULO II	
2. Marco Teórico	11
2.1. Antecedentes	11
2.2. Bases Teóricas	12
2.2.1. Los Suelos	12
2.2.2. Clasificación de los suelos	13
2.2.3. Sistema Unificado de Clasificación de los suelos	13
2.3. Compacidad Relativa	15
2.4. Asentamientos	17
2.4.1. Asentamientos relacionados con la construcción de túneles	18
2.5. Suelos ventajosos y desventajosos para la construcción en túnel	19
2.6. Comportamiento de los suelos debido a la construcción de túneles	20
2.6.1. Suelos granulares sin cohesión	20
2.6.2. Suelos con cohesión y fricción	21
2.6.3. Arcillas firmes, no expansivas	22
2.6.4. Arcillas blandas saturadas	22

2.7. Métodos de exploración de suelos	23
2.7.1. Métodos directos de exploración	24
2.8. Método de Penetración Estándar	27
 CAPÍTULO III	
3. Mejoramiento de Suelos	31
3.1. Tipos de Mejoramientos ó Estabilizaciones de Suelos	31
3.1.1. Estabilización Mecánica	32
3.1.2. Estabilización Química	38
3.1.3. Estabilización Térmica	40
3.1.4. Estabilización Eléctrica	41
3.1.5. Estabilización por Inyección	42
 CAPITULO IV	
4. Tecnología del Jet Grouting	47
4.1. Generalidades	47
4.2. Evolución del método de inyección Jet Grouting	51
4.3. Principios físicos del Jet Grouting	52
4.4. Criterios de diseño	61
4.5. Diagrama operativo desarrollado por la CCP Italiana	64
4.6. Aspectos tecnológicos de la metodología Jet Grouting	68
4.7. Principales aspectos en el tratamiento por Jet Grouting	71
4.8. Aplicaciones generales de la tecnología Jet Grouting	72
4.9. Principales aplicaciones de la tecnología Jet Grouting en Venezuela	74
 CAPÍTULO V	
5. Verificación de la Efectividad de la Técnica Jet Grouting	82
5.1. Perfil del subsuelo antes de la inyección	82
5.2. Ensayos de laboratorio realizados antes de la aplicación de la técnica del Jet Grouting	83
5.3. Ensayos de laboratorio realizados a las muestras obtenidas de la inyección de las columnas de jet Grouting	90
5.4. Obtención de las muestras a ser ensayadas	90

5.5. Determinación de la resistencia a la compresión simple (C_o) en muestras extraídas del material de rebose del Jet Grouting	93
5.5.1. Propósito y aplicación del ensayo	94
5.5.2. Equipo utilizado	94
5.5.3. Preparación de las muestras	95
5.6. Resultados	97
5.7. Análisis de resultados	113
5.7.1. Suelos antes del tratamiento	113
5.7.2. Suelos luego del tratamiento	114
5.7.3. Comparación de los valores en las propiedades mecánicas de los suelos antes y después del tratamiento Jet Grouting	116
5.8. Conclusiones	117
5.9. Recomendaciones	120
Bibliografía	121
Anexos	

ÍNDICE DE CUADROS Y TABLAS.

	Pág
Tabla 1. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	14
Tabla.2. Correlación entre el Número de Golpes (N) y la Densidad Relativa para arenas	29
Tabla.2.1. Correlación entre el Número de Golpes (N) y la Consistencia para las arcillas	30
Tabla. 5. Caracterización de los Suelos Sin Tratar	97
Tabla 5.1. Resultados de la aplicación de la Tecnología Jet Grouting	100
Tabla 5.2. Cuadro comparativo de Densidades	103
Tabla 5.3. Cuadro comparativo de la Resistencia a la Compresión Simple antes y después de la aplicación del Jet Grouting	110

ÍNDICE DE FIGURAS.

	Pág
Fig 1. Líneas Metro de Caracas	8
Fig 1.1. Grupo Caracas	9
Fig 2. Tubo Shelby	27
Fig.2.1. Muestreador para la Prueba de Penetración Estándar	28
Fig.3. Inyección por Permeación	43
Fig. 3.1. Inyección por Compactación	44
Fig. 3.2. Inyección por Fracturación	45
Fig.3.3. Esquema de la Tecnología Jet Grouting	46
Fig.4. Esquema Operativo del Sistema CCP	54
Fig.4.1. Esquemas Geométricos de elementos de Columnas CCP	55
Fig.4.2. Resistencia a la Compresión en muestras de elementos CCP	56
Fig.4.3. Principales métodos de Jet Grouting	60
Fig.4.4 Diámetro de la Columna de Jet Grouting	62
Fig.4.4. Columnas de CCP descubiertas	63
Fig.4.5. Terrenos Arcillosos	63
Fig.4.6. Terrenos no Cohesivos	63
Fig.4.7. Diagrama Operativo para el diseño de las columnas de Jet Grouting	66
Fig.4.8. Diferentes fases a realizar cuando se coloca un refuerzo metálico	70
Fig.4.9. Diafragmas impermeables continuos a la excavación de túneles urbanos	75
Fig.5.1. Muestras de Suelo Sin Tratar	84
Fig.5.2. Muestras de Suelo Sin Tratar	84
Fig.5.3. Muestras de Suelo Sin Tratar	85
Fig.5.4. Muestras de Suelo Sin Tratar	85
Fig.5.5. Muestras de Suelo sin Tratar	86

Fig.5.6. Muestras de Suelo Sin Tratar	86
Fig.5.7. Muestras de Suelo Sin Tratar	87
Fig.5.8. Muestras de Suelo Sin Tratar	87
Fig.5.9. Muestras de Suelo sin Tratar	88
Fig.5.10. Muestras de suelo sin Tratar	88
Fig.5.11. Muestras de suelo sin Tratar	89
Fig.5.12. Muestras de Suelo sin Tratar	89
Fig.5.13. Obtención de las Muestras de Suelo Tratado	91
Fig.5.14. Obtención de las Muestras de Suelo Tratado	91
Fig.5.15. Obtención de las Muestras de Suelo Tratado	92
Fig.5.16. Obtención de las Muestras de Suelo Tratado	92
Fig.5.17. Ensayo de Compresión sin Confinar	93

ÍNDICE DE GRÁFICOS.

	Pág
Gráfico 5. Densidad del Suelo sin Tratar	98
Gráfico.5.1. Densidad del Suelo sin Tratar	99
Gráfico.5.2. Densidad del Suelo Tratado con Jet Grouting	101
Gráfico.5.3. Densidad del Suelo Tratado con Jet Grouting	102
Gráfico.5.4. Densidades Antes y Después del Tratamiento de Jet Grouting	104
Gráfico.5.5. Densidades Antes y Después del Tratamiento de Jet Grouting	105
Gráfico.5.6. Resistencia a la Compresión simple en Muestras de Suelo sin Tratar	106
Gráfico.5.7. Resistencia a la Compresión simple en Muestras de Suelo sin Tratar	107
Gráfico.5.8. Resistencia a la Compresión Simple en Muestras de Suelo Tratado con Jet Grouting	108
Gráfico.5.9. Resistencia a la Compresión Simple en muestras de Suelo Tratado con Jet Grouting	109
Gráfico.5.10. Resistencia a la Compresión Simple Antes y Después del Trata- miento de Jet Grouting	111
Gráfico.5.11. Resistencia a la Compresión Simple Antes y Después del Trata- miento de Jet Grouting	112

INTRODUCCIÓN.

El mejoramiento de las características mecánicas de los suelos, juega un papel cada vez más importante, en los variados campos de aplicación de la tecnología de fundaciones; particularmente en el tratamiento de suelos cargados o soportando cargas bajo edificios nuevos o viejos.

Las técnicas de mejoramiento de suelos, se encuentran constituidas por procedimientos que tienden a modificar las condiciones originales de un suelo, en cuanto a: estabilidad volumétrica, resistencia, permeabilidad, compresibilidad y durabilidad, haciéndolo más apto y competente geomecánicamente. La viabilidad en el uso de estas técnicas, será en función de la relación costo/beneficio.

En la ingeniería de fundaciones, se han producido grandes avances, debido a la fabricación de novedosos equipos, y al desarrollo de nuevas tecnologías. Uno de los métodos de mejoramiento de suelos, lo constituye la tecnología del **JET GROUTING**, la cual se basa en inyectar en el terreno una mezcla cementante a elevada presión con el objetivo de conformar estructuras columnares que presenten altas características mecánicas, producto de la mezcla entre la sustancia cementante y el terreno tratado, los cuales, son disgregados por la energía del chorro que está siendo inyectado.

Esta técnica de inyección, debido a la capacidad que presenta de disgregar el suelo natural mezclándolo con el fluido inyectado, tiene la particularidad de que permite tratar casi todo tipo de terreno que amerite ser mejorado mecánicamente, evitando de esta forma los problemas de penetrabilidad, relacionados con la granulometría del medio y no permitiendo que la sustancia inyectada se disponga en vetas o capas. La maquinaria necesaria para este tipo de trabajo, se encuentra constituida por equipos de perforación e inyección de dimensiones reducidas, lo cual permite movilizar los mismos con gran facilidad. y hace que esta técnica sea

fácilmente empleada en lugares de espacios confinados y reducidos, convirtiéndose así en un método comúnmente usado hoy en día.

CAPÍTULO I

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Cuando se habla del mejoramiento de las propiedades mecánicas de los suelos, son muchos los factores que se deben tomar en cuenta. Estos factores involucran entre otras cosas, la realización de una buena caracterización del suelo, la cual servirá de base fundamental para la selección de la técnica adecuada; una vez escogida la técnica es importante hacer un seguimiento detallado de todos los elementos que forman parte del procedimiento en cuestión.

En este sentido el Consorcio ODEBRECHT, en el marco de la construcción de la Línea IV del Metro de Caracas, detectó suelos de poca competencia, en el tramo CV03, Los Caobos–Plaza Venezuela, determinándose la necesidad de mejorar las propiedades mecánicas de dichos suelos, seleccionando con este fin la técnica de Jet Grouting.

Lo que se persigue con esta investigación es evaluar los diferentes parámetros que constituyen la técnica de Jet Grouting, con el objeto de determinar la efectividad, ventajas y desventajas de esta técnica.

1.1. Objetivos.

1.1.1. Objetivo General.

Evaluar la efectividad de la tecnología Jet Grouting aplicada en el mejoramiento de las propiedades mecánicas de los suelos del tramo CV03 de la línea IV del Metro de Caracas.

1.1.2. Objetivos Específicos.

- * Definir las características mecánicas originales y finales de los suelos del sector estudiado.
- * Comparar las propiedades mecánicas de los suelos antes y después de la inyección.
- * Analizar las características de los suelos según los parámetros geotécnicos del material inyectado.
- * Evaluar las características principales del método.

1.2. Justificación del problema.

Cuando se realiza la caracterización de un suelo y sus valores de densidad relativa y resistencia a la compresión simple son bajos, tal como es el caso de los suelos que constituyen el tramo CV03 de la Línea IV del Metro de Caracas, los cuales están constituidos por arenas sueltas y muy sueltas, arcillas blandas y muy blandas y sus combinaciones, se dice que dichos suelos resultan de poca competencia, surgiendo así la necesidad de mejorar sus propiedades mecánicas iniciales.

La tecnología escogida para ser evaluada en este trabajo es la técnica de Jet Grouting, la cual forma parte de las técnicas que son aplicadas por inyección. Esta técnica en la actualidad está siendo empleada por el Consorcio Odebrecht, en la construcción de la Línea IV del Metro de Caracas, cuya extensión va desde la estación Capuchinos hasta la estación Plaza Venezuela.

Lo que se persigue con esta investigación es evaluar la efectividad de la técnica. Para lograr el objetivo propuesto, se realizarán ensayos de resistencia a la compresión simple en muestras de suelo tratado y de este modo determinar de forma objetiva la efectividad del método de mejoramiento de suelos estudiado.

1.3. Localización del área de estudio.

El área de estudio de este trabajo se encuentra básicamente en el tramo CV03, específicamente desde el cambiavía de Los Caobos hasta Plaza Venezuela. Para tener la ubicación exacta sírvanse ver el plano ubicado en los anexos.

1.4. Historia de la Empresa Metro de Caracas.

Hace dos décadas el Metro de Caracas hizo realidad el sueño de miles de caraqueños que día tras día no contaban con un servicio de transporte público rápido y eficiente.

El 2 de enero de 1983, en medio del asombro de los ciudadanos que habían sido testigos de la construcción de enormes túneles, se inició la operación comercial del Metro en su primer tramo de 6,5 kilómetros entre Catia y La Hoyada, movilizand o inicialmente 75 mil personas al día.

A partir de entonces el sistema de transporte subterráneo se ha convertido en la verdadera solución al problema del transporte colectivo de Caracas.

La aguda crisis del transporte en diferentes sectores de la capital incidió en que el Metro continuara sus planes de expansión. En marzo de 1983 se puso en funcionamiento un nuevo tramo, que constaba de 5 kilómetros de longitud entre La Hoyada y Chacaíto, lo que incrementó el número de pasajeros a 300 mil por día.

La carencia de una infraestructura de transporte público aceleró la realización de nuevos estudios y proyectos hacia el suroeste de Caracas, construcción que fue hecha paralelamente al ramal de la Línea 1 Propatria-Palo Verde, entre Chacaíto y Los Dos Caminos.

El 4 de octubre de 1987 comenzó a funcionar la primera etapa de la Línea 2, Las Adjuntas-Zoológico-La Paz, con 16,3 kilómetros de línea férrea y 9 estaciones distribuidas en los sectores de Caricuao, Las Adjuntas, Antímano, La Yaguara y La Paz.

Mientras se ejecutaron los difíciles trabajos a nivel subterráneo de la Línea 2, el Metro creó un sistema de transporte superficial, el cual permitió a los usuarios del

subterráneo provenientes de la parroquia Caricuao y Las Adjuntas, proseguir su viaje para conectarse en El Silencio con la Línea 1. En octubre de 1987 comenzó a operar el sistema Metrobús.

Un año después, el 6 de noviembre de 1988, se concluyó la Línea 2 con el tramo La Paz-El Silencio, incorporando cerca de 50 mil pasajeros al sistema provenientes de los sectores de Artigas, San Martín y Capuchinos.

Datos interesantes revelan que la visión de futuro del personal del Metro conllevó a que en esta última estación se previó la llamada boca del túnel de la primera etapa de la Línea 4, actualmente en construcción y en Las Adjuntas, el andén para las obras, también en ejecución, del Metro Los Teques.

En los años siguientes el subterráneo capitalino continuó su expansión hasta totalizar los 20,36 kilómetros de la Línea 1 con el tramo Los Dos Caminos-Palo Verde, inaugurado el 19 de noviembre de 1989.

El Metro no detuvo su avance y comenzó a enrumbarse hacia el sur de la ciudad, hasta que el 18 de diciembre de 1994 inició operación el tramo Plaza Venezuela-El Valle de la Línea 3. La red del subterráneo cuenta hoy en día con 42,5 kilómetros de extensión y 39 estaciones que movilizan diariamente cerca de un millón de pasajeros.

Actualmente el Metro construye el tramo Capuchinos-Plaza Venezuela de la Línea 4, cuyo recorrido irá paralelo a la Línea 1, partiendo de la estación Capuchinos de la Línea 2 hasta la zona rental de la Plaza Venezuela. Asimismo, en los próximos meses arrancará la construcción de la segunda etapa de la Línea 3, desde la estación El Valle hasta la Rinconada. Fig. 1.

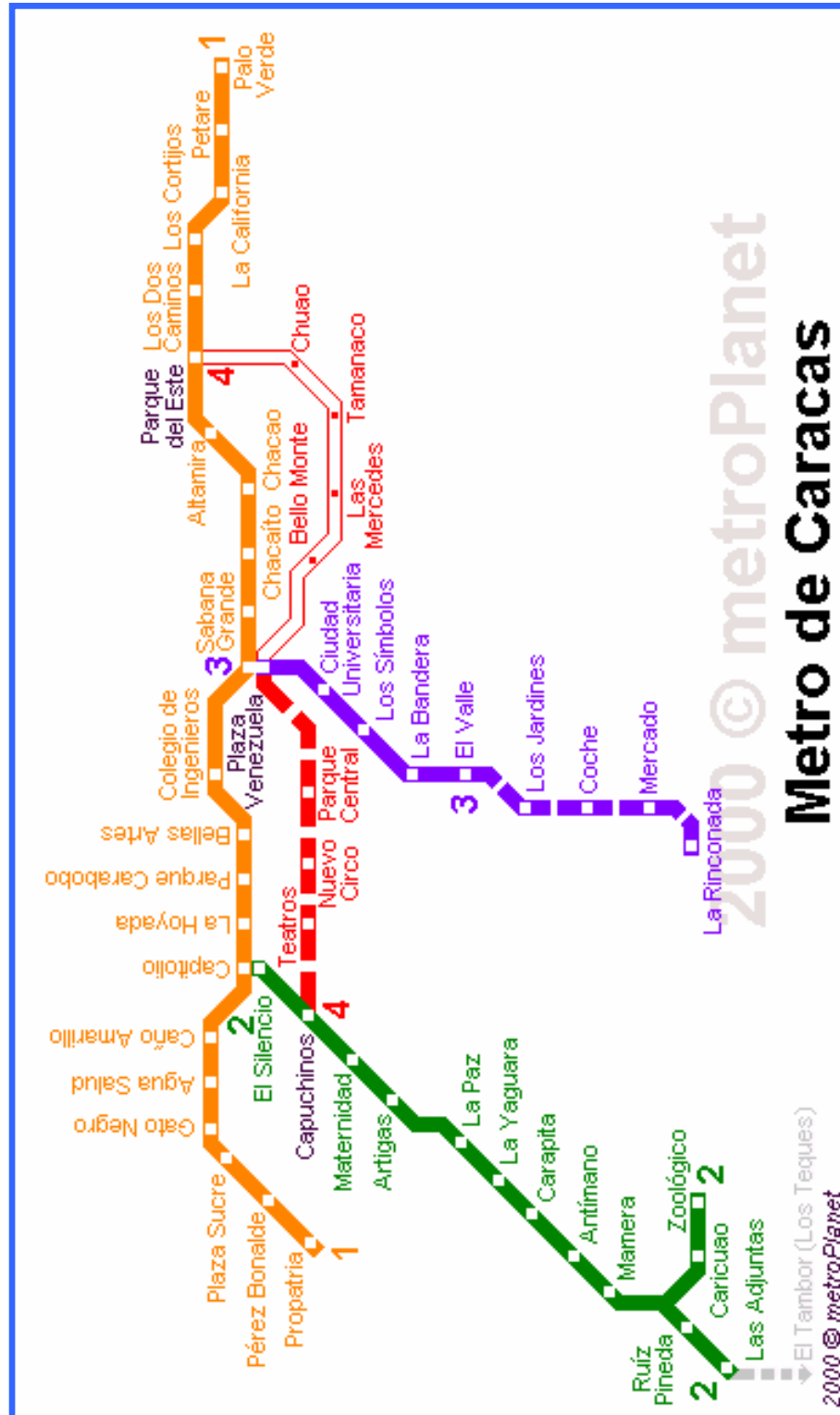


Fig.1. Líneas Metro de Caracas.

1.5. Geología regional.

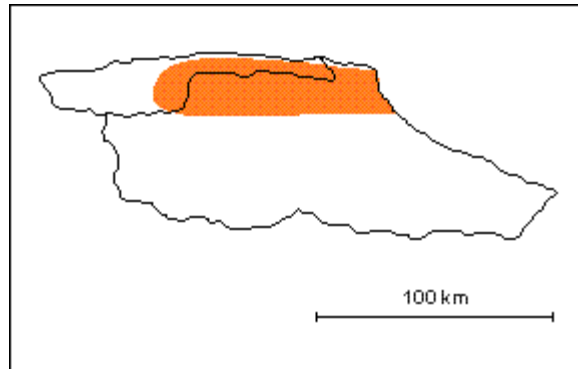


Fig 1.1 CARACAS, Grupo

Distrito Federal

Consideraciones históricas: Aguerrevere y Zuloaga (1937) introduce el nombre de “Serie Caracas”, que posteriormente (1938) modificaron a Grupo, para designar a la secuencia de rocas metasedimentarias de grado bajo, bien expuestas en la región de Caracas, este Grupo está constituido por las formaciones Las Brisas, Antímamo, Las Mercedes y Tacagua. Parte de las rocas consideradas como Formación Las Brisas aflorantes al norte del macizo de El Ávila hoy se incluyen en el Esquisto de San Julián del Complejo Ávila. Con estos cambios sugeridos, el Grupo hoy día queda constituido por las formaciones Las Brisas, Las Mercedes y Chuspita, ocupando la franja septentrional de la serranía costera de la Cordillera de la Costa, inmediatamente al sur de las franjas que ocupan los complejos la Costa y Ávila. No se ha establecido la localidad tipo formalmente pero en forma general corresponde a la zona de Caracas, en cuyos alrededores están las localidades típicas de sus formaciones mayoritarias: Las Brisas y Las Mercedes. Hoja 6847, escala 1:100.000, Cartografía Nacional.

La litología típica de la Formación Las Brisas es el esquistoso (o filita) cuarzo–muscovítico–feldespático (clorítico, así como metaarenisca y metaconglomerado también cuarzo–feldespático–micáceo. En la Formación Las Mercedes predomina el esquistoso cuarzo–calcáreo–muscovítico–grafitoso, de color gris oscuro, e igualmente en la Formación Chuspita, si bien en ella hay mayor abundancia de metaarenisca.

El Grupo aflora típicamente en la región de Caracas–Los Teques y sus alrededores, y se ha cartografiado como una franja casi continua en sentido este–oeste que se extiende desde el estado Yaracuy, hasta la zona de Barlovento en el estado Miranda. Sus unidades constituyen una franja predominante de la Cordillera de La Costa.

1.6. Geología local.

Se apreció que el subsuelo, en el tramo estudiado, está formado por un depósito de sedimentos aluviales y coluviales, que reposan directamente sobre el esquistoso calcáreo que constituye el basamento.

El depósito sedimentario es bastante heterogéneo en cuanto a la posición relativa de las diferentes capas, sin embargo, desde el punto de vista de las características físicas y mecánicas de los materiales, es relativamente uniforme.

Se puede observar un franco predominio de suelos granulares fundamentalmente arenas arcillosas (SC), arenas arcillosas gravosas, arenas limosas (SM) y arenas limosas gravosas; arenas limo arcillosas (SM-SC) con contenido variable de grava. En menor proporción, arcillas arenosas, y/o limosas de baja plasticidad (CL) y limos arcillosos (ML) y limos arena arcillosos (ML-CL), también de baja plasticidad. Estas arcillas y limos, por regla general, se presentan en forma de capas o lentes discontinuos de relativo poco espesor, si se les compara con los espesores de los estratos granulares. Las arcillas y limos de alta compresibilidad (CH

y MH), así como también las gravas limosas y arcillosas (GM y GC), ocurren sólo en forma esporádica.

El esquisto que constituye el basamento de los suelos sedimentarios sólo se encontró en la zona correspondiente a los alrededores de la Estación de la Plaza Venezuela.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO.

2.1 Antecedentes.

La tecnología del Jet Grouting, fue desarrollada en Japón en los años setenta por el señor Wataru Nakanishi, y su presentación al mundo científico fue realizada por el profesor G. Miki de la Universidad de Tokio durante la Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, realizada en Moscú en el año de 1973. Su aplicación en la práctica ingenieril comenzó a principios de los setenta, por la empresa japonesa Konoike Construcción Co.

Esta técnica fue introducida en Venezuela en el año de 1979, con motivo de la ejecución de trabajos de protección de edificios en la Avenida España, durante la construcción de la Línea I del Metro de Caracas. Para aquel momento se trataba de una tecnología experimental que estaba siendo poco usada a nivel internacional. Hoy en día se trata de una técnica ya rutinaria en el mejoramiento de las propiedades mecánicas de los suelos. Posee un campo de aplicación bastante amplio que va desde obras subterráneas hasta edificaciones civiles.

Hasta la fecha, se han realizado en la Escuela de Geología, Minas y Geofísica de la Universidad Central de Venezuela, dos trabajos relacionados con la Tecnología de Jet Grouting. Dichas investigaciones fueron realizadas por los bachilleres José Allen, en el año 1992; y Elis Villamediana en el año 1994. El primero de estos, tuvo como campo de acción las obras realizadas por la Compañía Anónima Metro de Caracas, para la construcción de la Línea 3; mientras que el otro constituyó un análisis de un caso específico de aplicación en una obra industrial, ubicada en la población de Guatire del Estado Miranda.

Por otro lado, en la Universidad Metropolitana, existe, una investigación realizada por los bachilleres Grespan y Vega, en el año 1984 y el cual se titula “Estado del Conocimiento Sobre la Tecnología CCP”.

2.2 Bases Teóricas.

Dentro del conjunto de los métodos de mejora y tratamiento del terreno, los procedimientos mediante inyecciones ocupan en la actualidad un lugar importante. Con los tratamientos de inyección se pretende introducir en el terreno una mezcla a presión y caudal regulables, que bien rellene huecos, desplace el terreno existente o forme un nuevo material, para así conseguir una mejora en las características de resistencia de la zona a tratar, reduciendo de esta manera su deformabilidad y disminuyendo su permeabilidad.

La técnica del Jet Grouting consiste esencialmente en proyectar en el medio a través de un inyector ubicado en el extremo ascendente de un tubo a presión elevada una mezcla cementicia, de manera que el terreno y la misma resultan íntimamente mezclados, con lo cual, una vez completada la cementación del nuevo material así formado, se logra una estructura columnar continua de elevadas características mecánicas que esencialmente dependen de la naturaleza geotécnica del terreno y de los parámetros del proceso.

A lo largo del desarrollo de esta investigación se irán mencionando algunas breves definiciones, las cuales ayudarán a comprender la terminología aquí empleada.

2.2.1 Los Suelos.

El suelo puede definirse como “todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad, como agitación en agua”. Terzaghy, K y Peck, R (1986; Pág. 10). Según el origen de sus elementos los suelos

pueden dividirse en: suelos residuales los cuales son producto de la descomposición química en sitio de las rocas y suelos transportados producto de la meteorización mecánica.

2.2.2 Clasificación de los suelos.

Un sistema de clasificación de suelos debe agruparlos de acuerdo a sus propiedades mecánicas básicas, ya que éstas son las que interesan en las aplicaciones ingenieriles. A la vez, el criterio clasificador ha de ser preponderantemente de naturaleza cualitativa, puesto que un sistema que incluyera relaciones cuantitativas resultaría excesivamente complicado debido fundamentalmente a la heterogeneidad de los componentes del suelo.

La clasificación de un depósito de suelo, con respecto a la forma de depositación y su historia geológica, es un paso importante para el conocimiento de la heterogeneidad dentro del suelo y de los esfuerzos máximos impuestos sobre el depósito desde su formación. El sistema más ampliamente usado entre los diversos sistemas de clasificación es el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos, que se basa en los componentes del suelo y correlaciona el tipo de suelo con el comportamiento generalizado del mismo.

2.2.3 Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos.

Luego de haber realizado la granulometría, la cual permite conocer el tamaño de las partículas que componen el suelo, se procede a clasificarlos e identificarlos. El sistema considerado más efectivo de clasificación de los suelos es el propuesto por A. Casagrande y conocido con el nombre de Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S). (Tabla No.1).

El sistema clasifica a los suelos finos principalmente en base a sus características de plasticidad, cuya correlación con las propiedades mecánicas básicas es consistente y confiable. Los suelos gruesos se clasifican sobre todo en base al criterio granulométrico, si bien son tomadas en cuenta también las características de plasticidad de su fracción fina.

El suelo se subdivide en suelos de partículas finas o “finos” y suelos de partículas gruesas o “gruesos”. Los “finos” son aquellos cuyas partículas son menores que la malla N° 200 (0.074 mm de abertura), y los “gruesos” son los que se retienen en la malla N° 200 y pasan la malla de 7.6 cm (3´´). Los suelos finos comprenden los suelos orgánicos, limos y arcillas. Los suelos orgánicos son los que contienen una cantidad apreciable de materia orgánica; y un material fino orgánico es limo o arcilla, según sus características de plasticidad. Los suelos en los que predomina la materia orgánica quedan en el grupo denominado “turba”.

Los suelos gruesos comprenden los grupos denominados arena y grava, siendo la frontera entre ellos la malla N° 4.

En general, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos es un método confiable y de bajo costo de ejecución para identificar los distintos tipos de suelos, además de proporcionar mediante la experiencia una base práctica para la clasificación visual en el terreno.

2.3 Compacidad Relativa.

En los suelos de estructura simple, como lo son las gravas y arenas, la disposición y orientación de sus partículas obedecen a las fuerzas ejercidas por el campo gravitacional terrestre, una de las principales características de estos suelos es la compacidad o densidad relativa, la cual se define como “El grado de acomodo alcanzado por las partículas de un suelo, dejando más o menos vacíos entre ellas”.

Badillo, J; Rodríguez, R. (1990, Pág. 79). Además de determinar la disposición o acomodo de las partículas del suelo, la compacidad relativa define el comportamiento hidráulico del suelo.

En los estratos de arena la compacidad relativa influye sobre el ángulo de fricción interno de la misma, su capacidad de carga y sobre el asentamiento de zapatas que descansen sobre dicho material. Estudiando el caso de una arena densa y una arena muy suelta ambas en estado sumergido, se tiene que la primera es insensible a choques bruscos mientras que la segunda puede llegar a transformarse en un líquido viscoso (licuación).

Existe una correspondencia entre la compacidad relativa y el Número de Golpes (N) obtenidos en la Prueba de Penetración Estándar la cual ha sido un gran aporte en el estudio de los suelos, pero debe tomarse en cuenta que los errores que puedan cometerse durante la ejecución de dicha prueba inciden de gran manera en los resultados.

En el caso de los suelos de grano fino como las arcillas, al realizar la Prueba de Penetración Estándar, no se obtiene la compacidad relativa ya que esta propiedad está referida a los suelos de grano grueso como arenas y gravas, en este caso se puede determinar la consistencia de las mismas de acuerdo al número de golpes registrados en dicha prueba.

Además es posible obtener la resistencia a la compresión simple (q_u) de la arcilla, teniendo siempre en cuenta que para un número de golpes dado, la dispersión con respecto al término medio de los valores correspondientes de (q_u) puede ser muy grande, por lo que es necesario realizar ensayos de compresión simple con las muestras obtenidas con la cuchara partida en el S.P.T. Conocer esta propiedad es de gran importancia ya que se emplea en cálculos de estabilidad de taludes, cálculo del

empuje que han de resistir los revestimientos de excavaciones a cielo abierto o la máxima capacidad de carga de zapatas o losas de fundaciones.

2.4. Asentamientos.

Se puede definir el asentamiento como “el hundimiento de una estructura provocado por la compresión y deformación del suelo situado debajo de la misma”. Terzaghy, K; Peck, R. (1986; Pág. 264). Los asentamientos pueden producirse por diversas causas, entre estas se encuentran principalmente: la consolidación por peso propio, inundaciones o fluctuaciones del nivel freático, erosión del subsuelo, colapso de cavidades profundas, sismos, vibraciones y otros.

Los asentamientos pueden clasificarse de acuerdo a la causa de su ocurrencia de la siguiente manera:

- Asentamiento inicial: cuando se sucede un cambio en los esfuerzos cortantes de la masa del suelo, de forma rápida para el volumen inalterado del suelo. En este caso el área cargada desciende, originando un levantamiento del suelo alrededor de la misma, lo cual equilibra el volumen reducido en el hundimiento.
- Compresión inicial: esta ocurre debido a una rápida reducción en el volumen de vacíos del suelo instaurado, y es originado por efectos compresivos con un rápido incremento de los esfuerzos efectivos del suelo. Cuando la compresión se produce lentamente, se conoce con el nombre de consolidación.
- Compresión o consolidación primaria: es la que se produce generalmente por una reducción gradual del volumen de vacíos bajo esfuerzos variables. Es un cambio de volumen debido a los esfuerzos de

compresión bajo la influencia de la presión de los poros al reducir su relación de vacíos. Esta consolidación comienza justo después de la compresión inicial, se disipa la presión de agua en los poros generando la casi total desaparición de dicha presión.

- **Compresión o consolidación secundaria:** es la que se produce debido a la reducción gradual del suelo bajo el efecto de una presión efectiva constante. Se debe a la deformación lenta de los vértices de las partículas de arcilla en contacto, que soportan los esfuerzos cortantes producidos por las cargas aplicadas. Se producen después de la consolidación primaria y a muy largo plazo.

2.4.1. Asentamientos relacionados con la construcción de túneles

Cuando los túneles se construyen en campo abierto, las pérdidas del material en el interior de la galería o los movimientos de la superficie del suelo, consecuencia de la excavación, tienen importancia solo en la afectación del revestimiento de los túneles, pero en áreas pobladas y construidas, los movimientos de la superficie afectan a las construcciones vecinas y se hace necesario realizar un análisis de ellos.

La excavación de un túnel produce movimientos del suelo en torno a él, lo cual genera en condiciones normales una depresión en la superficie del terreno. Además, esté el túnel sostenido o no, tienen lugar fugas, flujos, desplazamientos radiales, etc., del material hacia el eje de la galería. La forma de la depresión no es fácilmente relacionable con el asentamiento máximo que se produzca en la superficie. El volumen de la depresión debe ser igual al volumen de pérdida del suelo en la galería; ello equivale despreciar los cambios volumétricos de la masa del suelo en subsidencia.

La magnitud de los asentamientos depende mucho de la naturaleza del suelo, fuertemente interaccionada por las precauciones de construcción. En una arcilla que fluya plásticamente, por ejemplo, las pérdidas de suelo tenderán a ser grandes, pero podrán evitarse en parte importante con un buen trabajo de sostenimiento. En un limo compacto, por otro lado, la pérdida de suelo puede ser muy pequeña, pero si se permite durante la construcción corrimiento y flujo del material hacia el interior de la galería, los asentamientos en la superficie pueden llegar a ser muy grandes.

Las pérdidas de suelo dependen mucho también del método constructivo, aunque la influencia del suelo y las condiciones del agua subterránea sean las principales. En la actualidad no es posible especificar que pérdida de suelo puede atribuirse a un procedimiento de construcción dado y qué tanto de esa pérdida puede deberse a descuido durante el desarrollo de la construcción; de hecho, la información disponible en torno a pérdida de suelo es escasa y dispersa; pero sin embargo es útil.

La depresión que se forma en la superficie del terreno, a lo largo del eje del túnel es sensiblemente simétrica a él, a no ser que la pérdida de suelo se produzca por causas muy localizadas, como un gran flujo de arena al interior de la galería. Si a lo largo del eje del túnel se mantienen las condiciones del suelo de manera uniforme en un gran tramo, la depresión superficial se mantiene sensiblemente igual y el asentamiento máximo en ella marcado se mantiene en valores muy próximos.

2.5. Suelos ventajosos y desventajosos para la construcción en túnel

El terreno ideal para la construcción en túnel es el de roca sólida. En los sitios donde la roca no se encuentra disponible a una profundidad económica, el suelo que circunda el túnel debe ser de una naturaleza excepcionalmente buena si debe permanecer sin soporte hasta que se instale el revestimiento del túnel. Sin embargo, en caso de que se tenga presencia de terreno blando para la construcción de túneles,

éste debe ser perforado con escudo a fin de que pueda efectuarse un soporte completo y continuo del suelo.

En el caso de construcción de túnel con escudo el terreno ideal es una arcilla firme, altamente consolidada y uniforme. De todos los estratos a través de los cuales se puede perforar túneles, los más difíciles, son quizás las arenas acuíferas y el granzón. Entre los dos extremos están los suelos moderadamente buenos y los relativamente pobres. Pueden considerarse relativamente buenos los suelos granulares bien gradados, con un apreciable contenido de arcilla y otros suelos que tienen la densidad suficiente para formar un frente entero en el avance y cuya excavación no causará asentamientos significativos.

Al contrario, deben considerarse como medios relativamente pobres para la construcción en túnel, los limos sueltos, las arenas limosas, las arenas limpias y las arcillas compresibles.

2.6. Comportamiento de los suelos debido a la construcción de túneles

2.6.1. Suelos granulares sin cohesión

En este tipo de suelo, la excavación debe sostenerse inmediatamente en el techo, en las paredes y en el frente de la excavación, a no ser que se les dé cohesión por medio de inyecciones. Si las operaciones se realizan cuidadosamente y no hay flujos de arena al interior de la galería, las pérdidas de suelo pueden mantenerse en niveles muy bajos y la depresión superficial evitarse casi por completo, pero si la arena fluye al interior del túnel, lo que suele ocurrir sobre todo en suelos sueltos, sí puede haber depresiones importantes. Los asentamientos en estos tipos de suelos dependen de varios factores, tales como la manera en la cual se desarrolla la construcción, la compacidad de la arena, lo seca que esté, etc. Si el material tiene cohesión aparente

por capilaridad (túneles sobre el nivel freático), los problemas pueden reducirse considerablemente. En túneles bajo el nivel freático, lo más conveniente es abatir éste y drenar los suelos hasta crear esa cohesión aparente; aún con esas técnicas, las arenas sueltas pueden tender a disminuir su volumen por los cambios en el estado de esfuerzos que tienen lugar como consecuencia de la excavación.

El drenaje de los suelos granulares se hace generalmente por pozos perforados a partir del frente de avance de la galería. El drenaje suele tener el problema de que la formación arenosa no es estrictamente uniforme y hay zonas de arenas más finas y otras de arenas más gruesas, de modo que la eficiencia de los drenes y los tiempos de drenaje resultan variables.

El uso de presión interna de aire en la galería afecta poco a los fenómenos de pérdida de suelo, pero puede ayudar a neutralizar las filtraciones hacia la galería en túneles colocados bajo el nivel freático. En túneles sobre el nivel freático, el escape de aire a través del suelo puede secar a éste, eliminando cualquier cohesión aparente por capilaridad, probablemente favorable.

La inyección de lechada de cemento en los suelos granulares puede ser importante para reducir las pérdidas de suelo. Cuando la inyección no va acompañada de abatimiento del nivel freático puede producirse un grave peligro porque se ejercen fuertes presiones de agua en áreas pequeñas de arena a las que no haya alcanzado la lechada; esta situación ha producido serios flujos de arena hacia muchos túneles.

2.6.2. Suelos con cohesión y fricción

Bajo esta categoría quedan incluidos muchos tipos de suelos, desde arenas arcillosas y arcillas arenosas, hasta limos plásticos; también caen en ella la mayoría de los suelos residuales y las arcillas calcáreas. Todos estos materiales suelen tener

una relación esfuerzo-deformación casi lineal hasta que se alcanza el esfuerzo necesario para romper el nexo de unión que suele existir entre sus granos, de una clase u otra; también es común que exhiban juntas, grietas o estructuras heredadas que propicien fallas y corrimientos. Suelen requerir sostenimiento desde los primeros instantes de la excavación.

Las pérdidas de suelos y los asentamientos ligados a estos materiales suelen ser pequeños. Es común el procedimiento constructivo con escudo y con anillos. Por otro lado, existe el peligro de deslizamiento de material hacia la galería, ya que estos materiales suelen ser muy sensibles a las presiones de filtración; en estos tipos de suelos el control de agua subterránea es esencial, utilizando drenaje, técnicas de abatimiento del nivel freático y aún presiones internas de aire en la galería.

2.6.3. Arcillas firmes, no expansivas

Estos materiales suelen tener un comportamiento muy favorable desde el punto de vista de pérdida de suelo, a no ser que presenten una estructura secundaria de fisuración muy desarrollada; tampoco suelen ser muy sensibles al flujo de agua. Las pérdidas de suelo que tienen lugar suelen ocurrir a través del sostenimiento provisional relativamente ligero, a base de marcos separados, que suele utilizarse; se deben a flujo plástico hacia la galería. Si se ataca a las arcillas con escudo, las pérdidas de suelo suelen ser despreciables.

2.6.4. Arcillas blandas saturadas

La evidencia experimental parece indicar que la excavación de un túnel a través de arcillas blandas produce una alteración estructural en el suelo que lo rodea, que puede extenderse hasta varios metros; esta alteración hace que las pérdidas de

suelo tiendan a ser de cierta magnitud, a causa de un flujo plástico poco perceptible, pero continuo hacia el centro de la galería. Correspondientemente se produce una depresión superficial. Es común que la mayor parte de los movimientos ocurran durante las maniobras de excavación, y disminuyan una vez que se haya colocado el revestimiento, por lo que no es raro que los movimientos escapen a la atención de los ingenieros a cargo de la obra.

Un efecto importante en estos túneles es que los asentamientos usuales debidos a pérdida de suelo pueden ir seguidos por otros causados por la consolidación de la zona de remoldeo en torno a la galería, bajo el peso del suelo suprayacente, fenómeno que puede durar largo tiempo. El escudo es el método más normal de excavación de túneles de arcillas blandas, habiéndose desarrollado sistemas que tienden a producir la mínima alteración del material en torno a la galería

2.7. Métodos de Exploración de Suelos.

En la actualidad existen diversos métodos para llevar a cabo sondeos del suelo, algunos más efectivos que otros, y van desde los más simples hasta los más complejos y costosos; en general se pueden ubicar en dos grandes grupos: sondeos preliminares y sondeos definitivos. El escoger uno u otro dependerá de la envergadura de la obra y de los requerimientos de seguridad que tenga el proyecto.

Los métodos empleados para exploración del subsuelo son muy variados, de acuerdo con las condiciones del terreno, el tipo de problema y la clase de información que se desea. En general los métodos de exploración de suelos se pueden dividir en dos grandes clases:

- a) Métodos Directos.

b) Métodos Indirectos o complementarios.

2.7.1. Métodos Directos de Exploración.

Son aquellos que implican una penetración física en el suelo, con obtención de muestras, o con observación visual directa del suelo en sitio. Entre los principales tipos de exploración directa se encuentran:

* Fosas o calicatas: Son excavaciones hechas a mano, de aproximadamente 1,5 a 2,5 metros por lado y de relativa poca profundidad. En condiciones favorables pueden tener una profundidad de 4 metros y en ocasiones hasta los 6 metros. Por su poca profundidad las fosas son rara vez suficientes por sí mismas para una exploración. Son muy útiles para fines específicos, tales como la determinación del espesor de rellenos superficiales y la observación visual directa del suelo en sus capas superiores, entre otros. En obras de importancia, y con fines de observación visual, se han excavado fosas de gran profundidad tomando precauciones especiales de seguridad. Estos casos, sin embargo, deben considerarse como excepcionales como medio de exploración.

* Taladros de mano: Se hacen generalmente con posteadores o taladros en espiral. A medida que se profundiza se va extendiendo el útil empatando tubos. Los posteadores son corrientemente de 10 a 20 cm de diámetro, y los taladros de 5 a 8 cm. Los taladros en espiral son generalmente útiles en arcillas blandas a medias, y los posteadores en arcillas duras y suelos arenosos finos. Las gravas gruesas y los cantos rodados son casi siempre un obstáculo para el empleo de este método. La profundidad corriente de este tipo de exploración es pequeña, pues se lo usa preferiblemente en la exploración de subfirmes de pavimentos, materiales de préstamo para rellenos y depósitos de agregados. Este método proporciona muestras perturbadas a mayor profundidad.

* Taladros a máquina: Se hacen con taladros en espiral mecanizados, montados casi siempre sobre camión para mayor movilidad. Hay también tipos portátiles con motor a gasolina. Son generalmente de avance rápido, y mayor diámetro, pero es difícil saber de que profundidad o capa proviene la muestra que sale a la superficie. Por esta razón es empleado principalmente en exploraciones simples, como por ejemplo, en la determinación de espesores de gravas o arenas para agregados. A veces se emplea como simple medio de avanzar una perforación hasta una profundidad dada.

* Perforaciones a máquina: Este método directo es ideal para adquirir conocimiento sobre las condiciones de fundación, el cual permite obtener muestras del suelo para observación y para ensayos, proporcionando además otros datos útiles para el diseño. Este equipo está compuesto principalmente de los siguientes elementos: a) Trípode, b) Malacate movido por motor a gasolina, c) Bomba para agua. Además se usan numerosas piezas complementarias: tuberías de “forro” para sostener las paredes de la perforación, barras de perforar en cuyo extremo se atornillan los útiles de perforar o los muestreadores, cinceles rectos o de cruz para aflojar el suelo, martillo para hincar el forro y los saca muestras, alzadores, sostenedores de barra, polea para el mecate de izar las barras, etc. El procedimiento es laborioso y lento y permite controlar con cierta precisión la profundidad a la que se toma la muestra y ésta, aunque perturbada, contiene todas las partículas del suelo original, siendo por lo tanto una muestra representativa del suelo a la profundidad a la que se tomó.

* Muestras y muestreadores: La toma de muestras se refiere al método de extraer el suelo de las excavaciones o perforaciones realizadas en los sondeos, a fin de enviarlas al laboratorio para determinar sus propiedades y características resistentes, entre las cuales se pueden mencionar: a) La capacidad portante, b) La compresibilidad, c) La permeabilidad, d) La retracción o expansión. Las muestras obtenidas en los sondeos son de dos tipos: Perturbadas e Imperturbadas.

Las muestras perturbadas normalmente se obtienen con un muestreador llamado de “cuchara”. Es en síntesis un tubo grueso, de extremo abierto que se hinca en el suelo. Para facilitar la remoción de la muestra de la cuchara, ésta tiene su parte central dividida por mitad, para abrirla y sacar la muestra. Por esta característica se llama “partida” a la cuchara.

Las Muestras imperturbadas se refieren a las tomadas adoptando especiales precauciones para minimizar la alteración del suelo y poder presentarlo en su estado natural de consolidación. Generalmente son difíciles de obtener, pues por más cuidados que se observen siempre se produce una cierta modificación del suelo, la cual impide que la muestra se extraiga intacta, como se encontraba antes del sondeo. Los métodos más usuales para obtener muestras imperturbadas son: a) Tubo Shelby, b) Pistón estacionario; éstos son usados para arcillas blandas, c) Denison; usado para arcillas duras, d) Jonson, e) Bishop; éstos últimos usados en arenas.

Si se quieren obtener muestras imperturbadas en arcillas, habrá que usar muestreadores apropiados. El tipo más usado para arcillas de consistencia media a blanda es el llamado tubo “Shelby”, que aparece en la Fig 2. Es un tubo delgado de acero, de extremo abierto, que se hace penetrar en arcilla. Su poco espesor causa una mínima perturbación en la arcilla. El grado de imperturbación es función de la relación de área del muestreador, llamándose así la relación entre el área de la sección transversal y el área del diámetro exterior del muestreador. Para un tubo “Shelby”, la relación es de 0,11, considerándose que un buen muestreador imperturbado no debe tener una relación mayor de 0,15. Como referencia, la relación de área de una cuchara partida es de 0,52. En arcillas duras, en las que no penetra el tubo Shelby, se usa un muestreador Denison que es operado por una máquina rotativa. Estos muestreadores sólo sirven para suelos cohesivos, que son los que se muestran imperturbados con mayor facilidad y frecuencia. El Denison sirve para algunas arenas, siempre que estas tengan una matriz arcillosa que les dé cohesión.

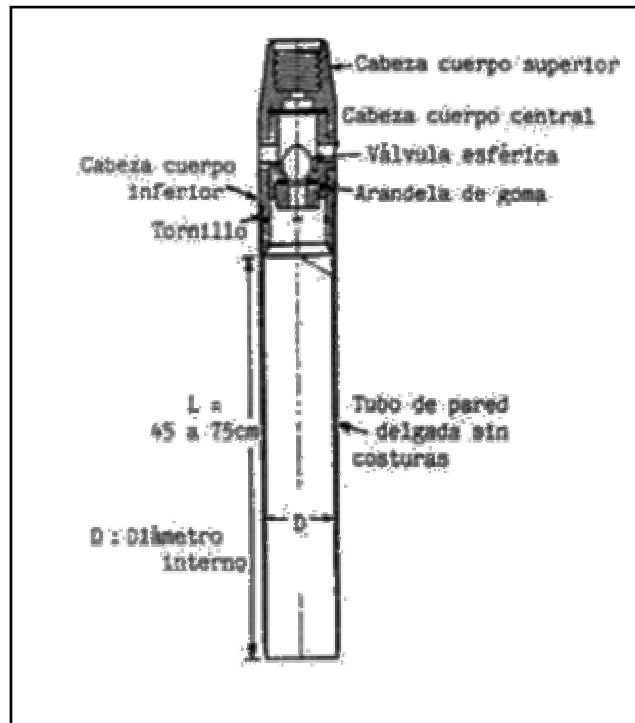


Fig 2. Tubo Shelby

2.8. Método de Penetración Estándar

El método de penetración estándar pertenece al grupo de los sondeos exploratorios preliminares, y entre estos es quizá el que mejor se adapta a las necesidades de información en torno al subsuelo y su descripción. Aunque las muestras del terreno que recoge no conservan su estructura original debido a las perturbaciones generadas por el equipo de penetración, mediante estudios de laboratorio es posible conocer de manera efectiva el origen y propiedades del suelo estudiado, ya sea este de índole friccionante como las gravas, arenas o limos no plásticos, o suelos plásticos como arcillas y limos plásticos.

El equipo que se utiliza para la prueba de penetración estándar consta principalmente de un muestreador o penetrómetro estándar, el cual se baja con barras

de sondeo y es hincado en el terreno, para luego ser retirado con la muestra de suelo. Dicho muestreador es generalmente de media caña para facilitar la extracción de la muestra, y posee dimensiones estandarizadas. (Fig. 2.1).

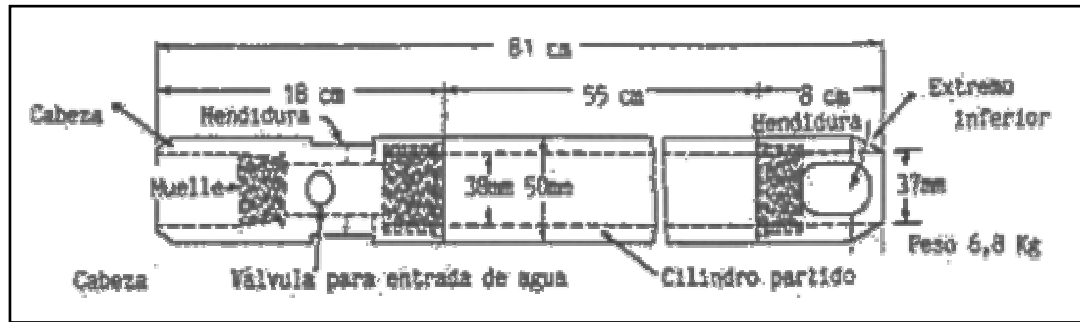


Fig. 2.1 Muestreador para la Prueba de Penetración Estándar.

Para la realización de la prueba debe limpiarse el sitio hasta el nivel donde se llevará a cabo, se enrosca el muestreador a las barras de sondeo y se comienza a hincar utilizando un martinete de 63.5 kg. (140 libras) con una caída de 76 cm (30 pulgadas), éste es hueco y se guía a través de la barra de sondeo, se eleva mediante un cable que pasa por una polea, facilitando así la ejecución de la misma.

Primero se penetra 15 centímetros del terreno, y en esta posición se inicia el ensayo contando el número de golpes necesarios para hincar la barra 30 centímetros más, luego se saca el tubo y se procede a sacar la muestra de suelo del muestreador, esta se coloca en un envase debidamente identificado para ser llevado al laboratorio.

Se repite el procedimiento contando siempre el número de golpes del martinete para introducir el sacamuestras 30 centímetros a cada nivel que se requiera y hasta la profundidad proyectada. Se debe tener en cuenta que si el número de golpes necesario para la hinca sobrepasa los 100 golpes, la prueba se continúa mediante lavados o métodos alternos.

Uno de los aspectos más importantes de la Prueba de Penetración Estándar, es la posibilidad de obtener una relación entre el número de golpes necesarios para penetrar 30 centímetros, con la compacidad y el ángulo de fricción interna en las arenas; y con el valor de la resistencia a la compresión simple en las arcillas. Para obtener estas relaciones se debe realizar el S.P.T en estratos donde se puedan obtener muestras inalteradas, para así realizar un número de comparaciones suficientes que establezcan una correlación confiable.

Luego de experimentar con diversos métodos, algunos autores especialistas en la mecánica de suelos, han publicado correlaciones que son de gran utilidad actualmente; ejemplo de esto es la relación entre el valor N (número de golpes necesarios para penetrar 30 cm) de la Prueba de Penetración Estándar y la densidad relativa de las arenas o compacidad relativa, que se muestra en la TABLA 2; realizada por Terzaghy y Peck.

Tabla 2. Correlación entre el Número de Golpes (N) y la Densidad Relativa para arenas.

Resistencia a la Penetración N° S.P.T	Compacidad relativa
0 - 4	Muy Suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Medianamente densa
30 - 50	Densa
> 50	Muy densa

Fuente: Terzaghy, K y Peck, R (1948).

Para pruebas en suelos arcillosos, Terzaghy y Peck establecieron una relación entre el número N del S.P.T, con la resistencia a la compresión simple y de acuerdo a ciertos rangos definieron la consistencia del suelo para cada caso (TABLA 2.1).

Tabla 2.1 Correlación entre el Número de Golpes (N) y la Consistencia para las arcillas.

Resistencia a la Penetración N° S.P.T	Resistencia a la Compresión simple q_u (kg/cm²)	Consistencia.
< 2	< 0.25	Muy Blanda
2 - 4	0.25 - 0.50	Blanda
4 - 8	0.50 - 1.0	Media
8 - 15	1.0 - 2.0	Firme
15 - 30	2.0 - 4.0	Muy Firme
> 30	> 4.0	Dura

Fuente: Terzaghy, K y Peck, R (1948).

Es importante destacar y conocer aspectos que pueden influir de un modo u otro en el resultado de la resistencia a la penetración, para poder evitarlos y realizar ensayos que arrojen resultados seguros y confiables, estos son:

- * Limpieza inadecuada del fondo de la excavación.
- * Hincado del muestreador por encima de la camisa.
- * Utilización de muestreador deformado (punta roma).
- * Diámetro de la excavación excesivo.
- * La pericia del operador en cuanto a lograr una altura de caída exacta y en soltar adecuadamente el mecate que levanta el martillo.
- * Número de vueltas del cable alrededor de las poleas.
- * Diámetro y estado (viejo o nuevo) del cable.
- * Dimensión del martillo y otros.

CAPÍTULO III.

3. MEJORAMIENTO DE SUELOS.

El mejoramiento de las características mecánicas de los suelos juega un papel cada vez más importante en los variados y múltiples campos de aplicación de la tecnología de fundaciones, particularmente en el tratamiento de suelos cargados ó soportando carga bajo edificios nuevos y/o viejos.

Las técnicas de mejoramiento de suelos son procedimientos que tienden a modificar las condiciones originales de un suelo en cuanto a: Estabilidad Volumétrica, Resistencia, Permeabilidad, Compresibilidad y Durabilidad haciéndolo más apto y competente geomecánicamente. La viabilidad en el uso de estas técnicas, será función de la relación costo/beneficio.

3.1 Tipos de Mejoramientos ó Estabilizaciones de Suelos.

La gran variabilidad de suelos hace que los procedimientos de mejora sean numerosos y varíen de acuerdo a la naturaleza del problema planteado. Los más comúnmente usados son los siguientes:

- Estabilización por medios mecánicos.
- Estabilización química.
- Estabilización térmica.
- Estabilización por medios eléctricos.
- Estabilización por inyección.

3.1.1 Estabilización Mecánica.

Entre los métodos de estabilización mecánica se encuentran:

- Compactación.
- Mezcla con otros suelos.
- Precarga.
- Vibroflotación.
- Compactación Dinámica.

Compactación.

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de los mismos.

Es un proceso mecánico de expulsión de aire de la masa de suelo, mediante el cual se busca producir los siguientes efectos: Reducción de la relación de vacíos, en consecuencia de la compresibilidad, aumento de la resistencia, mejora de la relación esfuerzo / deformación. No todo el aire del suelo es expulsado mediante este proceso, por lo que la condición del suelo compactado es parcialmente saturado.

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra.

Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas para presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordes de defensa, muelles, pavimentos, etc.

Métodos de Compactación.

Los métodos de compactación se pueden clasificar en tres tipos:

- Compactación por amasado.
- Compactación por presión ó carga estática.
- Compactación por impactos ó vibración.

Compactación por Amasado.

Este método de compactación centra su efectividad en la relativamente pequeña superficie de puntas de formas variadas, las cuales ejercen presiones estáticas muy grandes en los puntos en los que las mencionadas protuberancias penetran. A medida que se van dando pasadas, el material se va compactando, las pastas penetran cada vez menos en la capa y llega un momento en que ya no se produce ninguna compactación adicional, el proceso de compactación se efectúa de abajo hacia arriba. En los últimos 5 ó 6 cm de la capa queda una superficie distorsionada y sin compactar, la cual se compactará bajo la siguiente capa.

Los equipos utilizados son los del tipo rodillo pata de cabra, investigaciones han demostrado que la eficiencia de los vástagos de estos rodillos aumenta con el tamaño de los mismos, así que la forma cuadrada y plana aumenta la eficiencia de éstos.

Los suelos finos son los que mejor se adaptan al trabajo de compactación por amasado con rodillos pata de cabra, los rodillos más usuales tienen vástagos de 20-25 cm de longitud, para compactar capas de 30 cm aproximadamente de espesor.

Compactación por Presión ó Estática.

Este método de compactación se produce por la acción continua de equipos dotados de rodillos lisos y neumáticos.

Los rodillos lisos pueden ser remolcados y autopropulsados. Los rodillos remolcados constan generalmente de dos tambores montados en un marco al que se sujetan los ejes; su peso varía por lo común de 14 a 20 ton. Los rodillos autopropulsados constan de una rueda delantera y una o dos traseras (normalmente dos); se fabrican con pesos de 3 a 13 ton.

El campo de aplicación de los rodillos lisos está restringido a los materiales que no requieren grandes presiones concentradas, por no formar grumos ni terrones, por lo general son arenas y gravas limpias. Se usan frecuentemente en el sellado de la superficie superior de las capas.

El efecto de compactación de un rodillo liso actúa de arriba hacia abajo y disminuye a medida que profundiza.

Los rodillos neumáticos desarrollan su acción compactadora debido a la presión que transmite a la capa de suelo extendida, aunque también producen un cierto efecto de amasado.

Este método puede ser usado en arcillas plásticas, arenosas y gravas arenos-arcillosas, un incremento en la presión de inflado produce un aumento en el peso volumétrico seco máximo.

Compactación por Vibración.

En este método de compactación se emplean masas desbalanceadas o del tipo hidráulico pulsativo, que proporciona un efecto vibratorio al elemento compactador. Se ha comprobado que la frecuencia de vibración influye notablemente en el proceso de compactación, el intervalo óptimo puede estar comprendido entre 0,5 y 1,5 veces la frecuencia natural del suelo, lo que lleva a equipos con frecuencia desde 1.500 a 5.000 ciclos por minuto.

La vibración trabaja en forma combinada con la presión, la ventaja principal de la aplicación de la vibración a las técnicas de compactación radica en la posibilidad de trabajar con capas de mayor espesor que las que se usan con otros métodos de compactación.

La vibración es recomendada en suelos granulares gruesos en los cuales se produce una reducción instantánea de la fricción entre los granos. La presión estática debe vencer esta fricción por un mecanismo en el que aumenta mucho la resistencia de los granos al deslizamiento. El movimiento vibratorio en un suelo friccionante, produce reorientación de las partículas que tienden a separarse y una migración de las partículas más finas hacia los huecos entre las partículas más grandes. El proceso de vibración trabaja de arriba hacia abajo. Los suelos limosos pueden compactarse adecuadamente por métodos vibratorios manteniendo el contenido de humedad cercano al óptimo y con espesores de capas no muy grandes.

Estabilización por Mezclas de Suelos.

En el diseño de mezclas de suelos para obtener mejores características geotécnicas, la granulometría es el aspecto más importante en la fracción gruesa y la plasticidad lo es en la fracción fina. El tamaño máximo de las partículas de la mezcla tiene gran importancia ya que tamaños muy grandes son difíciles de trabajar y

producen superficies muy rugosas y segregabilidad en la mezcla. Por otro lado, la presencia de contenidos importantes de materiales finos menores que el tamiz 40, hace difícil lograr buenas características de resistencia y de deformabilidad, se puede usar en arenas sueltas, suelos colapsables.

Precarga.

La precarga es un proceso por el cual se aplica una presión externa al terreno antes de colocar la estructura proyectada, la precompresión producida de esta manera involucra consolidación primaria y secundaria.

El objetivo final de la aplicación de esta técnica de estabilización mecánica en el mejoramiento de suelos, es producir bajo la sobrecarga el mismo asentamiento proyectado para la obra pero en menor tiempo, de este modo, cuando se implante la estructura, ésta producirá asentamientos mínimos o nulos.

Los suelos arcillosos, blandos y compresibles son los más apropiados para la aplicación de esta técnica, en general casi todos los suelos finos pueden mejorarse con precarga.

Los métodos más comunes de precarga son: Peso de relleno de tierra, carga de agua de tanques, abatimiento del nivel freático, éste último método puede ser muy práctico cuando haya un estrato friccionante sobre los estratos blandos y cuando aquel estrato contenga al nivel freático a suficiente altura sobre el terreno blando.

Uno de los factores más importantes a considerar en la aplicación de esta técnica es la disponibilidad del tiempo, la cual se puede establecer comparando el tiempo de consolidación con el cronograma de la obra. En este análisis debe incluirse, además del tiempo de actuación de la sobrecarga, el cual puede ser hasta de un año, el tiempo de la exploración del subsuelo y de construcción de la precarga.

Vibroflotación.

Es un proceso mediante el cual se hincan un cilindro vibrador, grande de 0,40 m. de diámetro y 1,80 m. de longitud, y con un peso de 2 ton aproximadamente. Con este método se pueden alcanzar profundidades de mejora de hasta los 20 metros.

Una vez hincado el cilindro, se transmiten vibraciones al suelo en sentido horizontal al mismo tiempo que se va extrayendo lentamente el equipo. Esta vibración produce un arreglo más compacto en los granos de arena. A la vez que se extrae el vibrador se coloca arena en el cono de depresión que se forma alrededor del pozo por compactación de la arena. Con este procedimiento el suelo se compacta en columnas cilíndricas de 2,50 a 3,00 m. El método se aplica a suelos granulares sueltos-arenas limpias.

La experiencia ha demostrado que cuando la vibroflotación se aplica correctamente se puede alcanzar valores de densidad relativa de hasta 70% en las zonas intermedias respecto a los puntos de aplicación del vibrador.

Consolidación Dinámica.

Esta técnica consiste en dejar caer martillos muy pesados sobre la superficie de suelos granulares sueltos o de suelos cohesivos blandos con el fin de aumentar su densidad. Para levantar el martillo se utiliza una guía que lo deja caer desde una altura de aproximadamente treinta (30) m. El peso del martillo varía entre 6 y 40 ton. Un martillo de 40 ton y altura de caída de 30 m., produce una densificación considerable hasta una profundidad de 15 – 20 m.

El impacto producido por la caída del martillo forma un cráter en la superficie del terreno y envía violentas ondas de choque que viajan hasta grandes profundidades. Estas ondas fisuran la masa del suelo y provocan licuefacción en

suelos granulares seguida de una densificación. En suelos cohesivos el impacto genera una presión intersticial elevada que seguida de una consolidación.

Para aplicar esta técnica, se procede siguiendo una malla con un espaciamiento típico que oscila entre los 5 y 15 m.; usualmente se deja caer el martillo en cada punto de la malla de tres a diez veces. Este proceso se repite en todos los puntos de la malla y los cráteres se rellenan con arena compactada. El espaciamiento de la malla se puede ajustar si después de una comprobación se establece que la compactación es insuficiente. La altura, masa óptima, número de caídas y espaciamiento de la malla se seleccionaran a partir de ensayos de campo.

3.1.2 Estabilización Química.

Este es un proceso de estabilización que consiste en mezclar el suelo con cantidades apropiadas de un aditivo químico, para después compactarlo. Cuando se trata de estabilizar químicamente las capas del subsuelo se recurre a la inyección del agente estabilizante en los poros y/o fisuras del suelo o roca.

El uso de la estabilización química persigue obtener uno o varios de los siguientes efectos:

- a.- Aumento de la resistencia y la durabilidad del suelo.
- b.- Impermeabilización del suelo.
- c.- Manejabilidad del suelo.
- d.- Disminución del potencial de cambio volumétrico del suelo debido a una contracción o una expansión.

Entre los aditivos que pueden utilizarse se encuentran: el cemento, la cal, los materiales bituminosos y las cenizas pulverizadas.

El cemento es probablemente el aditivo que más se utiliza cuando el objetivo principal es aumentar la resistencia y la durabilidad, puede usarse en casi todo tipo de suelos. Por problemas en el proceso de mezclado y compactación se recomienda restringir su uso a materiales con menos de 40% de finos y límite líquido menor de 45%. El tipo de cemento normalmente utilizado es el Pórtland, las dosis adecuadas se establecerán en base a ensayos de laboratorio con mezclas de prueba, para la aplicación en el campo se recomienda aumentar esta dosis con un factor de 1,5. En general las dosis oscilan entre 2 a 4 del porcentaje en peso para los suelos granulares y hasta 10% a 15% para los suelos finos.

La estabilización con cal se hace generalmente con cal hidratada (hidróxido de calcio), algunas veces se utiliza cal viva.

Esta técnica es particularmente efectiva en suelos arcillosos, ya que produce floculación y cementación de las partículas de mineral de arcilla formando agregados de mayor tamaño, lo cual crea una estructura de suelo que se disgrega con más facilidad aumentando su manejabilidad y resistencia.

El tratamiento con cal también disminuye el límite líquido y el índice de plasticidad de la mayoría de las arcillas, reduciendo el potencial de cambio volumétrico de muchas de ellas, aún cuando no se ha podido establecer con precisión la efectividad de los distintos agentes estabilizantes en función de la composición química y mineralógica de la arcilla a ser tratada. Algunos autores recomiendan una dosis entre 2% y 8% del peso del suelo, en todo caso la dosis definitiva de cal deberá ser establecida en el laboratorio.

La estabilización con material bituminoso se usa principalmente en suelos granulares, para dotarlos de una estructura cohesiva e impermeabilizarlos; en los suelos arcillosos se ha empleado con éxito relativo para impermeabilizarlos y evitar que pierdan resistencia por aumento en el contenido de humedad. Este método tiene

un costo mayor que los métodos estabilizadores en base al uso de cemento y cal, razón por la cual que su uso no está generalizado.

Las cenizas pulverizadas son un subproducto de la combustión del carbón y se obtienen en su mayor parte de las plantas térmicas generadoras de electricidad. Estas cenizas tienen partículas muy finas compuestas principalmente por sílice y diferentes óxidos y álcalis, las cuales reaccionan con la cal hidratada y forman compuestos cementantes. Esto permite usar mezclas de cal hidratada con cenizas, con fines de estabilización; en algunos casos de estabilización con cemento se puede reemplazar parte del cemento con cenizas volantes.

3.1.3 Estabilización Térmica.

Esta técnica de estabilización se encuentra integrada básicamente por dos tipos de estabilizaciones:

- Estabilización térmica por calentamiento.
- Estabilización térmica por enfriamiento.

Estabilización Térmica por Calentamiento.

Esta técnica se fundamenta en la propiedad que poseen las arcillas, de aumentar considerablemente su resistencia cuando se les suministra calor. A temperaturas suficientemente altas, el proceso se vuelve irreversible y la resistencia adquirida no se pierde, aún cuando se someta a inmersión; este efecto se logra con temperaturas del orden de los 900 ° C. En la práctica resulta suficiente llegar a la temperatura en la que la rehidratación de la arcilla sea imposible, esto ocurre con valores comprendidos entre 200 ° C y 400 ° C.

El calor se aplica por calentamiento directo de la superficie del suelo o por circulación de gas calentado con aire comprimido a través de los poros.

El procedimiento es particularmente útil para reducir el potencial de expansión de los suelos arcillosos.

Estabilización Térmica por Enfriamiento.

Los métodos de estabilización por enfriamiento conducen a la congelación del agua en los poros del suelo y éste se convierte en un conjunto rígido de considerable resistencia.

La congelación se alcanza en los suelos arenosos a temperaturas cercanas a 0 ° C, para congelar suelos arcillosos se necesitan temperaturas bastante menores.

Las técnicas de congelación se han usado asociadas a cimentaciones profundas en arcilla para edificios grandes.

3.1.4 Estabilización Eléctrica.

La estabilización por Electro-ósmosis consiste en la aplicación de un potencial eléctrico a una suspensión de arcilla. Las partículas de arcilla debido a su carga eléctrica acuden al ánodo, en un fenómeno conocido como electrofóresis, descrito por Reuss en 1.807. Si en lugar de una suspensión tenemos una pasta de arcilla, las partículas no pueden moverse y correlativamente el agua se mueve hacia el cátodo, lo cual constituye el fenómeno de Electrocapilaridad, cuando esto sucede en un suelo, se le llama Electro-ósmosis.

Paralelamente a la electro-ósmosis, en casi todos los casos de aplicación práctica se ha producido otro fenómeno aprovechable y es el de la estabilización electroquímica, en el cual los ánodos se corroen y los cationes liberados se difunden

por el terreno mejorando sus cualidades. Esta mejora, aunque ligera, en el caso de que los ánodos sean de hierro, es muy apreciable en el caso de que los mismos sean de aluminio. En algunas aplicaciones se ha aprovechado el campo eléctrico para forzar la penetración en el terreno de cationes estabilizadores, como calcio, que debido a la pequeña permeabilidad no se hubiese podido impregnar al suelo por mera inyección.

Para la aplicación de la electro-ósmosis se debe disponer de un potencial considerable de corriente continua.

El voltaje usado en muchas aplicaciones está entre 50 y 100 voltios, subiendo a veces durante las primeras horas, en caso de emergencia, hasta 200 voltios. La disposición de los electrodos es, en ocasiones, en filas en las que se alternan ánodos y cátodos, otras veces en filas paralelas, cada una de una sola clase de electrodos, lo cual, evidentemente simplifica el cableado.

3.1.5 Estabilización por Inyección.

Las técnicas disponibles de mejoramiento de suelos por inyección pueden ser resumidas de la siguiente manera:

- Permeación.
- Lechada Compactada.
- Claquage.
- Jet Grouting.

Permeación.

En este método de estabilización por inyección, la lechada es inyectada dentro del suelo a una baja presión y llena los vacíos, sin cambios significantes a la estructura del suelo y el volumen. Una gran variedad de mezclas son usadas con esta

técnica, la elección de una de ellas depende principalmente de la permeabilidad (K) del suelo.

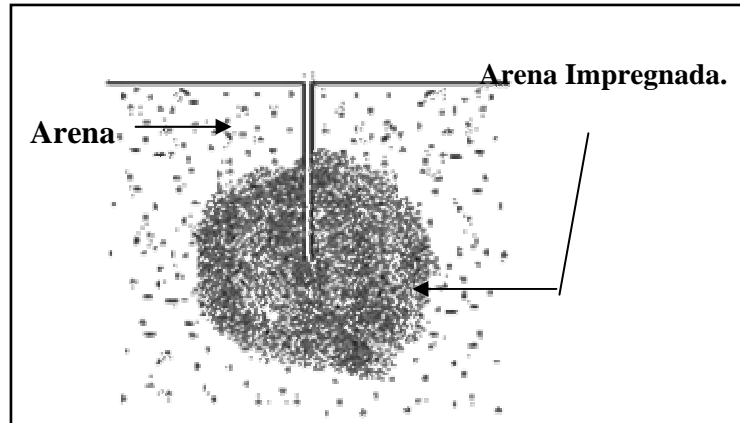


Fig.3. Inyección por Permeación. (Tomado de: Marcial)

Como regla general, se tiene que donde el coeficiente de permeabilidad (K) es mayor que 10^{-2} cm/seg, es usada una mezcla de agua/cemento; en los suelos a los cuales (K) está entre 10^{-2} y 10^{-4} cm/seg, se usa una mezcla basada en silicatos y para suelos con permeabilidades tan bajas como 10^{-5} cm/seg, se usan lechadas basadas en resinas costosas.

En los suelos que presentan un coeficiente de permeabilidad (K) menor que 10^{-6} cm/seg, no son inyectables por el método de permeación.

Lechada Compactada.

En esta técnica, una lechada muy viscosa con alta fricción interna es inyectada dentro del suelo compactable, la lechada actúa como un gato hidráulico y físicamente desplaza las partículas de suelo realizando una compactación controlada. Este método no funciona en suelos finos.

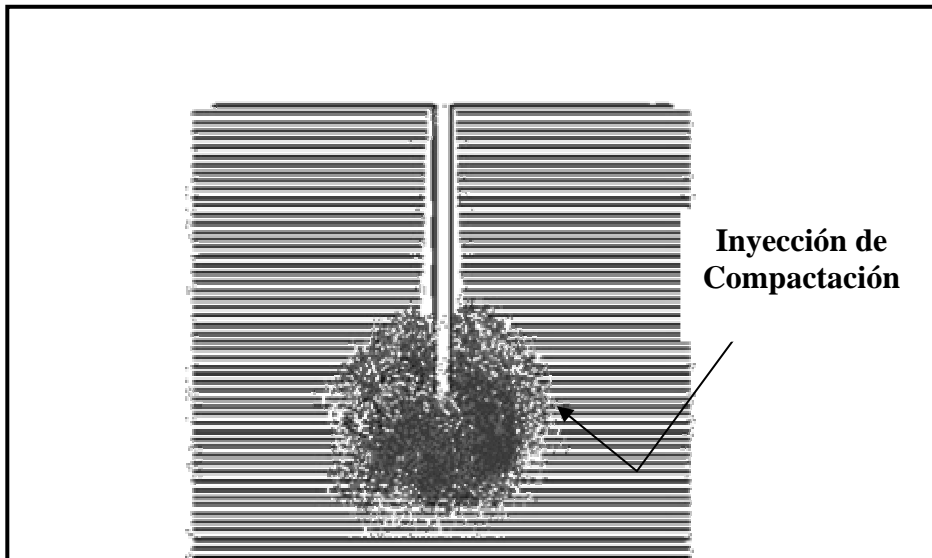
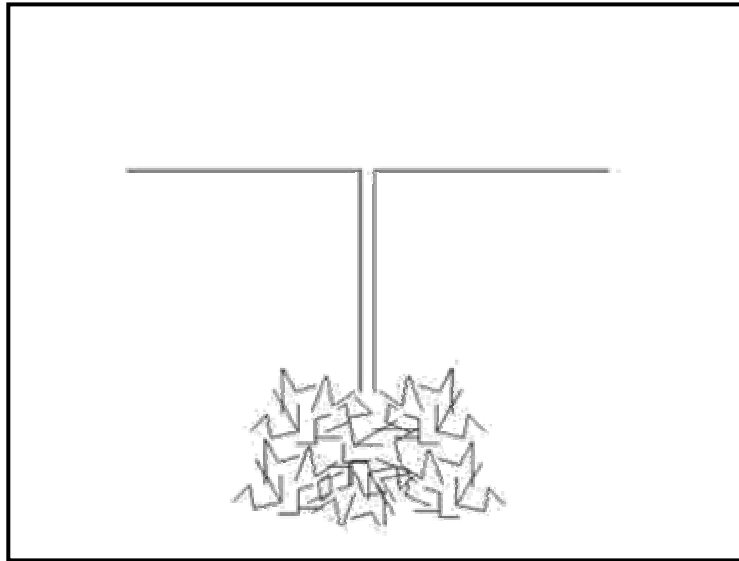


Fig.3.1 Inyección por Compactación. (Tomado de: Marcial)

Claquage.

En esta técnica de inyección la lechada es inyectada dentro del suelo a alta presión a través de un tubo especial con válvulas, hidrofracturando el suelo de esta manera; las fisuras resultantes son llenadas con la lechada y la zona circundante al suelo es comprimida creando una masa densificada.



**Fig.3.2 Inyección por Facturación. (Tomada de: Marcial).
(La inyección abre y rellena las fisuras).**

Jet Grouting.

Esta técnica de inyección difiere sustancialmente de las otras técnicas de Grouting, en que ésta destruye completamente la estructura del suelo y mezcla las partículas de suelo “en sitio“, con una lechada para crear una masa homogénea la cual solidifica en cierto tiempo.

La técnica puede ser usada independientemente del tipo de suelo, permeabilidad, tamaño de grano y su distribución granulométrica etc. En teoría es posible tratar por Jet Grouting, la mayoría de los suelos desde arcillas blandas hasta arenas y gravas.

Aunque es posible inyectar por Jet Grouting cualquier tipo de mezcla, en la práctica mezclas de agua – cemento son normalmente usadas, cuando se requiere impermeabilizar el suelo se usa una mezcla de agua – cemento – bentonita.

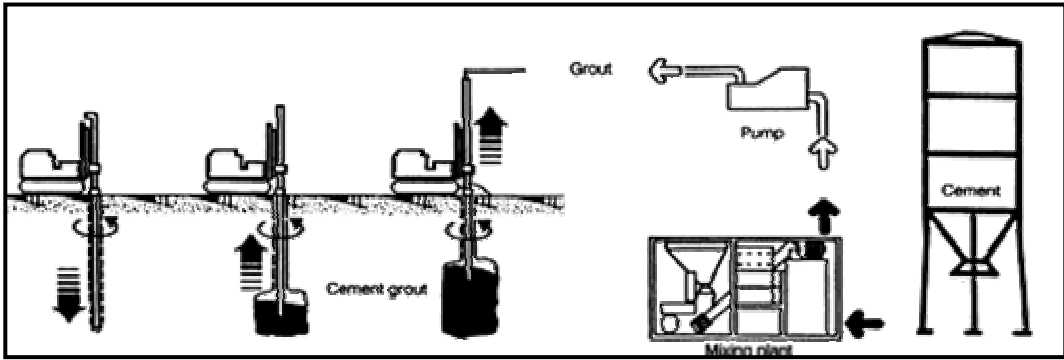


Fig. 3.3. Esquema de la Tecnología Jet Grouting.

CAPÍTULO IV

4. TECNOLOGÍA DEL JET GROUTING.

4.1. Generalidades.

El tratamiento de terrenos que por sus características estructurales resultan inadecuados para soportar obras de ingeniería, constituye un problema complejo y las técnicas de intervención hasta ahora adoptadas, en especial las de inyección, se han mostrado carentes o demasiadas costosas y complejas con relación a los resultados obtenidos.

Desde los años 70 se ha venido empleando una tecnología de consolidación de suelos basada en inyecciones, denominada Jet Grouting o inyecciones “a chorro”, pero no es sino hasta el año 1979, cuando esta técnica es conocida y aplicada en Venezuela.

Esta técnica, consiste esencialmente en proyectar en el medio a través de un inyector ubicado en el extremo ascendente de un tubo a presión elevada una mezcla cementicia, de manera que el terreno y la misma resultan fuertemente mezclados, con lo cual, una vez completada la cementación del nuevo material, se logra una estructura columnar continua de elevadas características mecánicas que esencialmente dependen de la naturaleza geotécnica del terreno y de los parámetros del proceso.

En este capítulo se darán a conocer los aspectos técnicos involucrados en el empleo de esta técnica de inyección, así como los principales campos de aplicación.

Con las técnicas de inyección, se pretende introducir en el terreno una mezcla a presión y caudal regulables, que bien desplace terreno existente, rellene huecos o

forme un nuevo material para conseguir así, una mejora en las características de resistencia de la zona a tratar, reduciendo de esta manera su deformabilidad y disminuyendo su permeabilidad. Por otro lado, las inyecciones suponen:

- La realización de perforaciones que permitan alcanzar la zona a tratar.
- La preparación del material a inyectar con las cualidades de fluidez y viscosidad adecuadas, según el tipo de terreno.
- La instalación de toberas, manguitos, inyectoros y demás medios auxiliares que permitan concentrar o dispersar la inyección en la zona a ser tratada.

Según Santos (1991), la inyección tradicional de un terreno, implica la introducción por impregnación (relleno de los huecos preexistentes) o ruptura del mismo, de una mezcla fluida que posteriormente fragüe y endurezca, siendo comúnmente dos los principales objetivos que se persiguen:

- Reducir su grado de permeabilidad, por medio de inyecciones de impermeabilización.
- Mejorar sus condiciones mecánicas, mediante inyecciones de consolidación.

El éxito en la aplicación de las técnicas de inyección en los últimos años, no sólo se debe a la amplia experiencia acumulada, sino también a los progresos de aspectos tecnológicos y de organización desarrollados, entre los cuales se destacan:

- Perforaciones en todos los terrenos, cualquiera que sea su naturaleza y en todas las direcciones, sin desviaciones notables.
- Mezclas o lechadas de todo tipo, desde las más fluidas, para impregnar los poros y fisuras más finas, hasta las más espesas e incluso expansivas, capaces de rellenar grandes cavidades.

Debido a que por lo general estos tratamientos afectan a terrenos inaccesibles y los resultados no pueden ser constatados hasta finalizado el tratamiento, se hace necesario un control permanente durante y después del tratamiento de inyección:

- Durante la ejecución del tratamiento de inyección, controlando diversos detalles, como la dureza del terreno perforado, la admisión de cemento, la velocidad de inyección, la longitud del tratamiento, etc. Es importante controlar la resistencia a la penetración para tener idea de si se han alcanzado los estratos duros previstos. También se debe controlar el “rebose”, es decir la mezcla de lechada y terreno que sale por el hueco de perforación y las barras, para saber si el volumen de mezcla inyectado es el adecuado.
- Después de la aplicación del tratamiento de inyección; mediante taladros para extraer muestras del terreno tratado, controles de absorción por rayos gamma, etc.

La definición de un proyecto de inyección, requiere el establecimiento de los siguientes aspectos:

- Ubicación de las perforaciones, longitud e inclinación de las mismas.
- Admisiones previstas en los diferentes suelos afectados.
- Características de la mezcla de inyección a utilizar.
- Cronograma de trabajo, dividido en fases.

Previo a la definición del proyecto de inyección, se ha de tener en cuenta el estudio y evaluación de una serie de parámetros, los cuales comprenden:

- La configuración estratigráfica, extendida hasta el substrato rocoso o hasta un techo de suelo, cuyas condiciones mecánicas y/o transmisividad hidráulica hagan innecesario su tratamiento por inyección.

- Naturaleza de cada estrato de terreno, con especial atención a su granulometría, porosidad y presencia de discontinuidades.
- Condiciones de transmisividad hidráulica de los diferentes estratos que se hayan establecido.

La geometría del terreno a inyectar es consecuencia de un conjunto de condicionantes que han de ser evaluados y combinados entre sí:

- El volumen del terreno incide notablemente según sea el tipo de inyección a realizarse. En el caso de inyección de impermeabilización, se ha de constituir una barrera que alcance los niveles impermeables naturales subyacentes. Por otro lado, si se trata de una inyección de consolidación, el tratamiento ha de alcanzar a todo el volumen del terreno en que se puedan producir cargas.
- La configuración geométrica de la estructura a construir a su entorno.
- El grado de mejora del terreno previsible.
- La fase de tratamiento que se considere según sea el caso (provisional o permanente).
- La configuración geométrica del contacto de la formación “estable” (impermeable o compacta, según se trate de impermeabilizar o consolidar).

Las admisiones de mezcla en el terreno, serán establecidas de acuerdo con la experiencia adquirida en el tratamiento de terrenos similares. Si no se dispone de ésta, será necesario el planteamiento de pruebas de inyección que determinen las admisiones y radios de acción de la inyección.

La separación entre las perforaciones se determina en función del tipo de inyección a realizar, así como del tipo de mezcla a utilizar, también puede estar condicionada por otras necesidades, como el tratamiento específico de una zona de contacto, o el tratamiento previo de una zona de terreno que bordee cualquier tipo de

excavación subterránea preexistente que se desee proteger de la entrada de la lechada durante el tratamiento a realizar, etc.

4.2 Evolución del Método de Inyección Jet Grouting.

A principios de este siglo, los ingenieros franceses apuntaron la idea de mezclar “in situ” cemento y arena mediante aire comprimido, formando así una mezcla de buenas características mecánicas, siendo éste uno de los fundamentos principales del Jet Grouting,

Aunque desde el año 1965, Perri (1987), se realizaron pruebas experimentales en terrenos aluviales usando un “jet” de agua a alta presión, la técnica no se implantó como procedimiento constructivo sino hasta el año de 1970, cuando Wataru Nakanishi, presidente de la Nissan freeze C.O; y otros desarrollaron un método de inyección denominado CCP (CHEMICAL CHURNING PILE), el cual fue presentado al mundo científico por el Profesor Gosaburo Miki de la Universidad de Tokio (Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones en Moscú, 1973). Se trata de una técnica de consolidación del terreno que consiste en proyectar en el medio a tratar, a través de un inyector ubicado en el extremo ascendente de un tubo y con una presión elevada, una mezcla estabilizante de manera que el terreno y la mezcla resultan íntimamente agitados y remezclados con lo cual, una vez completada la cementación, se logra una estructura columnar continua de muy elevadas características mecánicas.

Evidentemente se trata de una técnica de inyección que, debido a su capacidad de desagregar el terreno natural mezclándolo con el fluido inyectado, permite tratar casi cualquier tipo de terreno que requiera ser mejorado mecánicamente, evitando los problemas de penetrabilidad relacionados con la granulometría del medio y evitando que, la sustancia inyectada siga vías preferenciales disponiéndose, ineficientemente, en vetas o capas.

Casi paralelamente Yashiro y otros, desarrollaron el JET GROUT Method (JG Method), en el cual un “jet” (chorro) horizontal de agua que está siempre en la misma dirección, se levanta y forma en el terreno una pantalla de impermeabilización.

Inicialmente el diámetro de la columna tratada por el sistema CCP, en materiales arenosos resultó de unos 50 cm y en terrenos arcillosos el diámetro de la columna se correspondía a 30 cm.

Para ampliar el diámetro de la columna, se desarrolló un nuevo método en el año 1972, llamado JUMBO SPECIAL FILE Method, que protege la lechada y le permite llegar más lejos y con más energía, consiguiendo así unos diámetros de 80 a 200 cm respectivamente; (también es conocido como el JUMBO JET SPECIAL GROUT, JSC).

Luego, el grupo de Jet Grout, sobre esta nueva idea puso a punto una nueva técnica en la cual se lanza simultáneamente a través del “jet”, agua, lechada y aire (COLUMN JET GROUT Method, CJG).

La obtención de columnas con diámetros más amplios, impulsó al grupo Chemical Churning Pile (CCP) a desarrollar un método denominado SUPER SOIL STABILIZATION MANAGEMENT (SSS- MAN).

4.3 Principios Físicos del Jet Grouting.

Las operaciones previstas en la aplicación de esta tecnología comprenden esencialmente dos fases bien definidas, Perri (op. cit): perforación e inyección.

El procedimiento consiste en introducir en el terreno, un tubo de 50 a 60 mm, de diámetro hasta la profundidad requerida en el proyecto. Durante esta operación

una válvula que se abre o cierra automáticamente por diferencia de presión, permite desde un inyector ubicado axialmente en la base del tubo, la salida de agua bajo presión proveniente de una bomba, la cual favorece la penetración del tubo como ocurre en las técnicas normales de perforación.

Después de la completa penetración del tubo, en lugar de agua se inyecta, desde la misma base del tubo pero en dirección perpendicular al eje, la mezcla estabilizante bajo presión sumamente elevada y por intermedio de inyectores especiales.

Puesto que el tubo gira, esta operación afecta todo el entorno y hasta un radio que depende esencialmente de las condiciones del terreno, de la presión de inyección y de la naturaleza de la mezcla. En este radio queda completamente destruida la estructura original del terreno, el cual queda disgregado, agitado y mezclado íntimamente con la sustancia inyectada.

Durante la operación de inyección el tubo se eleva gradualmente, y el tratamiento afecta sin solución de continuidad, niveles cada vez más altos y así gradualmente se viene conformando en el suelo alrededor de la perforación una estructura cohesiva con forma de columna.

El resultado como se dijo anteriormente, consiste en una columna del nuevo material así formado, que contribuye por sí misma y por el efecto de confinamiento que produce al terreno circundante, a una mayor resistencia e impermeabilidad de la masa tratada.

Repitiendo las operaciones antes indicadas, en distintas perforaciones puede ejecutarse según las exigencias, un tratamiento continuo por medio de columnas adyacentes y eventualmente compenetradas entre sí, así como un tratamiento discreto de cualquier distribución requerida.

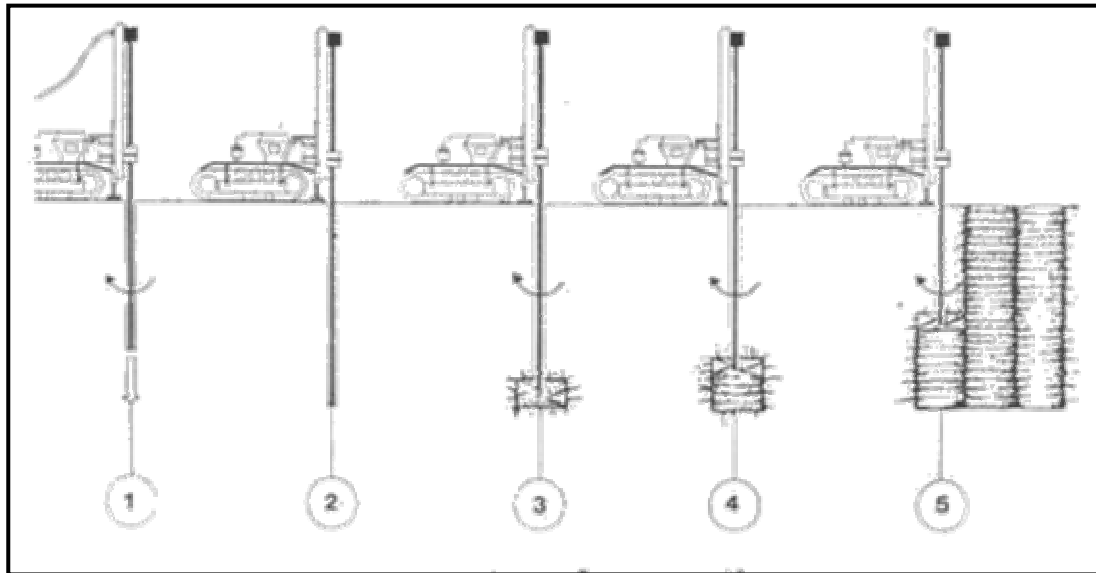


Fig.4. Esquema Operativo del Sistema CCP

La figura muestra el esquema operativo del Sistema CCP, el cual consiste en:

- 1.- Fase de perforación por rotación.
- 2.- Fin de perforación.
- 3.- Inicio del proceso CCP.
- 4.- Subir de nuevo y rotación a velocidad preestablecida.
- 5.- Terminación y repetición del proceso.

En lo que respecta a la separación mínima entre columnas, esta depende del tipo de obra a realizar, debiéndose mantener un intervalo de tiempo mínimo para construir una columna próxima a la otra ya ejecutada, de por lo menos 24 horas.

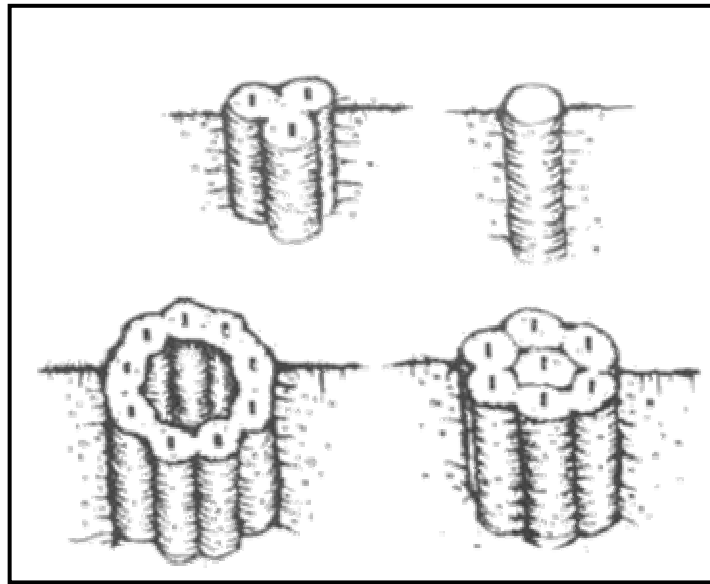


Fig.4.1. Esquemas Geométricos de elementos de columnas CCP.

En las aplicaciones rutinarias, la presión de inyección oscila entre los 250 a 350 Kg/cm², con un diámetro de las toberas del inyector de 2 a 4 mm; presentando una velocidad de rotación promedio de 20 r.p.m. y una velocidad de elevación de 15 cm por minuto, siendo la cantidad de mezcla inyectada de aproximadamente 30 litros por minuto de lechada agua- cemento en proporción de 0,5 a 1 % en peso.

Con el método anteriormente descrito, según sean las características del caso, modificando en la mezcla, los porcentajes de los diversos componentes y tomando en cuenta la naturaleza del terreno, se puede obtener un producto final de 40 a 80 cm; de diámetro, con resistencia media a la compresión de 10 a 200 kg/cm², y con coeficientes de permeabilidad entre 10⁻⁷ y 10⁻⁹ cm/seg. (Fig4.2).

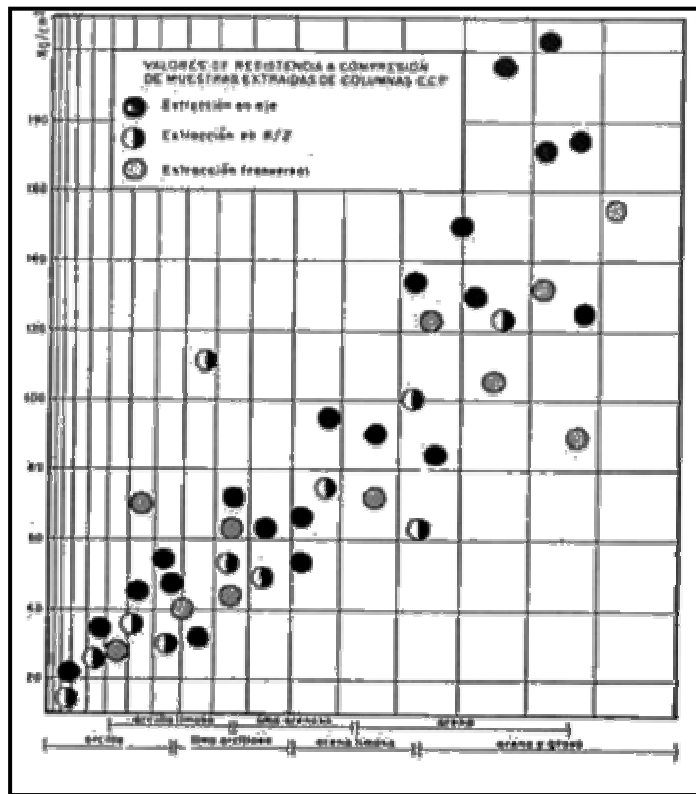


Fig.4.2 Resistencia a la compresión en muestras de elementos CCP.

La columna CCP, aproximadamente cilíndrica, se forma de abajo hacia arriba debido a la acción del chorro de mezcla cementicia inyectada desde uno o más agujeros en rotación lenta y a elevada presión. El primer efecto resulta ser la instantánea disgregación del terreno circundante y el segundo efecto lo constituye el íntimo mezclado de las partículas del terreno disgregado con el elemento cementante inyectado.

Uno de los aspectos físicos más interesantes de la técnica descrita, es el agotamiento de la elevada presión del chorro inyectado, dentro de un radio limitado a pocos centímetros, eliminándose la total posibilidad de efectos colaterales indeseados sobre terrenos o estructuras próximas.

Debido a la acción dinámica concentrada y limitada en el tiempo y el espacio, se produce en el anillo de terreno que rodea a la columna, un efecto de compresión o densificación dinámica que resulta altamente beneficiosa, por cuanto da lugar a un mejoramiento geomecánico de la porción de terreno afectada, la cual puede extenderse en un radio de hasta 2 a 3 veces el diámetro mismo de la columna.

Por otro lado, en las aplicaciones que prevén la constitución de columnas contiguas y compenetradas entre sí, el resultado es positivo en el sentido de la continuidad de la estructura conformada, debido al “efecto pared” con el cual, si un chorro es proyectado contra una pared de forma cóncava con fuerza suficiente no es reflejado, sino que se desliza a lo largo de la superficie de la pared. Cuando el chorro es proyectado contra un cuerpo columnar, hace que el chorro antes de alejarse rodee a la superficie por un arco de más de 180 grados.

El fenómeno ha sido investigado ampliamente por K. Yanaida, quien ha contribuido al entendimiento de las características de los chorros, partiendo de la suposición de que el comportamiento de los mismos, en soluciones químicas en el suelo, es similar al de los chorros de agua turboinyectados en aire. En sus experimentos distinguió tres (3) regiones en la estructura física de un chorro inyectado y estas son:

- Una región inicial de longitud aproximadamente 20 veces el diámetro de la boca del inyector a una presión P_0 .
- Una región de transición de longitud aproximadamente igual a la anterior.
- Una región principal cuya longitud es de algunos centenares de veces el diámetro de la boca del inyector a una presión P_m .

Existen básicamente tres métodos de **Jet Grouting**: El monofluido o “CCP”, el “3- fluidos” o sistema Kajima y el sistema 2-fluidos.

El sistema monofluido o “CCP”, en este método se perfora un hueco a la profundidad requerida por rotación o rotopercusión usando agua, aire comprimido, bentonita ó la mezcla de nivel medio. Cuando el nivel establecido es alcanzado, las puertas son cerradas y la lechada es inyectada a presión muy alta (20 Mpa a 60 Mpa), a través de las boquillas, dentro del suelo, simultáneamente la sonda es rotada y retirada lentamente. La velocidad de rotación varía entre 10 y 20 r.p.m y la rata de retiro varía entre 10 y 50 cm / min. Para la inyección se utiliza una bomba de alta presión la cual conduce la lechada a través de una línea de perforación a un set de boquillas localizadas justo encima de broca de la perforadora. La alta velocidad y energía de proyección rompe y mezcla el suelo alrededor de la perforación, para crear una columna de material estabilizado, cuyo diámetro oscila entre los 40 y 120 cm.

El equipo principal que se requiere para el sistema es el siguiente:

- Bomba de alta presión (70 Mpa) y alto flujo (300 lt/min).
- Perforadora equipada adecuadamente con una sonda de cuerda y que a su vez se controle el paso de la sonda de una forma precisa.
- Un recipiente con suficiente capacidad para la mezcla.

En cuanto al sistema 3-fluidos, el procedimiento de perforación es el mismo que se utiliza en el sistema de monofluido, el fluido es bombeado a la broca de perforación a través de la línea de lechada. Una vez que es alcanzada la profundidad requerida, agua y aire son inyectados a través de sus respectivas líneas para romper el suelo alrededor de la sonda mientras esta es rotada y se comienza el proceso de “transporte aéreo”, bombeo de exceso de agua y partículas finas a través del espacio entre la pared del hueco y la barra de perforación hasta la superficie. Al mismo tiempo, la lechada es inyectada dentro de la mezcla suelo / agua a una presión de aproximadamente 5 Mpa a través de una segunda boquilla ubicada justo sobre la boquilla de aire / agua y la barra de perforación es extraída lentamente. Este

procedimiento permite crear columnas de material estabilizado cuyo diámetro pueden sobrepasar los 2 metros.

El equipo requerido por el sistema de 3- fluidos es el siguiente:

- Bomba de alta presión (70 Mpa) y alto flujo para el chorro de agua (300 lt/min).
- Bomba de baja presión y flujo para la lechada.
- Triaxial.
- Boquillas y adaptadores para la lechada y para la mezcla aire/agua.
- Tanque para la lechada.
- Tanque para el agua.

La principal diferencia entre los dos sistemas está en el diámetro de la columna estabilizada y en consecuencia en el volumen de suelo tratado.

El sistema 3- fluidos es más ventajoso donde los suelos son difíciles para perforar, con pocos huecos se obtiene un gran volumen de suelo tratado.

El sistema 3- fluidos, es de cualquier manera más completo, este requiere más equipo y como genera un gran volumen de material excavado, el sistema resulta costoso y difícil de aplicar, especialmente en áreas restringidas.

El sistema monofluido es más versátil, este puede ser aplicado con cualquier inclinación y consecuentemente encuentra gran uso en la estabilización de estructuras existentes y en túneles donde el espacio es restringido. El montaje del equipo y el tiempo de excavación son considerablemente pequeños. Este método es así mismo más económico, limpio y menos ruidoso para ser aplicado en cualquier sitio.

En cuanto al sistema de 2- fluidos se tiene que este se encuentra basado en los principios del sistema monofluido, pero usa una aureola de aire comprimido concéntrico alrededor del chorro de lechada para aumentar su radio de influencia. La columna de suelo tratado por monofluido puede aumentar su diámetro de 0,8 metros a 1,8 metros, por la adición del aire comprimido. El equipo utilizado en el sistema 2- fluidos es el mismo que se emplea en el sistema monofluido, con la excepción de la sonda, la cual tiene una varilla coaxial y además un compresor de aire.

Para resumir de alguna forma lo explicado anteriormente se presenta la siguiente figura, en donde se esquematiza de forma clara y sencilla, los principales métodos de la tecnología del **Jet Grouting**.

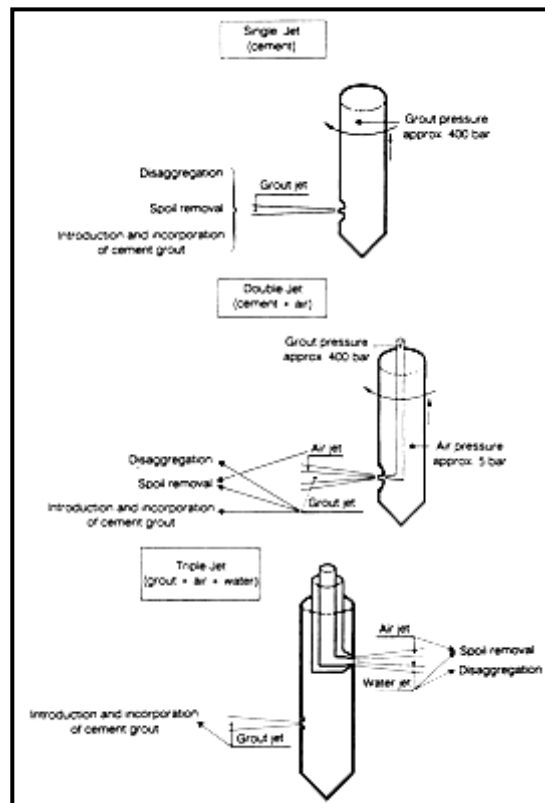


Fig. 4.3 Principales Métodos del Jet Grouting

4.4 Criterios de Diseño.

Dependiendo del tipo de aplicación, Perri (op. cit), dentro de la amplia gama de posibilidades que tiene este método, adquieren mayor o menor importancia para el diseño los distintos parámetros involucrados, los cuales, se pueden dividir en tres (3) grupos principales:

-Los geométricos (forma, diámetro y longitud de las Columnas aisladas o compenetradas).

-Los mecánicos de permeabilidad, resistencia y deformabilidad (coeficiente de permeabilidad, carga de ruptura a la compresión sin confinar, cohesión y fricción internas, los módulos elásticos).

-Los de interacción terreno-estructura (cohesión relativa, efecto arco, heterogeneidad axial del resultado).

Evidentemente los rangos numéricos dentro de los cuales pueden variar cada uno de los parámetros citados anteriormente, resultan muy amplios, toda vez que dependen cada uno de ellos de un conjunto muy numerosos de factores de los cuales solamente unos son controlables dentro de ciertos limites (los de inyección), mientras que otros dependen directamente del medio natural (terreno) en que se produce la intervención y el cual además, muy a menudo, resulta ser de composición heterogénea.

Por otro lado, y una vez más debido a la fundamental influencia que el medio natural ejerce sobre los resultados y sus propiedades mecánicas, estas en fase de diseño podrán solamente estimarse con cierta aproximación, basados en correlaciones empíricas derivadas de la experiencia que afortunadamente hoy en día ya alcanza niveles de amplia confiabilidad.

El diámetro de las columnas de Jet Grouting, esta en función de una infinidad de variables. Las que tienen mayor influencia en el resultado, corresponden a las características físico-mecánicas de los suelos y a la modalidad de ejecución de las inyecciones.

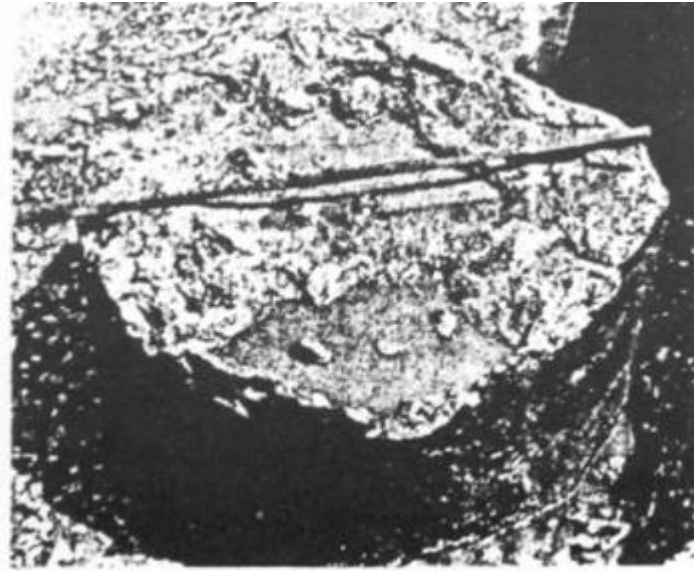


Fig.4.4 Diámetro de la columna de Jet Grouting.

Entre las primeras, la mayor influencia se debe a la granulometría y a las características de densificación del suelo tratado. En los terrenos granulares, con igual densidad relativa e igual modo de ejecución, el diámetro del pilote aumenta a medida que disminuye el diámetro de los granos, por otro lado, en terrenos constituidos por fragmentos de roca de gran diámetro, el tratamiento casi no tiene algún efecto.

Otro factor que afecta la dimensión de la columna, es el estado de consolidación de los suelos; con igual presión de inyección, menor será el diámetro del pilote a mayor estado de consolidación de los suelos.

Las modalidades de ejecución tienen una notable influencia sobre la eficiencia del tratamiento, como se expresó anteriormente. Al variar la presión de inyección o

adoptando recursos especiales en la ejecución, el diámetro de los pilotes varía sensiblemente.

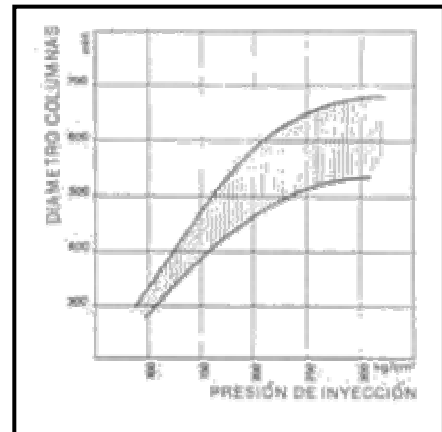
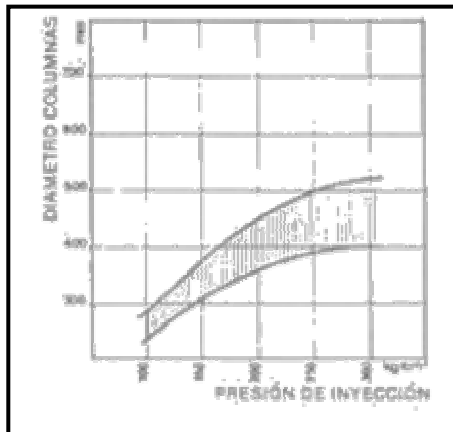


Fig.4.4. Columnas de CCP descubiertas.

En las siguientes figuras se presentan dos gráficos empíricos que relacionan el rango del valor del diámetro de la columna CCP con la presión de inyección y la granulometría del terreno, en terrenos arcillosos (izquierda) así como en terrenos no cohesivos (derecha).

Fig.4.5. Terrenos arcillosos.

Fig.4.6. Terrenos no cohesivos.



4.5 Diagrama Operativo Desarrollado por la CCP Italiana.

Para obtener el tiempo de aplicación de la inyección, la velocidad de avance de la barra, el volumen de lechada a inyectar y la cantidad de cemento por metro de columna, la CCP de Italia, ha desarrollado el diagrama operativo reportado en la figura N^o 4.7.

Definido el diámetro del pilote, la cohesión del terreno, el número de golpes del SPT, la presión de inyección, la relación agua-cemento, el número y diámetro de toberas, se opera de la siguiente manera:

1.- Se entra al diagrama superior (A) con el valor del diámetro del pilote y se asciende paralelamente a la línea del diagrama hasta encontrar el valor correspondiente de la cohesión del terreno.

2.- A continuación se prosigue horizontalmente hasta intersectar la curva con el valor del SPT.

3.- Se desciende verticalmente hasta el gráfico que sigue (B), donde esta la línea horizontal con el valor de 2.000 psi.

4.- A este punto se desciende diagonalmente y paralelamente a las líneas del gráfico (B) hasta el valor de la presión a la que se desea inyectar; aquí se asciende verticalmente hasta la línea de 2.000 psi, encontrándose así el volumen nominal de lechada (Q) a inyectar por metro lineal de pilote.

5.- Se desciende verticalmente hasta el final del gráfico (B), o sea hasta la línea horizontal de 7.000 psi.

6.- Se desciende hasta el gráfico siguiente (C), paralelamente a las líneas diagonales, hasta el final del gráfico(C).

7.- Con el número y diámetro de las toberas, en el gráfico (E) se asciende verticalmente hasta la línea horizontal con el valor de 7.000 psi en el gráfico inmediatamente superior (D).

8. - Se asciende paralelamente a las líneas diagonales del gráfico (D) hasta cortar la línea horizontal con el valor de la presión a la que se desea inyectar.

9.- A este punto se asciende verticalmente hasta el final del gráfico (D), donde se consigue la cantidad nominal de lechada a inyectar a través de las toberas (litros / minuto).

10.- Seguidamente se continúa ascendiendo verticalmente hasta intersectar la diagonal trazada (en el punto 6) del gráfico (C), obteniendo así el tiempo de aplicación de la inyección por metro lineal de columna (minutos / metros).

Para obtener las cantidades reales de lechada y cemento a utilizar por metro lineal de columna, se deben multiplicar respectivamente los valores α y β que aparecen en la parte inferior del gráfico en función de la relación cemento agua (C / H₂O), por el volumen nominal de lechada (Q) a inyectar derivado del gráfico (punto 4), obteniéndose la cantidad en litros de lechada (Q1) que deberá ser inyectada y la cantidad correspondiente en kilogramos de cemento (C) a utilizar en la mezcla.

Para ilustrar el empleo del Diagrama Operativo desarrollado por la CCP de Italia, a continuación se da el siguiente ejemplo:

Datos de entrada:

Pilote de 80 cm de diámetro,

Terreno cohesivo, Cohesión = $1 \text{ kg} / \text{cm}^2$,

SPT = 20 golpes / pié,

Presión de inyección = 5.000 psi,

Se emplearán dos toberas de 2 mm. de diámetro,

Relación cemento / agua = 0.8

Con estos datos, y siguiendo los pasos anteriormente descritos (ver figura No 4.7) obtendremos como resultado:

Cantidad nominal de mezcla a inyectar por metro lineal de columna $Q = 600 \text{ litros} / \text{m}$.

Cantidad de mezcla que salen por los inyectores $Q' = 83 \text{ litros} / \text{min}$.

Tiempo de inyección = $17 \text{sg} / 4 \text{cm.} \text{ ó } 7 \text{min} / \text{m}$.

Coefficientes dependientes de la relación cemento / agua: $\alpha = 1.03$, $\beta = 0.65$.

Cantidad en litros de mezcla, que deberá ser inyectado para el tiempo correspondiente en $7 \text{ min} / \text{m}$., obtenida en el paso 10 $Q_1 = \alpha * \beta = 618 \text{ lts/m}$.

Cantidad nominal de cemento a utilizar en la mezcla, en kilogramos: $C = \beta * Q = 390$ kg/m.

4.6 Aspectos Tecnológicos de la Metodología Jet Grouting.

Desde el punto de vista práctico-operativo, la tecnología del Jet Grouting, Perri (op. cit.), incluye tres (3) fases tecnológicas bien definidas y diferenciadas: la perforación, la inyección y el eventual armado de la columna.

De la perforación se ha definido su diámetro, de aproximadamente 2 pulgadas (5 cm.), y en cuanto a su tecnología ésta debe elegirse en cada caso en función de la naturaleza del terreno a perforar, y tomando en cuenta los requerimientos específicos de la aplicación, en lo que a longitud e inclinación se refiere.

La técnica de perforación rotativa es preferible en terrenos de granulometría media a fina, debido a que en estos casos son suficientes equipos ligeros y el uso de un cabezal de rotación con “mandril pasador” sobre un “mast” de 4 a 5 metros, permitiendo éstos operar con un solo tren de barras de hasta 16 a 18 metros de profundidad y con producciones elevadas.

En terrenos de granulometría gruesa y en presencia de bloques rocosos y peñones, la rotopercusión puede resultar más conveniente en términos de producción y a veces indispensables, requiriéndose para estos casos de equipos más voluminosos, con imposibilidad de usar trenes de barras largos, y finalmente con una productividad necesariamente reducida.

En cuanto a la geometría de las perforaciones, para los casos verticales las longitudes alcanzables son notables, (hasta 30 a 40 metros con equipos rutinarios), mientras que la posibilidad de inclinación, resulta estrictamente condicionadas por la versatilidad del equipo. Los equipos rutinarios permiten inclinaciones de hasta 45°

sin mayores inconvenientes, mientras que para inclinaciones más próximas a la horizontal, deben emplearse equipos especialmente preparados.

También se dispone rutinariamente de equipos de perforación-inyección de dimensiones muy reducidas que permiten operar en espacios mínimos y hasta en interiores de construcciones normales, evidentemente al precio de una menor productividad en la ejecución de la obra.

La inyección, en las aplicaciones rutinarias, utiliza el mismo equipo de perforación y sus peculiaridades tecnológicas están directamente relacionadas con lo elevado de las presiones en juego.

Para la producción de la elevada presión de inyección necesaria, se recurre a tecnologías sofisticadas en lo que a sistemas de bombas y transmisión de la mezcla se refiere. Los equipos son muy voluminosos y se instalan a veces a grandes distancias del sitio de perforación e inyección, requiriéndose por lo tanto de un eficiente y muy seguro sistema de mangueras de transmisión.

También el sistema de preparación de la mezcla debe ser de tecnología adecuada a la elevada calidad requerida para el producto a ser inyectado, en relación a la precisión y constancia de las cantidades de elementos a mezclar, así como a la pureza y calidad física del producto de inyección (el que finalmente será inyectado a través de agujeros de hasta un mínimo de un milímetro de diámetro).

Finalmente, para el caso de algunas aplicaciones específicas se hace necesario el empleo de un refuerzo metálico para las columnas.

Tal refuerzo puede ir desde unas sencillas barras metálicas (cabillas de hasta 1 y 3/8 de pulgadas), (35,81 mm) en el eje de la columna, las cuales se introducen muy

fácilmente, con operación mal y caída libre por gravedad, inmediatamente al terminar el proceso de inyección.

Cuando las aplicaciones lo requieren, para el refuerzo se utiliza un tubo metálico estructural de hasta 4 pulgadas de diámetro (10 cm.) el cual puede ser introducido a presión, inmediatamente después de un fraguado mínimo de 12 ó 24 horas.

Con esta misma técnica de perforación es también posible colocar una armadura zunchada tradicional requiriéndose evidentemente, en estos últimos dos casos de completar el pilote con un nuevo vaciado a caída libre después de haberse colocado la armadura como se observa en la siguiente figura.

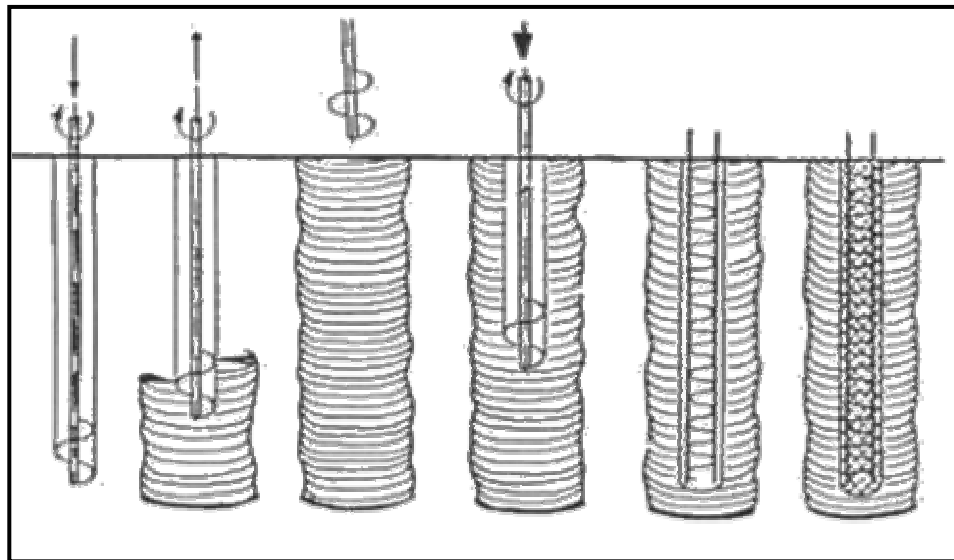


Fig. 4.8 Diferentes fases a realizar, cuando se coloca un refuerzo metálico consistente en una armadura zunchada o tubo estructural, los cuales son introducidos inmediatamente después de completada la fase de inyección o por re-perforación después de un fraguado mínimo de 12 horas. (Tomada de: Perri).

4.7. Principales Aspectos en el Tratamiento por Jet Grouting.

Entre los principales aspectos a tener en cuenta, Oteo (op.cit) en el empleo de la metodología del Jet Grouting, se pueden mencionar:

a) Efecto de la inyección: debido a la proyección de la mezcla a gran velocidad, se destruye la resistencia inicial del terreno y se crea una nueva estructura más resistente, según sea el fin perseguido.

b) Radio de acción: depende fundamentalmente de la presión de inyección, del tiempo de inyección y de la resistencia natural del terreno.

c) Presión de inyección: se obtiene por medio de una bomba generadora de altas presiones, la cual puede variar entre 100 y 900 bares (105 y 905 kg/cm² respectivamente), aunque las presiones normales varían entre 250 y 500 bares (255 a 505 (Kg./cm²).

d) Tiempo de inyección: se puede controlar automáticamente según exigencias en función de la velocidad de extracción y rotación de los varillajes.

e) Resistencia del terreno natural: influye en los valores de presión y tiempo de inyección que se pueden adoptar durante la fase de consolidación.

f) La resistencia al corte del terreno consolidado:

1) Efecto directo, producido por el aumento de la resistencia al corte, gracias a las mezclas inyectadas, que aumentan la resistencia mecánica.

2) Efecto indirecto, producido por el confinamiento del terreno natural en el medio tratado ello se traduce en un aumento de resistencia.

g) Consolidación bajo una capa acuífera: la presencia de agua no constituye ningún obstáculo para aplicar el procedimiento de consolidación, este puede ser aplicado incluso en terrenos filtrantes (10^{-2} - 10^{-1} cm/sg), empleando mezclas particulares que permiten la “gelificación” en algunos segundos, debido a la alta energía de proyección.

h) Presiones intersticiales: el tratamiento no influye en la presión intersticial de la zona no tratada.

4.8 Aplicaciones Generales de la Tecnología Jet Grouting.

Gracias a la versatilidad que ofrece la tecnología del Jet Grouting en el tratamiento de los suelos, ha sido utilizado en un sin fin de proyectos, con la finalidad de resolver problemas que se le presentan a la hora de planificar y ejecutar obras de Ingeniería. Dentro de las principales aplicaciones del sistema a nivel mundial, se pueden destacar a manera de ejemplo, las siguientes:

- Construcción de pantallas armadas o muros de contención.
- Construcción de pantallas continuas para excavaciones.
- Recalce de edificios próximos a túneles por construir.
- Consolidación del terreno para la excavación de un túnel.
- Construcción de cimentaciones por debajo de edificios preexistentes.
- Consolidación del terreno para fundaciones de estructuras industriales.
- Creación de bulbos para anclajes.
- Consolidación de las paredes para la excavación de pozos.
- Consolidación en avance horizontal para la realización de la excavación de túneles en terrenos poco consolidados.
- Impermeabilización y consolidación de las paredes y del frente de excavación de túneles, bajo el nivel freático.

- Consolidación del terreno para fundaciones directas de las columnas de viaductos.
- Protección contra la erosión de las fundaciones en puentes fluviales.
- Construcción de módulos de pantallas, con giro parcial del elemento inyector.
- Tapón de fondo impermeable, dentro de dos pantallas metálicas.
- Pantalla impermeable anti-erosiva para la protección de las márgenes de los ríos.
- Realización de pantallas impermeables.
- Consolidación de laderas.
- Consolidación del terreno, para la colocación de servicios subterráneos.
- Refuerzos de terrenos inestables o con subsidencia.
- Consolidación de rellenos para la posterior construcción de vías de circulación.
- Pantallas impermeables para la protección ambiental contra agentes contaminantes.

En líneas generales, estas aplicaciones se pueden dividir en seis (6) grupos principales los cuales comprenden:

- a-) Columnas aisladas y compenetradas en grupo para fundaciones directas.
- b-) Saneamiento de extensas ateas del suelo, así como de pavimentos deformados.
- c-) Columnas contiguas y compenetradas por formaciones de diafragmas rígidos, plásticos o inclinados y diafragmas plásticos de pared delgada.

- d-) Sub-cimientos sobre estructuras existentes agrietadas. En especial en intervenciones de saneamiento de edificaciones históricas o monumentales en general.
- e-) Anclajes de terrenos incoherentes.
- f-) Formación de pozos para fundaciones profundas de grandes dimensiones y protección en el avance de excavaciones subterráneas.

4.9 Principales Aplicaciones de la Tecnología Jet Grouting en Venezuela.

Dentro de las obras más representativas, Perri (op. cit), que se han realizado en nuestro País, en la aplicación de esta tecnología, a manera de ejemplos, se pueden enumerar:

1.-Protección lateral para los túneles a ser construidos y para los edificios adyacentes, entre las estaciones Plaza Sucre y Pérez Bonalde de la Línea 1 del Metro de Caracas (Fig. 4.9), en presencia de dos acuíferos en mantos arenosos del subsuelo.

El primer nivel freático intercepta una serie de capas y lentes que se ubican por encima de la rasante superior de los túneles. El segundo nivel freático se encuentra por debajo de la subrasante inferior.

La solución ejecutada consistió en la conformación de dos (2) pantallas subverticales continuas impermeables, ubicadas a los dos lados externos de los túneles en correspondencia de las aceras de la avenida España y hasta 12 m. de profundidad. Se complementa esta operación, con el abatimiento del nivel freático en la franja comprendida entre las dos pantallas, previamente a la excavación de los

túneles, la cual por lo tanto se ejecutó en condiciones óptimas y sin afectar las edificaciones adyacentes.

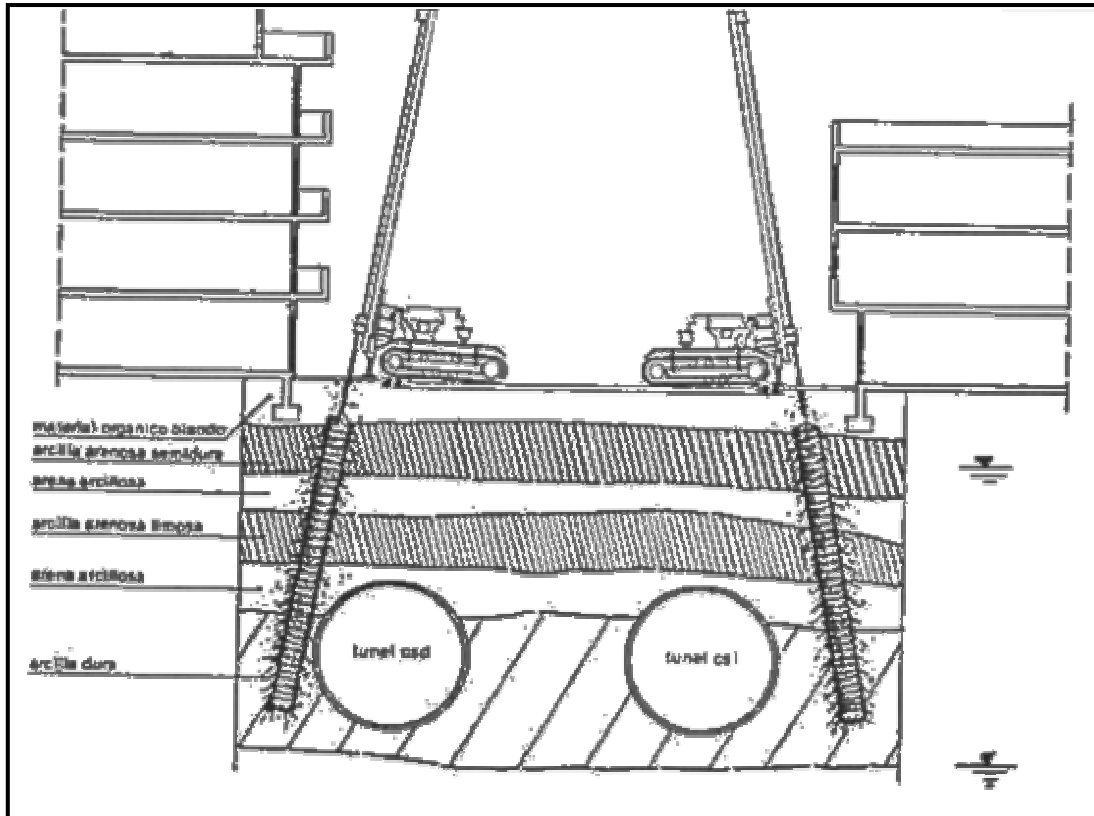


Fig.4.9 Diafragmas impermeables Continuos a la excavación de túneles urbanos.

2.-Estabilización del techo de excavación de los túneles del Metro de Caracas para limitar los asentamientos y consecuentes daños a las estructuras superficiales y subsuperficiales preexistentes.

A lo largo de importantes tramos de las Líneas 1 y 2 del Metro de Caracas ha surgido la necesidad de intervenir para evitar los asentamientos excesivos en la superficie o fallas locales (chimeneas) en correspondencia del frente de excavación o de la cola del escudo del "Topo".

Estos asentamientos o fallas afectan en forma importante las estructuras de los servicios entre el techo del túnel (entre 5 y 8 metros por debajo de la superficie del terreno) y el nivel de rodamiento de las avenidas suprayacentes.

Después de unas pruebas realizadas con el objeto de ajustar el esquema geométrico de la intervención CCP, (buscando un justo compromiso entre el costo de la consolidación y los asentamientos admisibles) se ha estandarizado un esquema estructural que prevé la ejecución de un techo casi continuo que hace de sombrero al túnel a excavar, constituido por una doble fila de columnas CCP inclinadas y que se interceptan hasta conseguir el esquema geométrico deseado.

El intereje entre los elementos CCP de cada fila es generalmente de 1 metro y los elementos de una fila con los de la otra, se ubican en tres bolillos de manera tal que finalmente se ejecuta una columna CCP por cada 50 cm lineales de túnel, a lo largo de los tramos tratados.

3.- Contracimentación del puente Metálico en las adyacencias del portal este de la Estación Altamira del metro de Caracas, previamente a la excavación de los túneles gemelos.

La contracimentación de estructuras apoyadas sobre fundaciones directas constituye una de las aplicaciones más rutinarias e interesantes de la tecnología CCP, toda vez que en estas se aprovecha plenamente la versatilidad que el sistema presenta en el sentido de la ejecución de elementos estructurales de fundación, eventualmente inclinados y en espacios generalmente reducidos y limitados por los obstáculos de las estructuras a contracimentar.

La solución de este caso fue adoptada para soportar 3 zapatas superficiales con carga de servicio de 100 toneladas cada una, mediante la ejecución de ocho (8) columnas CCP por cada zapata, inclinadas 20° sobre la vertical, 20 metros de longitud y construidas operando en un espacio limitado en altura a poco más de 2 metros por la presencia de la estructura del puente a sostener.

4.- Sostenimiento de las paredes verticales de excavación para la construcción de la estructura de los pozos de drenaje en correspondencia de los portales de las estaciones Dos Caminos, Parque del Este, Altamira y Chacao del Metro de caracas.

Se trata de otra aplicación típica de la tecnología CCP: el sostenimiento de paredes verticales de excavación mediante una cortina de columnas compenetradas de longitud tal de quedar empotradas dentro del terreno una vez ejecutada la excavación.

En función del objetivo a perseguir y la situación geométrica y geotécnica de la excavación, se dimensionan las longitudes de las columnas, el interese entre ellas, la eventual armadura necesaria y los eventualmente necesarios vínculos adicionales (por ejemplo, anclajes o puntales).

Para estos casos en específicos, la profundidad de excavación no supera los 4 metros de manera tal que los muros CCP han sido ejecutados para trabajar en

cantiliver y compenetrados para garantizar la impermeabilidad debido a la presencia de niveles freáticos superficiales.

5.- Consolidación del terraplén del Metro de Caracas en un tramo a media ladera de aproximadamente 50 metros de longitud, entre las estaciones Mamera y Ruiz Pineda de la Línea 2.

Durante el período de prueba de la Línea, se manifestó un importante hundimiento del terraplén y consecuentemente de los rieles posiblemente debido a un defecto en la conformación de este terraplén y en coincidencia con la presencia de fuertes escorrentías sub-superficiales de aguas de lluvias provenientes de la ladera alta y drenantes hacia el río contiguo a la Línea.

Siendo operativamente inconveniente de optar para una reconstrucción del tramo del terraplén afectado, se llevó a cabo una consolidación mediante la ejecución de columnas CCP dispuestas en abanico, y en secciones adyacentes separadas 1,5 metros a lo largo de los 50 metros de la línea afectada por el hundimiento.

Además de los problemas logísticos relacionados con el difícil acceso para los equipos y con los reducidos espacios disponibles en la ladera entre la Línea y el río, se usó en particular diligencia en la ejecución de los elementos CCP más altos y más próximos al balastro de la vía el cual no debía resultar contaminado por la mezcla cementicia utilizada para la consolidación.

6.- Consolidación del terreno de apoyo de la calota del túnel cola de maniobras El Silencio en la Línea 2 del Metro de Caracas, previamente a la excavación del banco y complementación del revestimiento.

Durante la construcción del túnel en referencia, a lo largo de un tramo de aproximadamente 40 metros de longitud, el terreno en correspondencia de la

“imposta” resultó de muy pobres características mecánicas por lo cual al momento de proceder con la excavación del banco y contrabóveda, el revestimiento de la calota experimentaba inaceptables asentamientos.

Se procedió a formular un esquema de tratamiento de consolidación con tecnología CCP, el cual consistió en la ejecución en una misma dirección geométrica, de 6 columnas CCP (de 0,6 metros de diámetro nominal) inclinadas y compenetradas entre sí hasta conformar una pared vertical a ambos lados de la bóveda. A su vez tal pared se complementó con otras 4 adyacentes entre sí, para finalmente constituir un solo bloque de apoyo de aproximadamente 2,50 metros de ancho, 4 metros de alto y 2 de espesor.

7.- Construcción de una Pantalla impermeable en el Dique de la Laguna de Enfriamiento de la Planta de Ácido Fosfórico del Complejo Petroquímico Morón.

El objeto de esta obra, fue el de corregir filtraciones en dos sectores específicos a lo largo de 150 metros lineales del dique de contención conformado con terrenos areno-limosos de aproximadamente 5 metros de altura.

El nivel de las aguas en la laguna se mantiene generalmente a menos un metro (-1 metro) desde la cresta del dique y las filtraciones se observaron en todo lo alto del cuerpo del mismo, en los sectores afectados.

La pantalla impermeable de Jet Grouting se diseñó para ser construida desde la cresta del dique, sobre una profundidad de 8 metros a partir de la cota (-1 metro), esta es otra de las peculiaridades del sistema que permite la ejecución de las columnas a niveles que no deben necesariamente partir desde la superficie.

El intereseje entre columnas adyacentes se estableció en 0,40 metros para garantizar la compenetración requerida para la continuidad y luego impermeabilidad de la estructura ejecutada, tomando en cuenta el diámetro de 0,60 metros, a lograr con inyecciones de lechada agua-cemento en proporción 1:1 a presión de 300 Kg/cm².

8.- Recimentación de la fundación del Grupo Escolar La Comunidad, Guanare, Estado Portuguesa.

Se trata de una estructura de dos (2) y tres (3) plantas, aporticadas en concreto armado (zapatas), la cual presentaba un estado general de deterioro, producido por movimientos diferenciales por el orden de 2,0 metros bajo el nivel de la planta baja de la edificación, la cual esta emplazada en estratos de arena y arcilla de consistencia blanda a muy blanda.

La solución de la recimentación de las zapatas, se analizó con pilotes CCP de 0,50 metros de diámetro nominal y de 8 a 14 metros de longitud, con carga axial estimada por el orden de los 36 a 150 toneladas.

Se ejecutaron un número mínimo de cuatro (4) columnas por cada zapata, con el objeto de: asegurar un trabajo eficiente del acero de refuerzo dispuesto en forma ortogonal, para absorber las flexiones que se generan en las zapatas una vez recimentadas. Minimizar las deformaciones y distorsiones en las mismas y distribuir sobre los elementos de apoyo, los incrementos de esfuerzos que sean inducidos por eventuales solicitaciones por carga vertical o sismo.

9.- Recimentación de una estructura sobre una placa de fundación ubicada en la Urbanización Colinas de Tamanaco del Distrito Sucre, Estado Miranda.

La estructura en cuestión, experimentó evidentes e importantes daños en la tabiquería, principalmente en la planta baja, como consecuencia de elevadas y

continuas deformaciones de la placa de fundación que sirve de apoyo, debido a asentamientos del suelo.

La quinta fue fundada en una placa corrida superficial de 0,35 metros de espesor, sobre suelos de relleno de carácter arenoso-arcillosos, de densidad muy suelta cuyos espesores en el área de emplazamiento de la estructura son variables entre pocos centímetros y 7 metros aproximadamente.

La solución escogida, previó la construcción de pilotes y micropilotes CCP, con el objeto de poder absorber ciertas solicitaciones de flexión o tracción y construir una base de apoyo entre la placa y los pilotes.

Los micropilotes se excavaron coaxialmente a las columnas CCP con un diámetro nominal de 15 centímetros, y se armaron en toda su longitud con un tubo de acero Sidor Ts 30 sin costura y vaciados mediante la inyección de lechada de cemento, arena y agua.

La longitud de todos los elementos de contracementación, se definieron en función de los espesores del relleno, con un empotramiento mínimo en la roca subyacente no menor de 4 metros, para garantizar el desarrollo de la capacidad de carga para absorber las solicitaciones verticales a ser transmitidas por la superestructura, peso propio de la placa y fricción a lo largo del fuste de los pilotes en las zonas de relleno.

CAPÍTULO V.

5. VERIFICACIÓN DE LA EFECTIVIDAD DE LA TÉCNICA JET GROUTING.

5.1 Perfil del subsuelo antes de la inyección.

Se apreció que el subsuelo, en el tramo en estudio, está formado por un depósito de sedimentos aluviales y coluviales, que reposan directamente sobre el esquisto calcáreo que constituye el basamento.

El depósito sedimentario es bastante heterogéneo en cuanto a la posición relativa de las diferentes capas, sin embargo, desde el punto de vista de las características físicas y mecánicas de los materiales, es relativamente uniforme.

Se puede observar un franco predominio de suelos granulares fundamentalmente arenas arcillosas (SC), arenas arcillosas gravosas, arenas limosas (SM) y arenas limosas gravosas; arenas limo arcillosas (SM-SC) con contenido variable de grava. En menor proporción, arcillas arenosas y/o limosas de baja plasticidad (CL) y limos arcillosos (ML) y limos arena arcillosos (ML-CL), también de baja plasticidad. Estas arcillas y limos, por regla general, se presentan en forma de capas o lentes discontinuos de relativo poco espesor, si se les compara con los espesores de los estratos granulares. Las arcillas y limos de alta compresibilidad (CH y MH), como también las gravas limosas y arcillosas (GM y GC), ocurren solo en forma esporádica.

Las arcillas que se encuentran por debajo del nivel freático reportan humedades naturales iguales y aún menores que las correspondientes a sus límites plásticos, evidencia de que se trata de arcillas pre-cargadas por secado, las cuales son poco compresibles dentro de los límites de la pre-carga.

El esquisto que constituye el basamento de los suelos sedimentarios sólo se consiguió en las perforaciones cercanas a la zona correspondiente a los alrededores de la Estación de la Plaza Venezuela.

Los materiales se agrupan en la zona correspondiente a los suelos finos plásticos, de plasticidad baja (CL), con uno que otro en la zona de plasticidad media (CI).

5.2 Ensayos de Laboratorio Realizados antes de la Aplicación de la Técnica del Jet Grouting.

Antes de la aplicación de la técnica del Jet Grouting, la compañía PREGO realizó un minucioso estudio de suelo el cual comprendió un gran número de ensayos de laboratorio entre los cuales se pueden nombrar entre otros:

- *Ensayo de Corte Directo

- *Ensayo Triaxial

- *Ensayo con Dilatómetro

- *Ensayo Granulométrico

- *Ensayo de Compresión sin Confinar (a partir de este ensayo se realizará la evaluación de esta técnica de inyección, basado en la comparación de los valores antes y después de la inyección).

A continuación se dan algunos valores de los ensayos realizados por la Compañía PREGO, así como una pequeña muestra fotográfica donde se aprecia la toma de muestra por cuchara, tubo Shelby y Denison.



Fig. 5.1 Muestra de suelo sin tratar.



Fig. 5.2 Muestra de suelo sin tratar.



Fig. 5.3 Muestra de suelo sin tratar.



Fig. 5.4 Muestra de suelo sin tratar.



Fig.5.5 Muestra de suelo sin tratar.



Fig. 5.6 Muestra de suelo sin tratar.

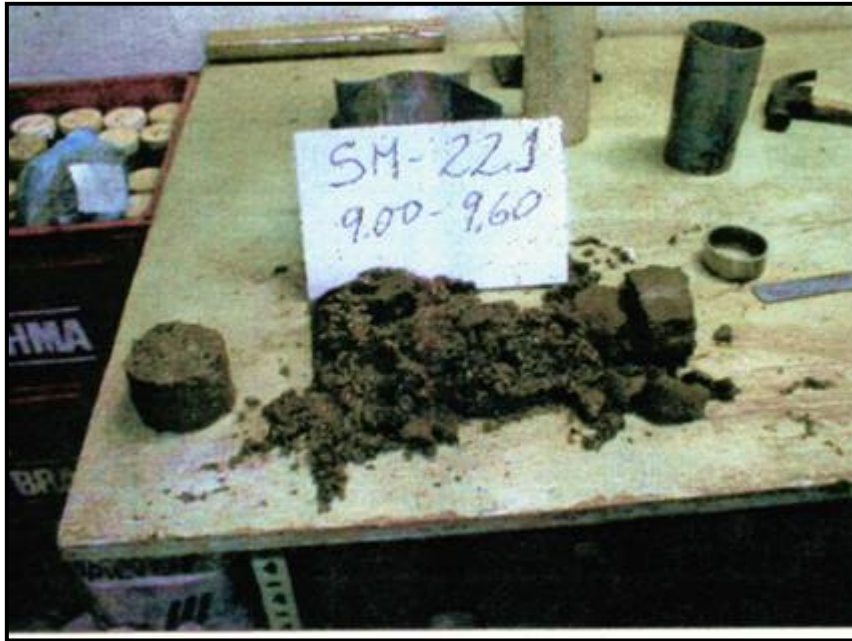


Fig. 5.7 Muestra de suelo sin tratar.



Fig. 5.8 Muestra de suelo sin tratar.



Fig. 5.9 Muestra de suelo sin tratar.



Fig. 5.10 Muestra de suelo sin tratar.



Fig. 5.11 Muestra de suelo sin tratar.



Fig. 5.12 Muestra de suelo sin tratar.

5.3 Ensayos de Laboratorio Realizados a las Muestras Obtenidas de la Inyección de las Columnas de Jet Grouting.

Como resultado de la aplicación de la técnica de inyección del Jet Grouting, se obtuvieron “zonas cilíndricas” formadas por una mezcla de lechada y suelo alrededor de la línea de perforación, las cuales presentan características mecánicas diferentes de las condiciones originales del terreno.

La determinación de estas características, sirvió de patrón de comparación con las características del suelo antes de la inyección.

Se procedió a la obtención de muestras representativas del material de rebose, mediante el muestreo y la preparación de las mismas para la realización del ensayo de compresión sin confinar.

5.4 Obtención de las Muestras a ser Ensayadas.

El proceso de obtención de las muestras a ser ensayadas, se realizó durante la etapa de inyección, tomando las mismas del material de rebose cuando la barra de inyección se encontraba ubicada aproximadamente a 1 metro de profundidad.

La extracción de las muestras se realizó de forma manual, tal y como se puede apreciar en las figuras.5.13, 5.14, 5.15 y 5.16 .Las mismas se tomaron en cilindros de tubos pvc y tenían medidas de 4,8 x 9,6 cm.

Las muestras recolectadas, se identificaron debidamente con la fecha de la inyección y el lugar de donde se tomó, posteriormente se colocaron en una caja para su traslado al Laboratorio de Construcción del Metro de Caracas.

Durante el transporte de las muestras, se tuvo especial cuidado de no someter las mismas a sacudidas excesivas, lo cual podría inducir a la perturbación de estas. Posteriormente se colocaron en la piscina de curado del Laboratorio de Construcción del Metro de Caracas. Dicha piscina se encuentra ubicada en un lugar fresco, seguro y bajo techo, para evitar así los efectos de los agentes atmosféricos.



Fig.5.13 Obtención de las muestras del suelo tratado.



Fig.5.14 Obtención de las muestras del suelo tratado.



Fig.5.15 Obtención de las muestras del suelo tratado.



Fig. 5.16 Obtención de las muestras del suelo tratado.

5.5 Determinación de la Resistencia a la Compresión Simple (σ_c) en Muestras Extraídas del Material de Rebose del Jet Grouting.

El ensayo de compresión no confinada denominado también compresión simple, es un método importante para determinar la resistencia al corte de suelos cohesivos y semi-cohesivos. Este ensayo es un caso particular del ensayo de compresión triaxial, Ugas (1985), donde la resistencia al corte de una muestra cilíndrica es medida bajo esfuerzos laterales nulos; y es utilizado comúnmente en la determinación de esta máxima resistencia.

El valor del esfuerzo en la falla es definido como la resistencia compresiva de la muestra y esta dada por la relación:

$$\sigma_c = F/A$$

Donde:

σ_c = Esfuerzo compresivo de la muestra.

F = Fuerza aplicada a la falla.

A = Área inicial de la sección transversal a la dirección de la fuerza.

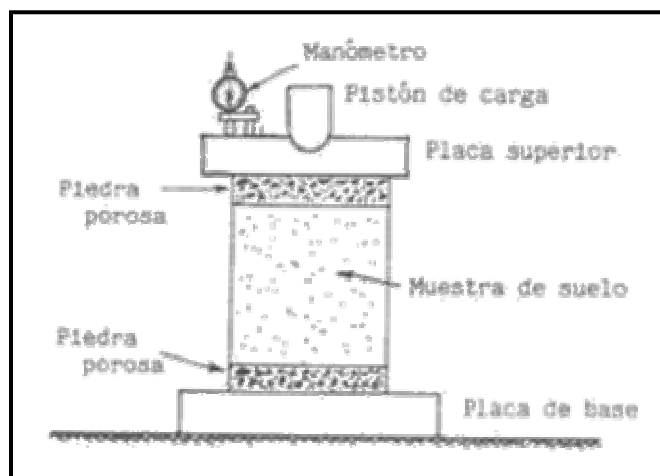


Fig.5.17 Ensayo de Compresión sin Confinar.

5.5.1- Propósito y Aplicación del Ensayo.

El propósito de este ensayo, Ugas (op. cit.), es determinar:

- 1) La máxima resistencia a la compresión no confinada.
- 2) El máximo esfuerzo al Corte, de manera aproximada.
- 3) El ángulo de fricción interno (ϕ), aproximado.
- 4) La cohesión (c).
- 5) El módulo de elasticidad (E), para el caso de deformación lateral no impedida.

El resultado obtenido de este ensayo, permite suministrar información básica de las propiedades resistentes, permitiéndonos estimar la posible capacidad de soporte del material.

5.5.2 Equipo Utilizado.

La máquina utilizada para la realización de los ensayos de compresión sin confinar, debe tener una capacidad tal que sea suficiente para producir la ruptura de la probeta y se pueda regular la velocidad de carga, de modo que se alcance la velocidad requerida para el ensayo; Debe estar provista de dos (2) platos de acero, de los cuales uno de ellos debe ir montado sobre una rótula esférica para así garantizar la axialidad de la carga.

Se debe garantizar que la superficie de los platos cuando estos estén nuevos, no deben presentar desigualdades superiores a 0,025 mm. Sin que dichas desigualdades puedan exceder después, una vez usada la máquina, de 0,050 mm. El diámetro del plato debe ser 3% mayor que el diámetro del cilindro.

El equipo empleado en la realización de los ensayos de compresión sin confinar de las muestras obtenidas en el rebose, fue una (BLH) de tipo universal, con una capacidad máxima de carga de 12000 Kg/cm².

5.5.3 Preparación de las Muestras.

Se tomaron muestras de suelo tratado con la técnica Jet Grouting de las cuales 7 (siete) de las mismas fueron tomadas alrededor de la perforación SM 320, 11 (once) alrededor de la perforación SM 317, 8 (ocho) en las proximidades de la perforación SM 315, 9 (nueve) en las proximidades de la perforación SM 306 y las últimas 5 (cinco) fueron tomadas en las cercanías de la perforación SM 305, lo cual da un total de 40 (cuarenta) muestras. Para el ensayo de las mismas se esperó un tiempo de 28 días, cada una de las muestras tiene un diámetro de 4,8 centímetros y una altura variable que va desde 9,35 a 9,60 centímetros respectivamente; en cuanto al peso de las muestras el menor peso fue de 460 gramos y el mayor de 523 gramos con un promedio de 488 gramos; el área de cada cilindro es de 18,09 cm² y el volumen varía desde 169,11 cm³ hasta 173,63 cm³, con un promedio de 172,84 cm³.

Las caras de las muestras cilíndricas deben ser rematadas de forma tal que se logre el paralelismo entre ellas. Las superficies de compresión deben ser visiblemente planas, sin grumos, rayaduras o defectos visibles y no deben agrietarse al momento del ensayo.

Si esto no se logra, se recurre al remate de las caras; para tal efecto se utiliza como material de remate, un mortero de concreto que cumpla las siguientes características:

- a) Una mezcla de mortero, con una relación de 1:2, preparada con arena que pase el cedazo 2,38 mm. (Nº 8) y con un espesor de 6 +/- 2 mm; la cual se coloca por lo menos 20 horas antes del ensayo.

b) Cualquier otro material capaz de proporcionar en el momento del ensayo, la resistencia y la adherencia necesaria.

El remate de las caras en los ensayos realizados sobre el material de rebose de las columnas por Jet Grouting, recolectadas en la obra, fueron realizadas por medio de una tronzadora de disco para rocas de alta densidad, dando como resultado cilindros de caras lisas, planas y paralelas, por lo cual, no fue necesario colocar ningún material para moldear las caras de las probetas.

Los resultados obtenidos en la ejecución de este ensayo, se pueden observar reflejados en tablas y gráficos que serán analizados a posterior. Se realizaron tablas y cuadros con los valores obtenidos de las muestras de suelo sin tratar, así como los datos provenientes de las muestras de suelo tratados con la técnica Jet Grouting.

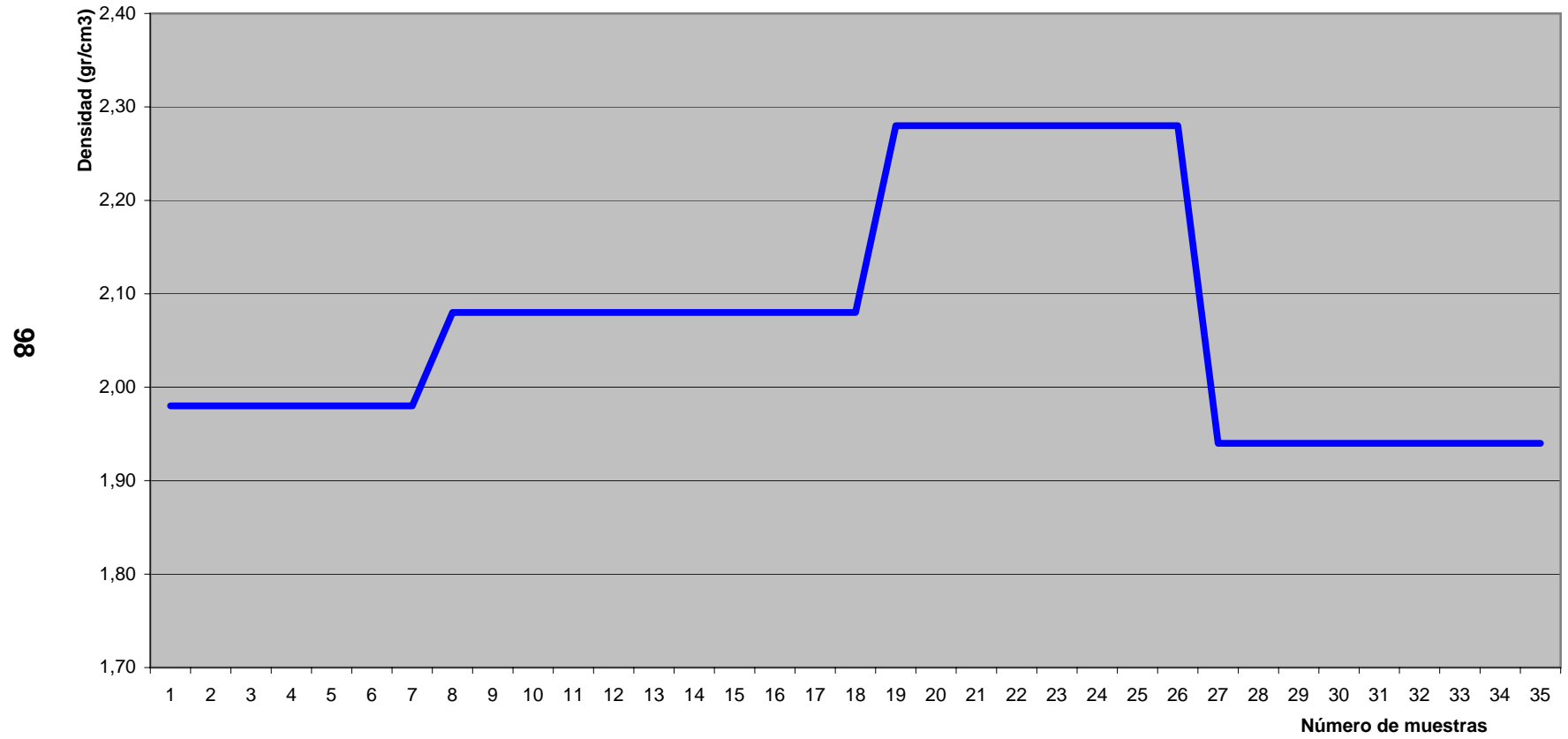
Con los datos que se obtuvieron anteriormente se realizaron comparaciones entre las propiedades mecánicas de estos suelos antes y después del tratamiento Jet Grouting, estos valores aparecen reflejados en tablas y cuadros.

5.6 RESULTADOS.

PERFORACIÓN	LITOLOGÍA	CONSISTENCIA	ESPESOR	DENSIDAD gr/cm3	INDICE PLÁSTICO	RESISTENCIA Kg/cm2
SM 305	Arena fina a media limo arcillosa	Media a Densa	14 Metros	No se realizó ensayo	5	No se realizó ensayo
SM 306	Arena fina a media limosa micácea	Suelta a Densa	7 Metros	No se realizó ensayo		No se realizó ensayo
SM 306	Grava fina y Peñones	Rotado	2 Metros	No se realizó ensayo		No se realizó ensayo
SM 306	Arcilla	Muy Firme	4 Metros	1,940	24	1,50
SM 306	Arena limo arcillosa	Muy Densa	2 Metros	No se realizó ensayo	4	2,00
SM 315	Arcilla	Dura	1 Metro	No se realizó ensayo	No se realizó ensayo	No se realizó ensayo
SM 315	Arena fina a media arcillosa micácea	Media	2 Metros	No se realizó ensayo	10	No se realizó ensayo
SM 315	Esquisto arcillo arenoso	RDb	12 Metros	2,280	10	No se realizó ensayo
SM 317	Arena fina arcillosa	Suelta	2 Metros	No se realizó ensayo	No se realizó ensayo	No se realizó ensayo
SM 317	Arcilla	Firme	3 Metros	2,080	21	2,75
SM 317	Arena fina limo arcillosa	Media	9 Metros	No se realizó ensayo	10	No se realizó ensayo
SM 320	Arena fina a media	Densa	9 Metros	No se realizó ensayo		No se realizó ensayo
SM 320	Arcilla limosa	Muy Firme	6 Metros	1,980	18	1,50

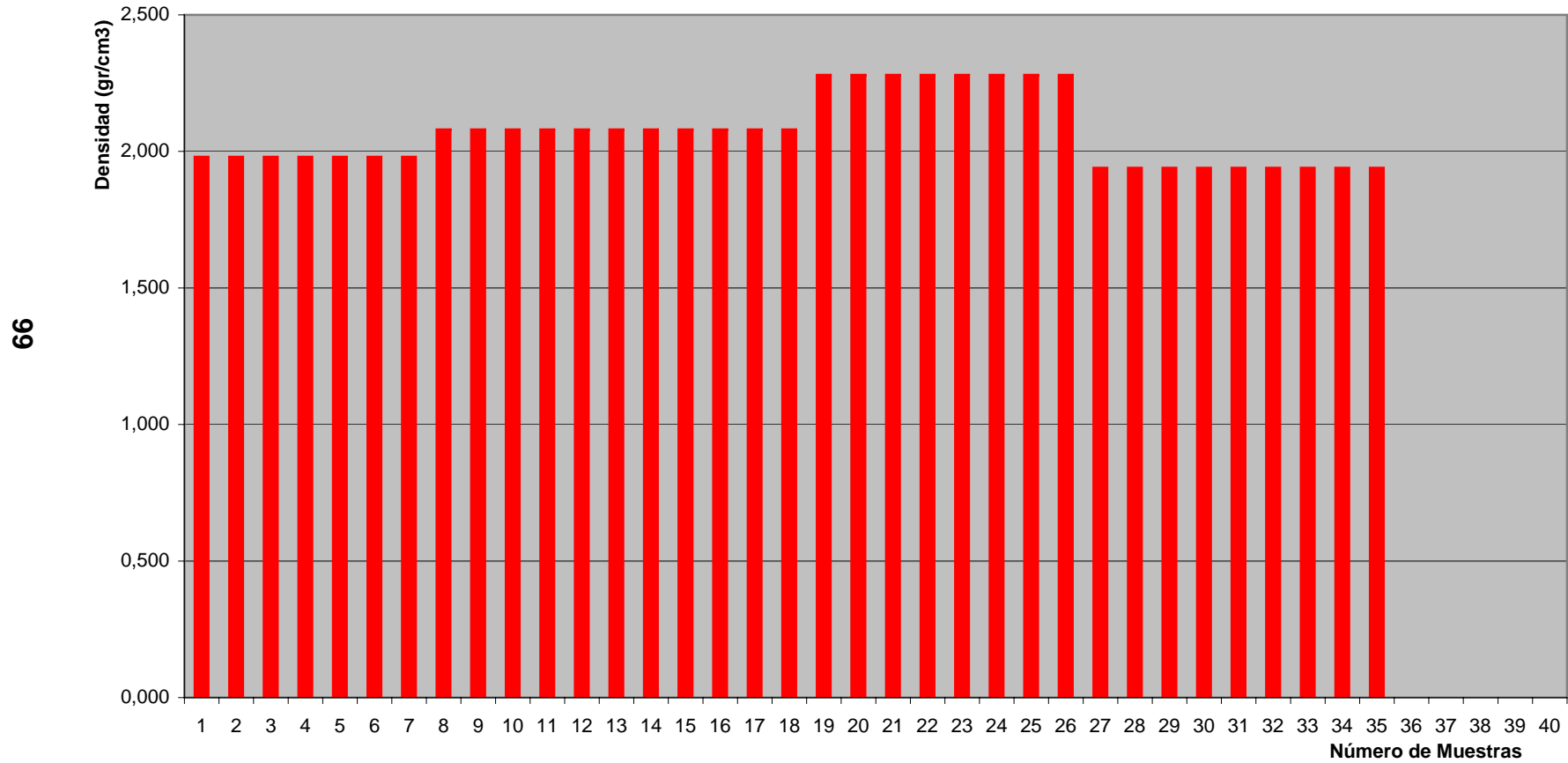
TABLA No. 5 CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS SIN TRATAR.

Gráfico No. 5 DENSIDAD DEL SUELO SIN TRATAR



86

Gráfico No. 5.1 DENSIDAD DEL SUELO SIN TRATAR



CILINDRO No	UBICACIÓN RELATIVA	EDAD (Días)	DIÁMETRO cm	ALTURA cm	PESO gr	ÁREA cm ²	VOLÚMEN cm ³	DENSIDAD SUELO TRATADO gr/cm ³	CARGA APLICADA Kg	RESISTENCIA Kg/cm ²
1	SM320	28	4,8	9,60	488	18,09	173,63	2,811	2022	112
2	SM320	28	4,8	9,55	469	18,09	172,73	2,715	1888	104
3	SM320	28	4,8	9,50	465	18,09	171,82	2,706	2022	112
4	SM320	28	4,8	9,50	460	18,09	171,82	2,677	1959	108
5	SM320	28	4,8	9,45	503	18,09	170,92	2,943	1990	110
6	SM320	28	4,8	9,40	495	18,09	170,01	2,912	2227	123
7	SM320	28	4,8	9,60	465	18,09	173,63	2,678	1727	95
8	SM317	28	4,8	9,55	478	18,09	172,73	2,767	1659	92
9	SM317	28	4,8	9,65	485	18,09	174,53	2,779	2091	116
10	SM317	28	4,8	9,45	463	18,09	170,92	2,709	2795	155
11	SM317	28	4,8	9,35	490	18,09	169,11	2,898	2272	126
12	SM317	28	4,8	9,50	461	18,09	171,82	2,683	2091	116
13	SM317	28	4,8	9,60	490	18,09	173,63	2,822	1841	102
14	SM317	28	4,8	9,55	485	18,09	172,73	2,808	2363	131
15	SM317	28	4,8	9,55	460	18,09	172,73	2,663	2180	121
16	SM317	28	4,8	9,60	465	18,09	173,63	2,678	2210	122
17	SM317	28	4,8	9,55	499	18,09	172,73	2,889	1682	93
18	SM317	28	4,8	9,60	499	18,09	173,63	2,874	1704	94
19	SM315	28	4,8	9,55	513	18,09	172,73	2,970	1636	90
20	SM315	28	4,8	9,60	505	18,09	173,63	2,908	1977	109
21	SM315	28	4,8	9,60	518	18,09	173,63	2,983	1932	107
22	SM315	28	4,8	9,60	500	18,09	173,63	2,880	2091	116
23	SM315	28	4,8	9,60	500	18,09	173,63	2,880	2409	133
24	SM315	28	4,8	9,60	489	18,09	173,63	2,816	2380	132
25	SM315	28	4,8	9,60	460	18,09	173,63	2,649	2010	111
26	SM315	28	4,8	9,60	465	18,09	173,63	2,678	2141	118
27	SM306	28	4,8	9,55	473	18,09	172,73	2,738	1500	83
28	SM306	28	4,8	9,55	477	18,09	172,73	2,762	1977	109
29	SM306	28	4,8	9,55	475	18,09	172,73	2,750	1954	108
30	SM306	28	4,8	9,55	515	18,09	172,73	2,982	2113	117
31	SM306	28	4,8	9,45	520	18,09	170,92	3,042	2000	111
32	SM306	28	4,8	9,55	523	18,09	172,73	3,028	2886	160
33	SM306	28	4,8	9,65	519	18,09	174,53	2,974	2727	151
34	SM306	28	4,8	9,60	518	18,09	173,63	2,983	2818	156
35	SM306	28	4,8	9,60	503	18,09	173,63	2,897	1990	110
36	SM305	28	4,8	9,55	465	18,09	172,73	2,692	2022	112
37	SM305	28	4,8	9,60	477	18,09	173,63	2,747	1977	109
38	SM305	28	4,8	9,55	518	18,09	172,73	2,999	1932	107
39	SM305	28	4,8	9,60	523	18,09	173,63	3,012	2886	160
40	SM305	28	4,8	9,60	469	18,09	173,63	2,701	1888	104
PROMEDIOS		28	4,8	9,556	488,625	18,09	172,84	2,827	2099,225	116

TABLA No. 5.1 Resultados de la Aplicación de la Técnica de Jet Grouting.

Gráfico No. 5.2 DENSIDAD DEL SUELO TRATADO CON JET GROUTING

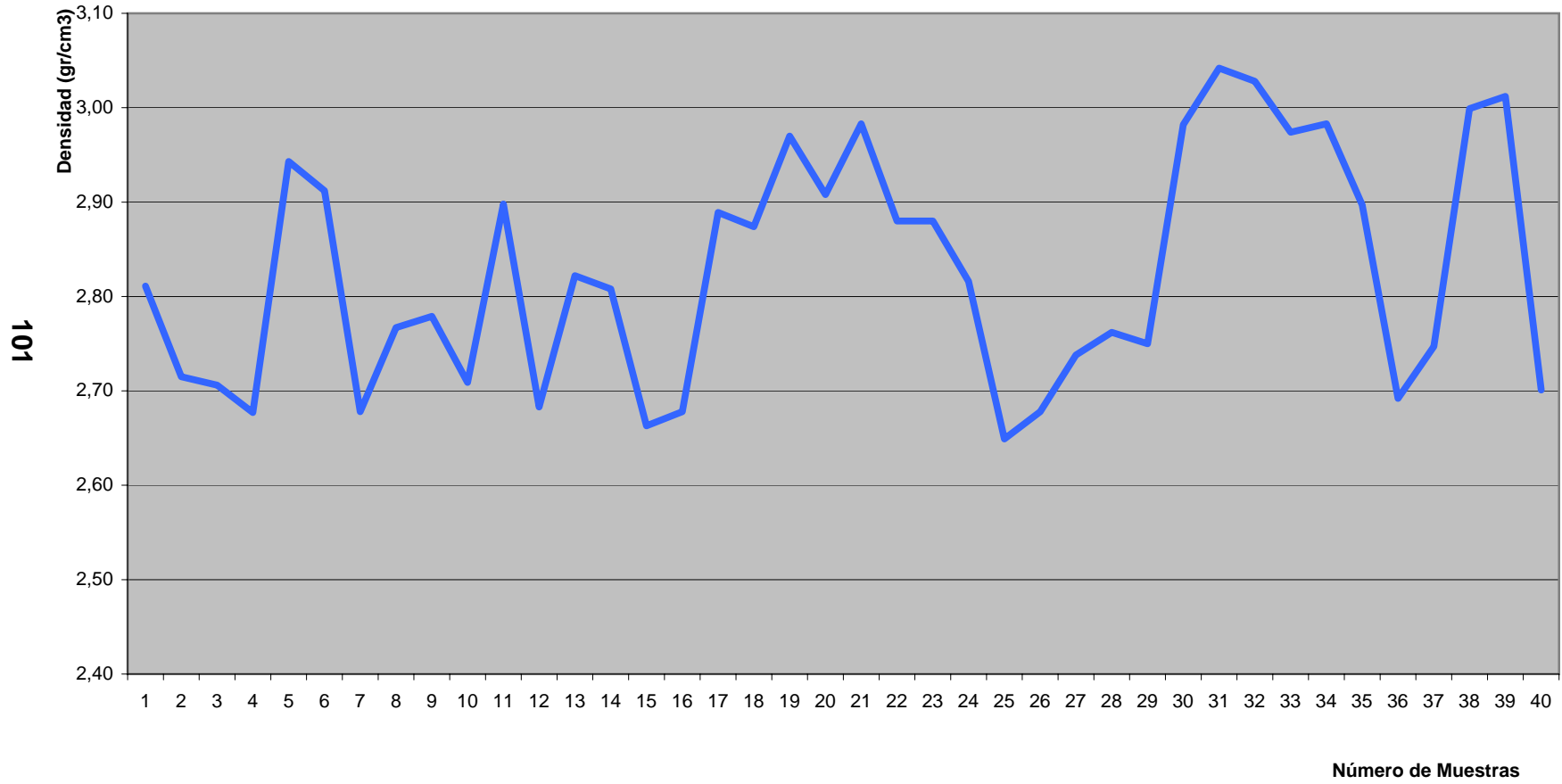
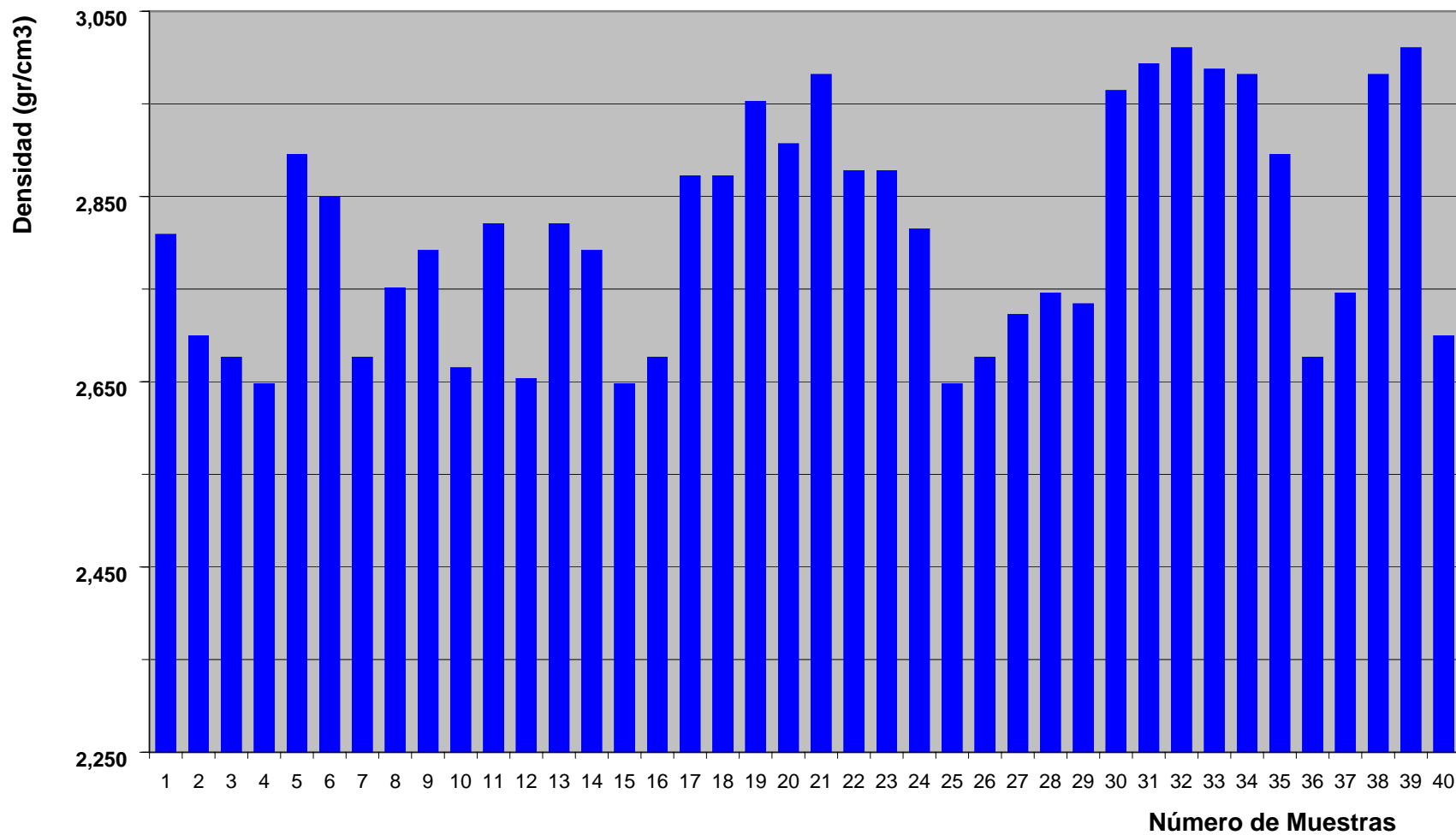


Gráfico No. 5.3 DENSIDAD DEL SUELO TRATADO CON JET GROUTING



CILINDRO No	UBICACIÓN RELATIVA	DENSIDAD DEL SUELO SIN TRATAR gr/cm ³	DENSIDAD DEL SUELO TRATADO gr/cm ³	INCREMENTO DE LA DENSIDAD (%)
1	SM320	1,980	2,811	41,97
2	SM320	1,980	2,715	37,12
3	SM320	1,980	2,706	36,67
4	SM320	1,980	2,677	35,20
5	SM320	1,980	2,943	48,64
6	SM320	1,980	2,912	47,07
7	SM320	1,980	2,678	35,25
8	SM317	2,080	2,767	33,03
9	SM317	2,080	2,779	33,61
10	SM317	2,080	2,709	30,24
11	SM317	2,080	2,898	39,33
12	SM317	2,080	2,683	28,99
13	SM317	2,080	2,822	35,67
14	SM317	2,080	2,808	35,00
15	SM317	2,080	2,663	28,03
16	SM317	2,080	2,678	28,75
17	SM317	2,080	2,889	38,89
18	SM317	2,080	2,874	38,17
19	SM315	2,280	2,970	30,26
20	SM315	2,280	2,908	27,54
21	SM315	2,280	2,983	30,83
22	SM315	2,280	2,880	26,32
23	SM315	2,280	2,880	26,32
24	SM315	2,280	2,816	23,51
25	SM315	2,280	2,649	16,18
26	SM315	2,280	2,678	17,46
27	SM306	1,940	2,738	41,13
28	SM306	1,940	2,762	42,37
29	SM306	1,940	2,750	41,75
30	SM306	1,940	2,982	53,71
31	SM306	1,940	3,042	56,80
32	SM306	1,940	3,028	56,08
33	SM306	1,940	2,974	53,30
34	SM306	1,940	2,983	53,76
35	SM306	1,940	2,897	49,33
36	SM305		2,692	
37	SM305		2,747	
38	SM305		2,999	
39	SM305		3,012	
40	SM305		2,701	
	PROMEDIO	2,070	2,827	37,094

TABLA No. 5.2 Cuadro Comparativo de Densidades.

Gráfico No. 5.4 DENSIDADES ANTES Y DESPUÉS DEL TRATAMIENTO DE JET GROUTING

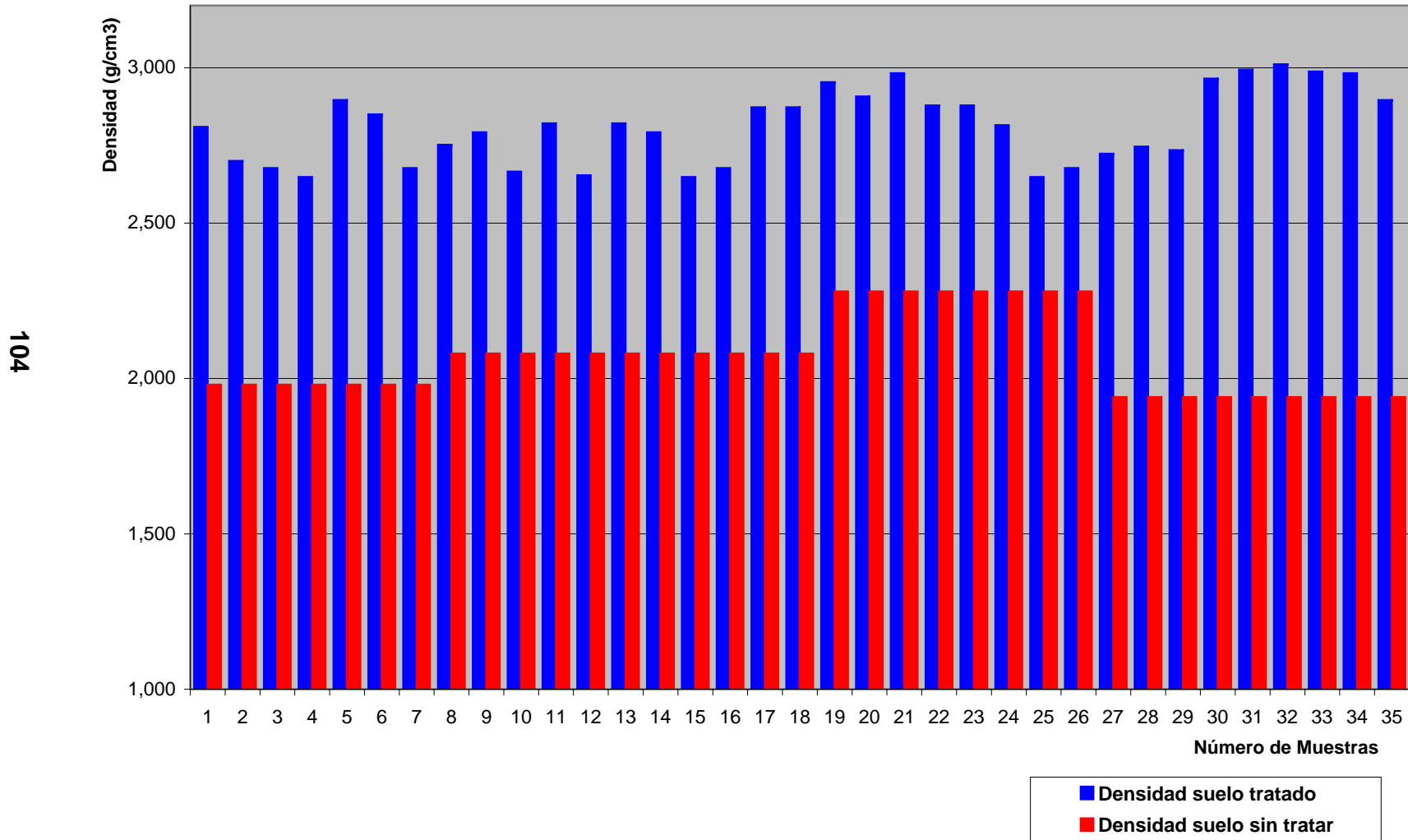


Gráfico No. 5.5 DENSIDADES ANTES Y DESPUÉS DEL TRATAMIENTO DE JET GROUTING

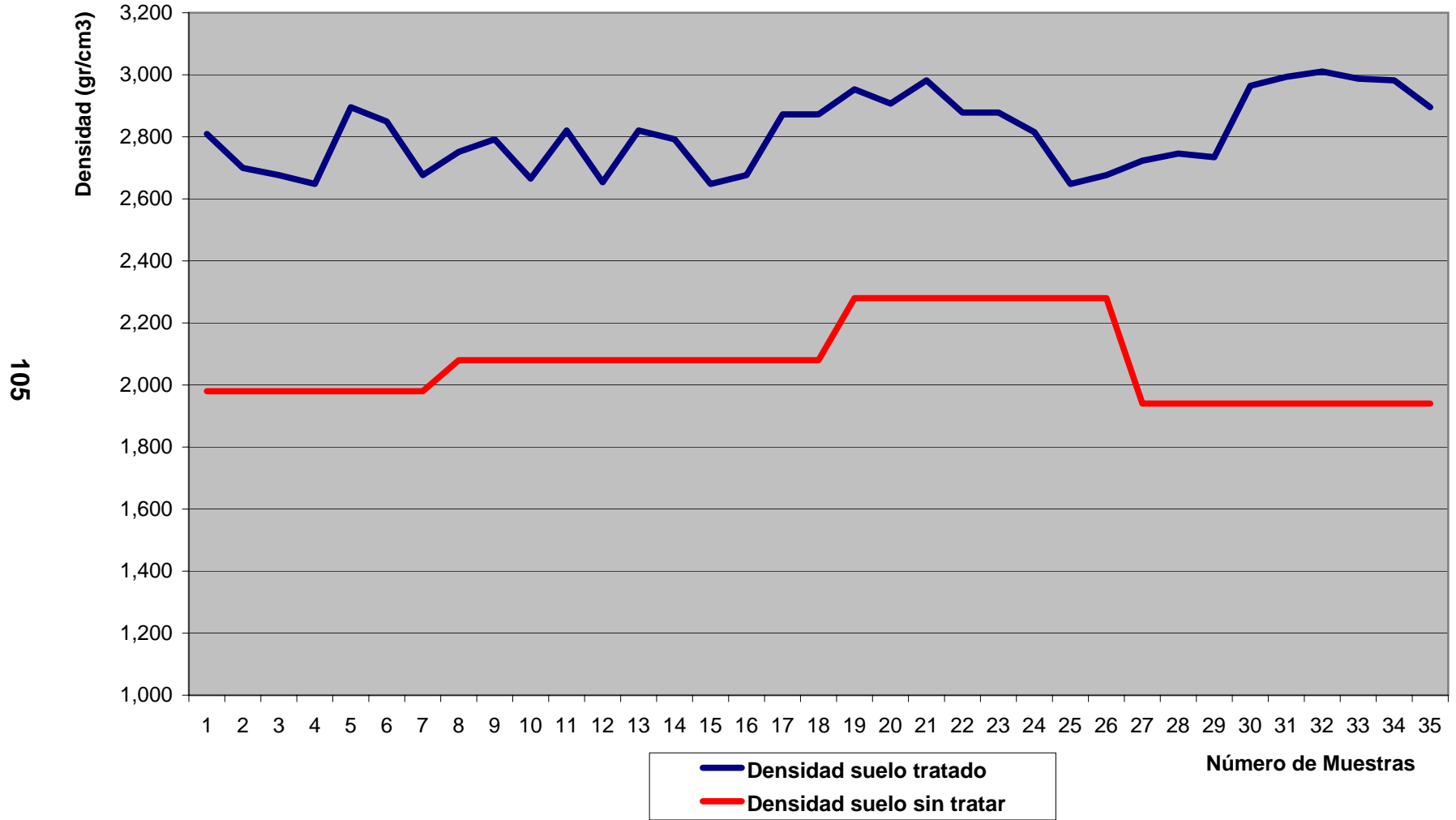
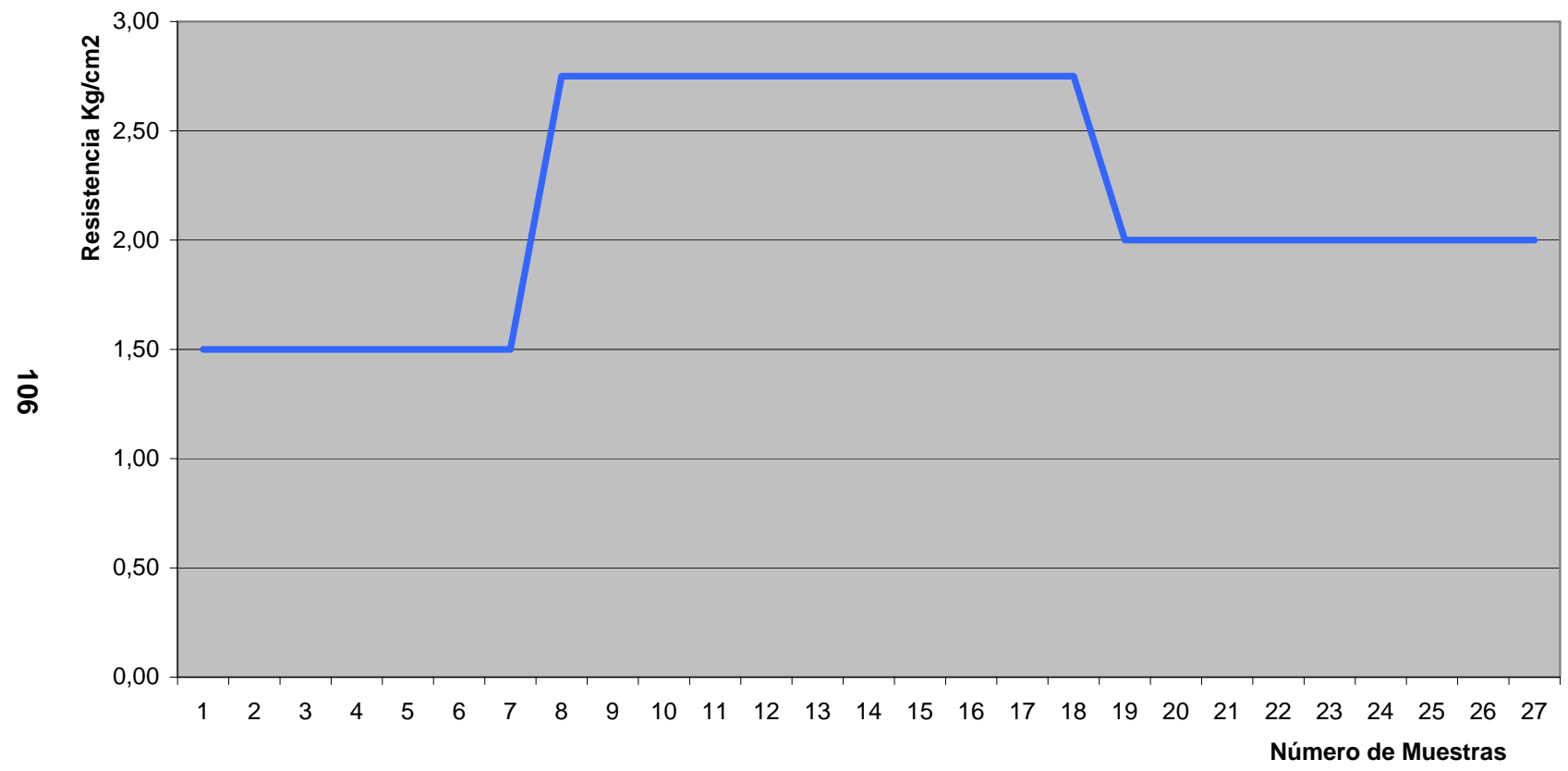
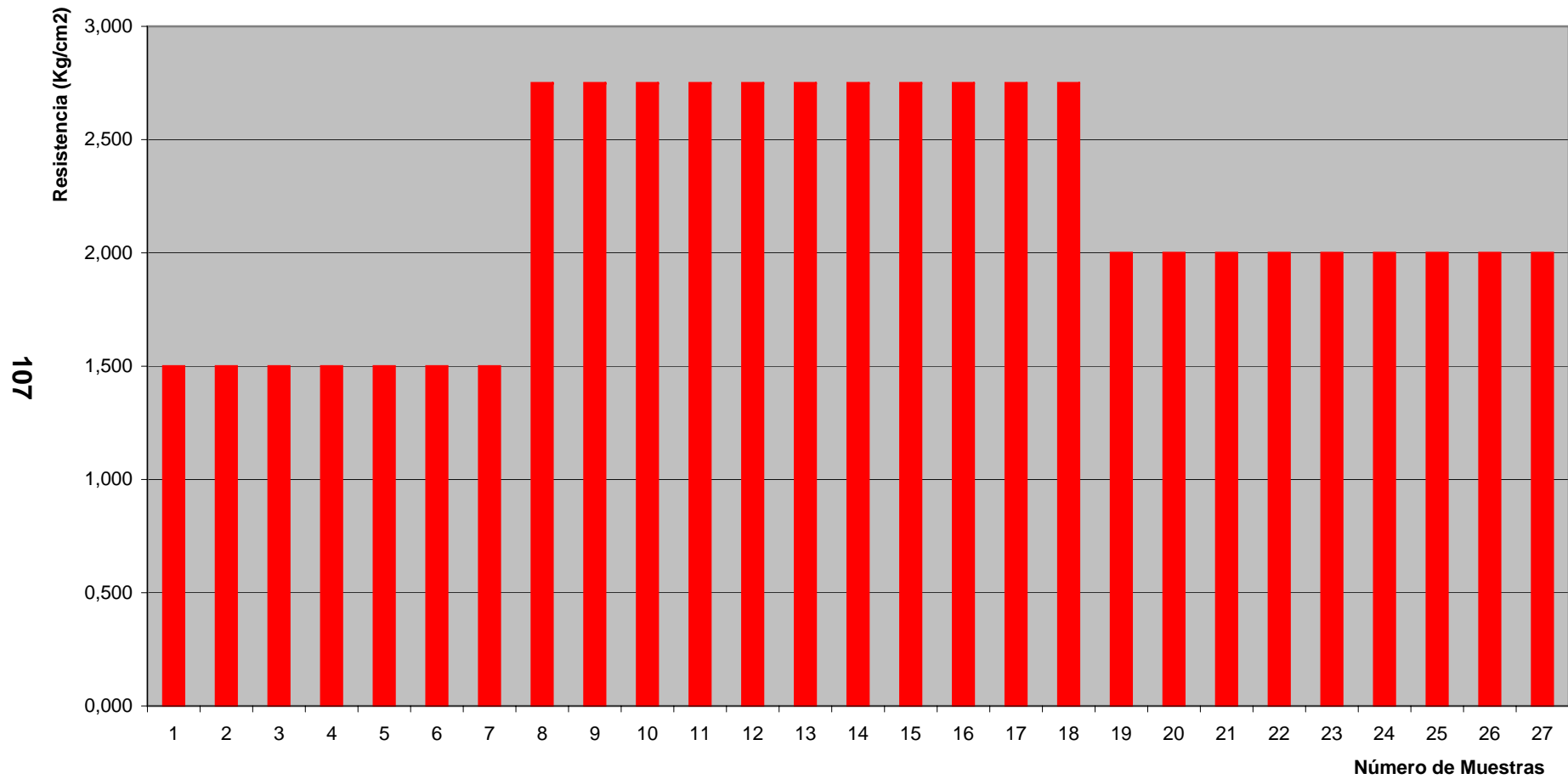


Gráfico No. 5.6 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN MUESTRAS DE SUELO SIN TRATAR



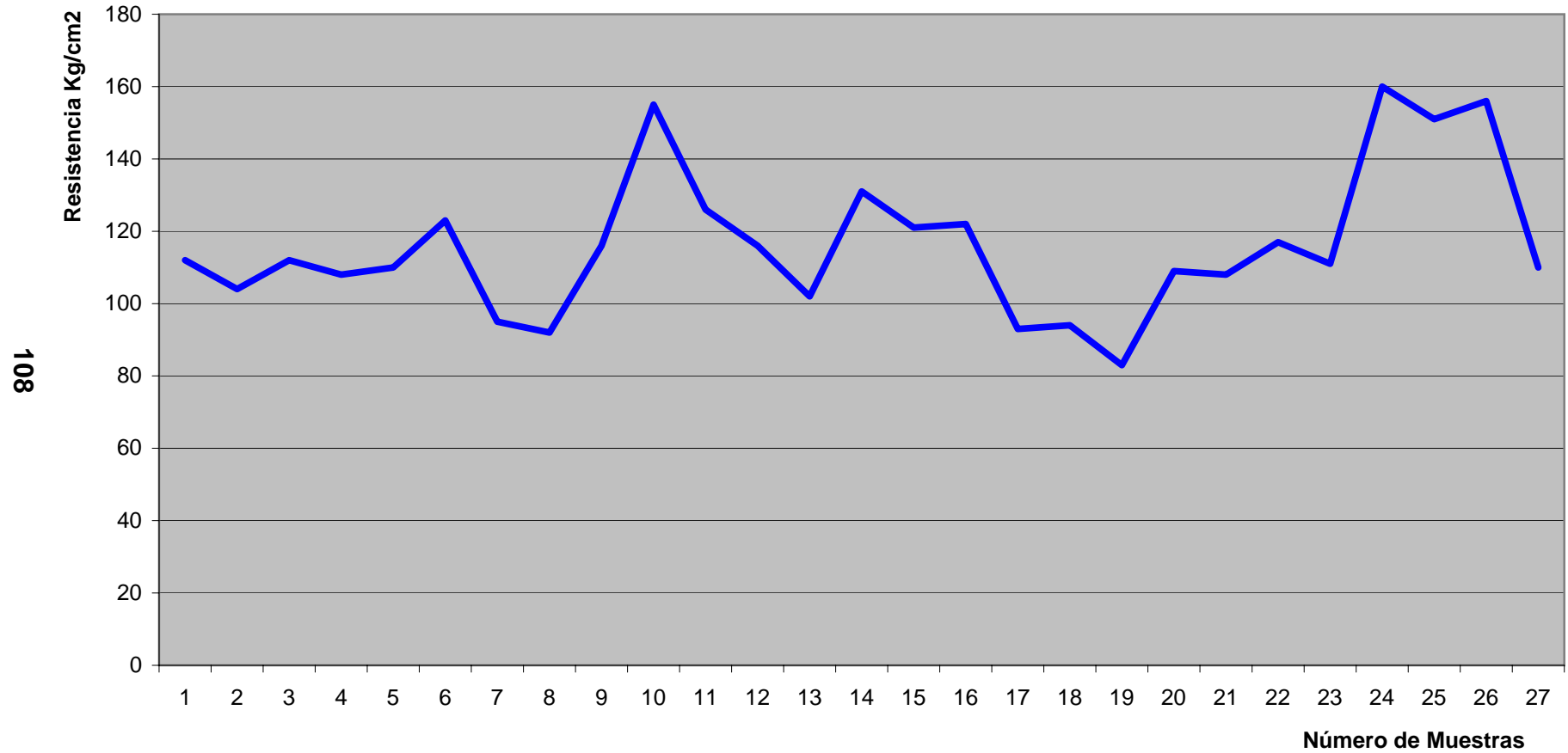
106

Gráfico No. 5.7 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN MUESTRAS DE SUELO SIN TRATAR.



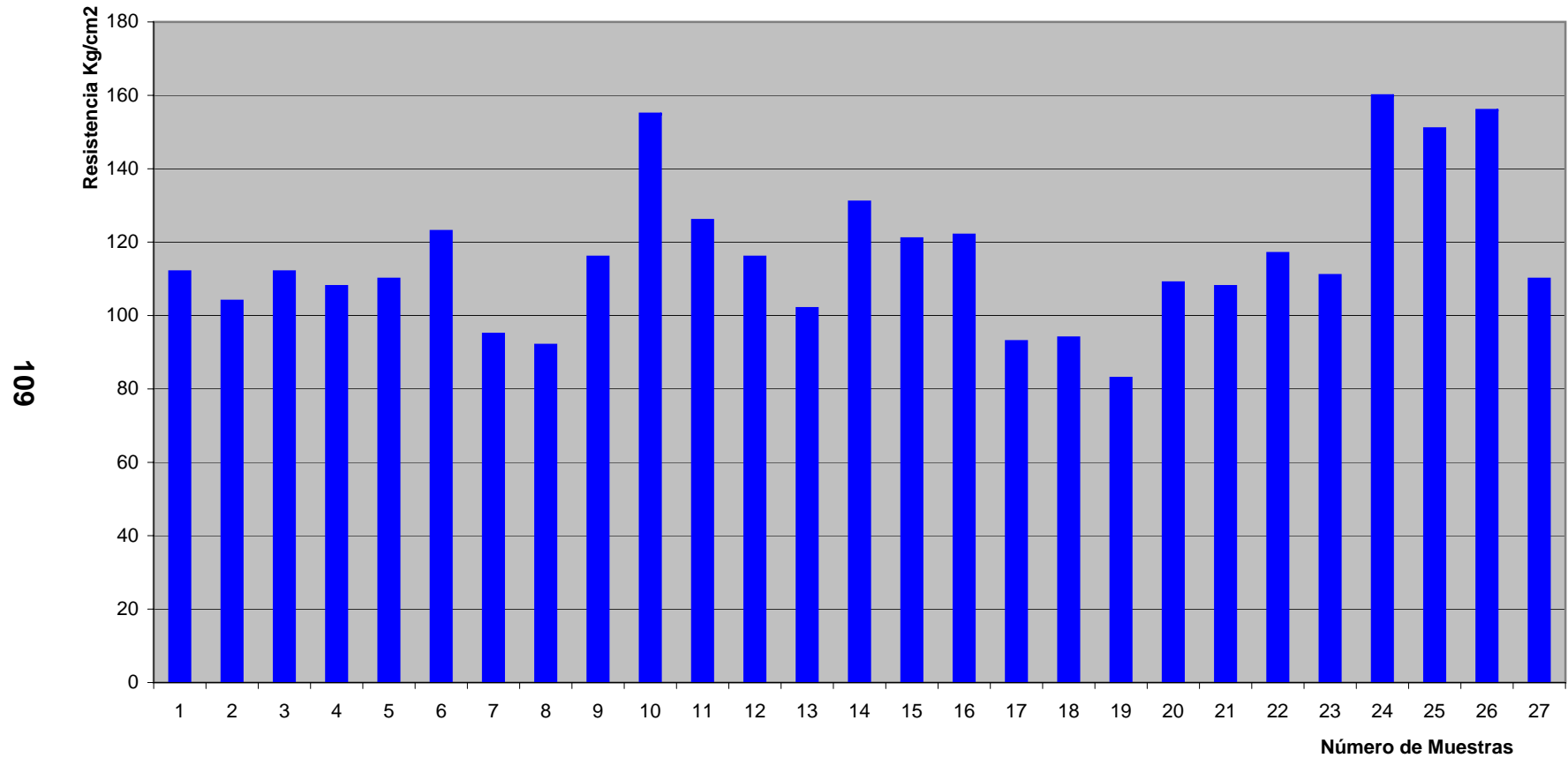
107

Gráfico No. 5.8 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN MUESTRAS DE SUELO TRATADO CON JET GROUTING



108

Gráfico No. 5.9 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN MUESTRAS DE SUELO TRATADO CON JET GROUTING.

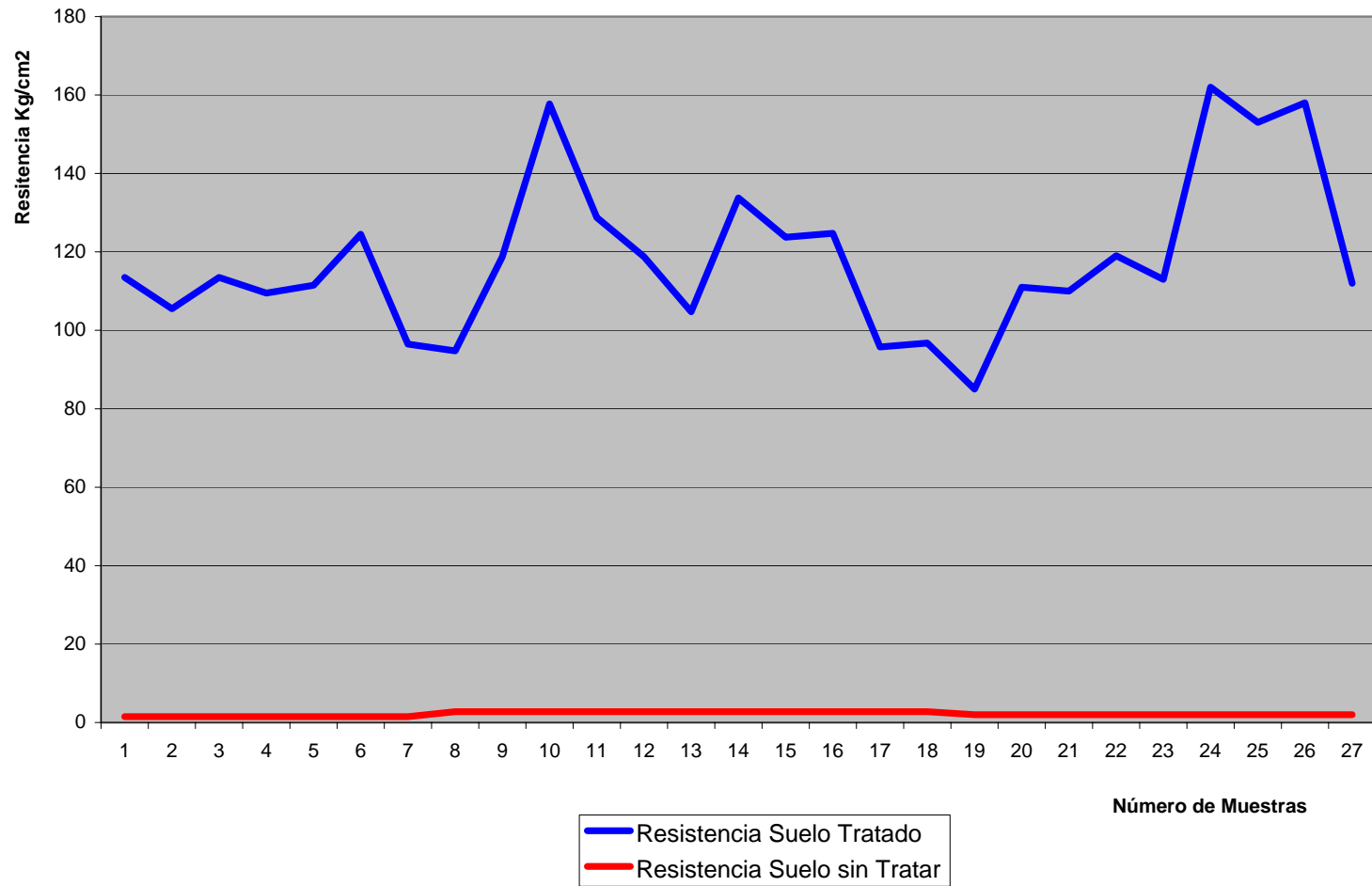


CILINDRO No	UBICACIÓN RELATIVA	RESISTENCIA DEL SUELO SIN TRATAR Kg/cm ²	RESISTENCIA DEL SUELO TRATADO Kg/cm ²	INCREMENTO DE LA RESISTENCIA (%)
1	SM320	1,500	112	7366,67
2	SM320	1,500	104	6833,33
3	SM320	1,500	112	7366,67
4	SM320	1,500	108	7100,00
5	SM320	1,500	110	7233,33
6	SM320	1,500	123	8100,00
7	SM320	1,500	95	6233,33
8	SM317	2,750	92	3245,45
9	SM317	2,750	116	4118,18
10	SM317	2,750	155	5536,36
11	SM317	2,750	126	4481,82
12	SM317	2,750	116	4118,18
13	SM317	2,750	102	3609,09
14	SM317	2,750	131	4663,64
15	SM317	2,750	121	4300,00
16	SM317	2,750	122	4336,36
17	SM317	2,750	93	3281,82
18	SM317	2,750	94	3318,18
19	SM306	2,000	83	4050,00
20	SM306	2,000	109	5350,00
29	SM306	2,000	108	5300,00
21	SM306	2,000	117	5750,00
22	SM306	2,000	111	5450,00
23	SM306	2,000	160	7900,00
24	SM306	2,000	151	7450,00
25	SM306	2,000	156	7700,00
26	SM306	2,000	110	5400,00
	PROMEDIO	2,260	121	5753,555

TABLA No. 5.3 Cuadro Comparativo de las Resistencias a la Compresión Simple antes y después de aplicación del Jet Grouting.

NOTA: En este cuadro no aparecen las perforaciones SM 315 y SM305, porque no tienen registros de realización de ensayos de Resistencia a la Compresión Simple.

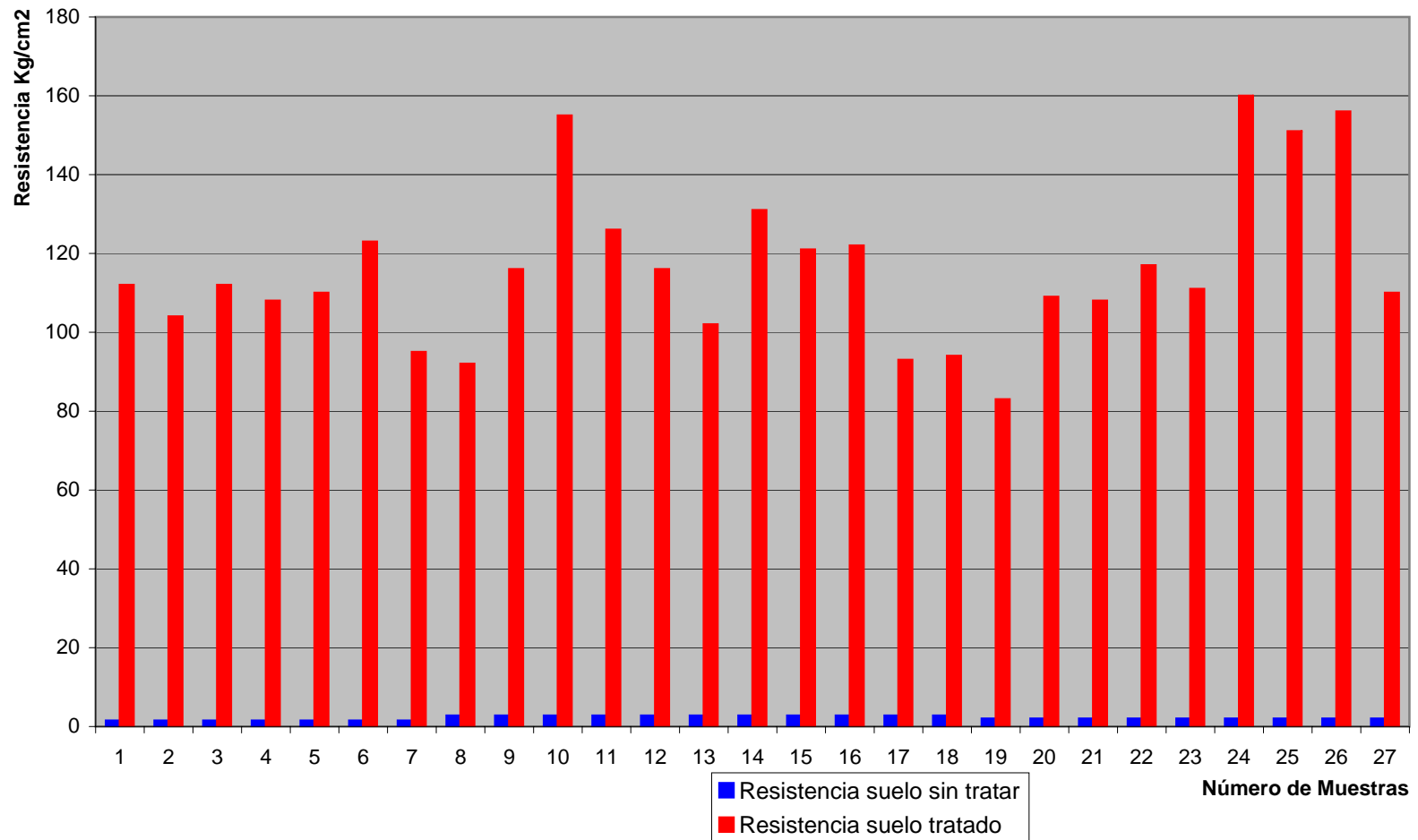
Gráfico No. 5.10 RESISTENCIAS ANTES Y DESPUÉS DEL TRATAMIENTO DE JET GROUTING



111

Gráfico No. 5.11 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE ANTES Y DESPUÉS DEL TRATAMIENTO DE JET GROUTING

112



5.7 Análisis de Resultados.

5.7.1 Suelos antes del tratamiento.

Como se observó en la tabla No.5, la cual describe la caracterización de los suelos que fueron objeto de este estudio, la litología presente en estos suelos según las perforaciones realizadas está constituida por arenas limo-arcillosas finas a medias, arenas arcillosas, arcillas, arcillas limosas, grava fina y peñones y hasta se determinó la presencia de bloques de esquisto con intercalaciones de arcillas arenosas. La consistencia promedio de los suelos sin tratar va de densa a firme, a excepción de la perforación SM 315 que contiene esquistos con intercalaciones arcillo-arenoso, el cual tiene un espesor de 12 metros y una consistencia RDb. En cuanto a los espesores registrados de los estratos varían desde 1 metro, hasta 14 metros y corresponden a las perforaciones SM 315 y SM 305 respectivamente.

Por otro lado se pudo apreciar que la menor densidad registrada en las muestras de suelo sin tratar correspondió al estrato de arcilla de la perforación SM 306, con un valor de $1,940 \text{ gr/cm}^3$, así como la mayor densidad registrada se encontró en el esquisto arcillo-arenoso de la perforación SM 315 fue de $2,280 \text{ gr/cm}^3$.

Los ensayos realizados para determinar el índice de plasticidad de las muestras de suelo sin tratar reflejaron que los índices más bajos fueron de 4 y 5, correspondientes a las perforaciones SM 306 y SM 305 respectivamente y el valor más alto fue de 24, y se encontró en el estrato de arcilla de la perforación SM 306, presentando un índice de plasticidad promedio de 12,75, es decir estos suelos exhiben unas pobres cualidades como suelos de fundación, y por ende baja capacidad portante y de este modo se deduce que estos suelos tenderán a fallar, si no hubiesen sido tratados antes del inicio de los trabajos en el sector. Estos suelos se agrupan en la zona correspondiente a suelos finos plásticos, de plasticidad baja (CL), con uno que otro en la zona de plasticidad media (CI).

Los ensayos de resistencia a la compresión simple fueron realizados sólo a las muestras provenientes de las perforaciones SM 306, SM 317 y SM 320; para las muestras ensayadas provenientes de la perforación SM 306 los resultados de las mismas fueron de $1,50 \text{ kg/cm}^2$ para el estrato de arcilla y $2,00 \text{ kg/cm}^2$ para la arena limo-arcillosa. Para la muestra de arcilla obtenida de la perforación SM 317 el valor registrado fue de $2,75 \text{ kg/cm}^2$, y el mismo es el mayor valor encontrado en los ensayos de resistencia a la compresión simple en muestras de suelo sin tratar. En la muestra de arcilla limosa que se consiguió en la perforación SM 320, el valor alcanzado fue de $1,50 \text{ kg/cm}^2$. Esto quiere decir que los valores registrados en los ensayos de resistencia a la compresión simple en muestras de suelo sin tratar son el menor de $1,50 \text{ kg/cm}^2$ y el mayor de $2,75 \text{ kg/cm}^2$. Los valores determinados para la resistencia a la compresión simple en las muestras de suelo sin tratar reflejan un gran grado de compresibilidad y por consiguiente una tendencia marcada a deformarse bajo cargas relativamente ligeras. Lo ya dicho es válido aunque se haya verificado que hubo un incremento de 183% entre el valor mínimo y máximo registrado en los ensayos, siendo estos $1,5 \text{ kg/cm}^2$ y $2,75 \text{ kg/cm}^2$ respectivamente.

5.7.2 Suelos luego del tratamiento.

En la tabla 5.1 se refleja la densidad alcanzada por los suelos sometidos al proceso de mejoramiento y la misma se expresó como sigue: para la ubicación relativa SM 320 el valor promedio de la densidad para las muestras de este punto fue $2,77 \text{ kg/cm}^3$; para la ubicación relativa SM 317 el valor promedio de la densidad para las muestras de este punto fue $2,77 \text{ kg/cm}^3$; para la ubicación relativa SM 315 el valor promedio de la densidad para las muestras de este punto fue $2,85 \text{ kg/cm}^3$; para la ubicación relativa SM 306 el valor promedio de la densidad para las muestras de este punto fue $2,91 \text{ kg/cm}^3$; para la ubicación relativa SM 305 el valor promedio de la densidad para las muestras de este punto fue $2,83 \text{ kg/cm}^3$. El menor valor registrado fue de $2,649 \text{ gr/cm}^3$, el mismo se corresponde con el cilindro No.25 y de ubicación relativa SM 315. En cuanto al mayor valor obtenido éste se encuentra en

3,042 gr/cm³, proporcionado por el cilindro No.31 y con ubicación relativa SM 306.

El valor promedio de la carga aplicada a las muestras de suelo tratado con ubicación relativa SM 320 se encontró en 1729,4 kg; para las muestras con ubicación relativa SM 317 el valor promedio de la carga aplicada fue de 2080,8 kg; de igual manera para las muestras de suelo tratada con Jet Grouting y con ubicación relativa SM 315, el promedio de la carga aplicada fue de 2072 kg; así como para las muestras de ubicación relativa SM 306 este valor promedio correspondió a 2218,3 kg y para las muestras de suelo tratado con ubicación relativa SM 305 el promedio de la carga aplicada fue de 2141 kg. El menor valor de la carga aplicada fue de 1500 kg y el mismo corresponde al cilindro No. 27, de ubicación relativa SM 306. Por otra parte la mayor carga aplicada se localizó en el cilindro No. 32, éste logró un valor de 2886 kg y tuvo una ubicación relativa SM 306. El promedio general de la carga aplicada a las muestras de suelo tratadas con la técnica Jet Grouting fue de 2099,22 kg.

Así mismo se pudo apreciar que los valores promedios encontrados en los ensayos de resistencia a la compresión simple en cada una de las muestras de suelo tratadas con la técnica jet Grouting se registraron de la manera siguiente: para las muestras de suelo tratado tomadas con ubicación relativa SM 320 el valor promedio de la resistencia a la compresión simple fue de 109,5 kg/cm²; para las muestras con ubicación relativa SM 317 el valor de este ensayo correspondió a 105,3 kg/cm²; el promedio del valor de la resistencia a la compresión simple para la ubicación relativa SM 315 se ubicó en 114,5 kg/cm²; para la SM 306 la media del valor de la resistencia a la compresión simple fue de 122,8 kg/cm²; por último para la ubicación relativa SM 305 el valor promedio fue de 118,4 kg/cm². El menor valor registrado en los ensayos de resistencia a la compresión simple en las muestra de suelo tratadas con la técnica Jet Grouting fue 83 kg/cm², y corresponde al cilindro No. 27 con ubicación relativa SM 306. Por otra parte el mayor valor obtenido en la resistencia a la compresión simple en muestras de suelo tratado fue 160 kg/cm², el cual se presentó en los cilindros No.32 y No.38 y con ubicaciones relativas SM 306 y SM 305

respectivamente. El promedio general de la resistencia a la compresión en muestras de suelo tratadas con la técnica Jet Grouting fue de 116 kg/cm^2 .

5.7.3 Comparación de los valores en las propiedades mecánicas de los suelos antes y después del tratamiento Jet Grouting.

En cuanto a la comparación de las densidades del suelo sin tratar y del suelo tratado (tabla No.5.2), en la misma se aprecia una notable diferencia debido a que el promedio de la densidad del suelo sin tratar es de $2,070 \text{ gr/cm}^3$ y luego que el suelo es tratado con la técnica Jet Grouting, se observa que la densidad aumenta a $2,827 \text{ gr/cm}^3$, lo cual implica que hubo un incremento del 37% con respecto a las condiciones del suelo sin tratar.

En la tabla No.5.3 se reflejan las resistencias a la compresión simple antes y después de la aplicación de la técnica Jet Grouting y en la misma se puede apreciar que el promedio de la resistencia a la compresión simple en muestras de suelo sin tratar alcanza un valor de $2,260 \text{ kg/cm}^2$ y que con la aplicación de Jet Grouting, el promedio de la resistencia a la compresión simple aumenta a 121 kg/cm^2 , lo cual implica que hubo un incremento del 5750%. Esto a su vez quiere decir que las características originales del suelo, las cuales correspondían a la categoría de suelos finos plásticos cambiaron y que ahora presentan el comportamiento de un concreto de baja resistencia.

5.8. Conclusiones.

El caso específico al que se refiere este Trabajo Especial de Grado, es un ejemplo práctico de insuficiencia en la capacidad portante del suelo donde se localiza el tramo CV03 de la Línea IV del Metro de Caracas. Este suelo está caracterizado por estratos de arenas finas a medias, arcillosas y limo-arcillosas de plasticidad baja a media, y como solución a este problema se optó por utilizar la técnica Jet Grouting aprovechando la versatilidad en la operación de sus equipos y las limitadas dimensiones de los mismos, para conformar pilotes inyectados en las zonas donde el área es reducida.

Los ensayos aplicados a las muestras de suelo tratadas con la técnica Jet Grouting, determinaron la densidad relativa y la resistencia a la compresión simple en cada una de las muestras de suelo tratado observándose un incremento promedio de 37% en la densidad relativa. Por otra parte se pudo apreciar un aumento significativo e importante en los valores de resistencia a la compresión simple en cada una de las muestras de suelo tratado. El aumento de los valores en la resistencia a la compresión simple en muestras de suelo tratadas con respecto a las muestras de suelo sin tratar fue del 5750%. De aquí se concluye que la técnica Jet Grouting es altamente efectiva, debido a que logra modificar las condiciones originales de un suelo mejorando su resistencia a la compresión, disminuyendo su deformabilidad, y en general maximiza la capacidad portante y de auto soporte del suelo, logrando de esta forma el objetivo propuesto.

Esta técnica establecida en Venezuela a finales de la década de los setenta con el propósito específico de resolver problemas relativos a las obras del Metro de Caracas, en la actualidad, se ha extendido su utilización para resolver problemas de cimentación y contracimentación de estructuras originalmente fundadas directamente sobre placas o zapatas aisladas, así como sobre pilotes, lográndose resultados positivos de acuerdo a los objetivos perseguidos en cada aplicación; tanto de carácter

temporal como las realizadas en las obras del Metro de Caracas, o de forma permanente como las aplicadas al recalce de estructuras preexistentes.

La aplicación de esta tecnología comprende operaciones previstas básicamente en dos fases:

La fase de perforación, en donde es introducido en el terreno un tubo con un diámetro de 50 a 60 mm, hasta que éste alcance la profundidad requerida en el proyecto. En este caso en particular la profundidad requerida fue de 14 metros.

La fase de inyección, en donde se inyecta una mezcla cementante a presión elevada durante la extracción de las barras de perforación.

Esta técnica de inyección, permite tratar casi todo tipo de suelo que amerite ser mejorado mecánicamente debido a la capacidad que presenta de disgregar el suelo natural mezclándolo con el fluido inyectado.

La maquinaria necesaria para este tipo de trabajo se encuentra constituida por equipos de perforación e inyección de dimensiones reducidas, lo cual permite movilizar los mismos con gran facilidad, con lo cual se hace posible operarlos en lugares de espacios confinados y reducidos, convirtiéndose de esta forma en una técnica versátil y de uso frecuente en la actualidad.

Para la ejecución de las columnas de Jet Grouting, se requiere de un personal técnico calificado para el control de los diferentes parámetros involucrados en el proceso, como lo son: la velocidad de rotación y de ascenso de las barras, la presión de inyección y cantidad de mezcla utilizada, para lograr así las características geométricas y mecánicas deseadas, permitiendo con esto obtener una alta productividad en un tiempo relativamente corto.

La técnica Jet Grouting permite tratar suelos heterogéneos y suelos que presentan variedad de coeficientes de permeabilidad; densificando e impermeabilizando de forma uniforme toda la zona a ser tratada.

En la producción de las columnas de Jet Grouting, existen algunos aspectos que deben ser cuidados para lograr una ejecución efectiva del método, se definen en función de varios factores, entre los que se destacan:

- La experiencia del operador.
- Las condiciones del equipo.
- Las longitudes de los pilotes.
- Las características del suelo.
- La calidad y cantidad de los insumos necesarios para la ejecución de las fases de perforación e inyección.

5.9 Recomendaciones.

Los datos reflejados en este Trabajo Especial de Grado son el resultado de los ensayos que se realizaron tanto a las muestras de suelo sin tratar, como a las muestras de suelo tratadas con la técnica Jet Grouting Dichos ensayos fueron llevados a cabo en su totalidad en un laboratorio, por lo cual no se reportan valores encontrados en campo para la densidad relativa en las arenas o para los valores de consistencia en las arcillas.

Es por esto que para comprobar la efectividad del método Jet Grouting en campo, se recomienda la realización de perforaciones adicionales en la zona que fue tratada con esta técnica de mejoramiento de suelos. Con dichas perforaciones, se obtendrá un nuevo número de golpes (N) y asociado a ello nuevos valores correspondientes a la densidad relativa en las arenas y a la consistencia de las arcillas.

BIBLIOGRAFÍA

CASERO M, L (1.991). Prebóvedas con Jet Grouting. Curso sobre Mejora y Refuerzo del Terreno. Madrid, CEDES (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas). 2T. Sp.

CCP INDUSTRIAL TECHNOLOGY. (sf). Chemical Churning Pile or Pattern. sl, CCP Industrial Technology. 12 p.

ESCARIO U, V. (1.991). Aplicaciones de Inyecciones a Recalces Curso sobre Mejora y refuerzo del Terreno. Madrid, CEDES (Centro de Estudios de Experimentación de Obras Públicas). 2T.

GIMÉNEZ SALAS. et al (1.980). Geotécnia y Cimientos. T2 y T3. Editorial Barcelona. España.

GRES PAN R; W. Y VEGA C; R. (1.984) Estado del conocimiento sobre la Tecnología CCP. (Inyección controlada a elevada presión) Caracas, Universidad Metropolitana. Escuela de Ingeniería Civil. Trabajo Especial de Grado. Inédito. 146 p.

HERNÁNDEZ, R y colaboradores. (1991) Metodología de la Investigación Editorial Mc Graw Hill. México. 550 p.

JUÁREZ BADILLO Y DEL CASTILLO. (1.983). Mecánica de Suelos. Teoría y Aplicaciones. Editorial Limusa- Noriega. México.

MARCIAL; D. (1.993). Métodos para mejora del Terreno. Nuevas Tecnologías:

Mejoras mediante Inyecciones- El Método del Jet Grouting. En V Curso Internacional: Mecánica de Suelos para Ingenieros. Aplicaciones a microcomputadoras. Caracas, IMME sp.

OTEO M; C (1.991) Jet Grouting. Curso sobre Mejora y Refuerzo del Terreno.

Madrid, CEDES.2T.sp.

PERRI, G. (1.987). La Tecnología Jet Grouting CCP en la práctica Ingenieril

Venezolana. Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones. Bol. 55.Separata. Caracas, S.V.M.S.I.F. 28 p.

RICO, A Y DEL CASTILLO, H. (1.978). Suelos y Cimientos. Editorial

Limusa - Noriega. México.

SOWERS Y SOWERS. (1.990). La Mecánica de Suelos en las vías Terrestres.

V1- V2. Editorial Limusa – Noriega. México.

ZELADA R; M. R. (sf) Tratamiento de suelos mediante el proceso de JET MIX.

Caracas, Bachy y Asociados S.A. 8 p.